

Na prawach rękopisu

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

Stany graniczne konstrukcji
hybrydowych stalowo-betonowych ze
zbrojeniem zewnętrznym

Błażej Bartoszek

Raport serii PRE nr 8/2023

Praca doktorska

Słowa kluczowe:

konstrukcje zespolone, konstrukcje hybrydowe, zespolenie,
composite dowel, nośność na ścinanie, model S-T,
mosty zespolone, mosty hybrydowe

Promotor: prof. dr hab. inż. Wojciech Lorenc

Promotor pomocniczy: dr inż. Piotr Kozioł

Wrocław, wrzesień 2023 r.

Autor:

mgr inż. Błażej Bartoszek

Politechnika Wrocławska

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Katedra Konstrukcji Budowlanych

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

tel. 71 320 23 45

e-mail: blazej.bartoszek@pwr.edu.pl

Raport został złożony w Redakcji Wydawnictw Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej we wrześniu 2023 r.

Lista odbiorców:

| | |
|-----------------------|--------|
| Recenzenci | 3 egz. |
| Promotor | 1 egz. |
| Promotor pomocniczy | 1 egz. |
| Autor | 1 egz. |
| Biblioteka Główna PWr | 1 egz. |
| Archiwum W-2 | 1 egz. |

Razem 8 egz.

Podziękowania

Na powstanie niniejszej rozprawy miało wpływ wiele osób i organizacji, którym w tym miejscu chciałbym podziękować.

Dziękuję firmie Arcelor Mittal za dostarczenie części stalowych badanych elementów, firmie Betard Sp. z o. o. za przygotowanie elementów o przekrojach hybrydowych oraz firmie PBW Inżynieria Sp. z o. o. za pomoc w realizacji badań niszczących.

Dziękuję również biurowi projektowemu Fasys Mosty Sp. z o. o. za możliwość wdrażania innowacyjnych rozwiązań w dokumentacji projektowej rzeczywistych obiektów oraz firmom Nowak Mosty Sp. z o. o. i Dura Sp. z o. o. za współpracę w ich realizacji.

Chciałbym również podziękować mojemu promotorowi prof. dr hab. Wojciechowi Lorencowi za przekazaną wiedzę i merytoryczne wsparcie w przygotowaniu rozprawy oraz mojemu promotorowi pomocniczemu dr Piotrowi Koziółowi i dr Maciejowi Kożuchowi za pomoc w przygotowaniu i realizacji badań.

Osobne i najważniejsze podziękowania składam na ręce mojej żony Karoliny, która zawsze była gotowa nieść moralne i duchowe wsparcie w najcięższych chwilach.

Spis treści

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | WSTĘP | 9 |
| 1.1 | Wprowadzenie | 9 |
| 1.2 | Przedmiot i zakres opracowania | 11 |
| 1.3 | Skróty i definicje | 12 |
| 2 | MOTYWACJA DO PODJĘCIA TEMATYKI | 13 |
| 2.1 | Kształtowanie przekrojów hybrydowych | 13 |
| 2.2 | Nowy typ przekroju obiektu kolejowego | 18 |
| 2.3 | Alternatywne przekroje hybrydowe | 21 |
| 2.4 | Podstawowe założenia metody ogólnej obliczania przekroju ścinanego | 22 |
| 3 | CEL I ZAKRES PRACY | 24 |
| 3.1 | Naukowe cele rozprawy | 24 |
| 3.2 | Utylitarne cele rozprawy | 25 |
| 4 | AKTUALNY STAN WIEDZY | 25 |
| 4.1 | Ogólne założenia | 25 |
| 4.2 | Nośność przekroju żelbetowego i zespolonego na zginanie | 26 |
| 4.3 | Nośność przekroju zespolonego na ścinanie | 28 |
| 4.4 | Nośność przekroju żelbetowego na ścinanie | 31 |
| 4.4.1 | Założenia ogólne | 31 |
| 4.4.2 | Zasady projektowania | 34 |
| 4.4.3 | Elementy bez zbrojenia na ścinanie w ujęciu normowym | 36 |
| 4.4.4 | Elementy ze zbrojeniem na ścinanie w ujęciu normowym | 41 |
| 4.5 | Metoda ogólna | 49 |
| 4.6 | Znaczenie przepływu strumienia siły ścinania podłużnego w metodzie ogólnej | 60 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 4.7 | Znaczenie wartości ramienia sił wewnętrznych w metodzie ogólnej..... | 67 |
| 4.8 | Podsumowanie założeń metody ogólnej..... | 77 |
| 4.9 | Mechanizmy zniszczenia i nośność zespolenia CD | 78 |
| 4.10 | Tezy rozprawy | 87 |
| 5 | ANALIZY NUMERYCZNE | 89 |
| 5.1 | Założenia ogólne..... | 89 |
| 5.2 | Lokalne modele wycinkowe | 89 |
| 5.3 | Modele lokalne belek..... | 92 |
| 5.3.1 | Założenia | 92 |
| 5.3.2 | Wpływ efektu <i>tension stiffening</i> (TSF) | 102 |
| 5.3.3 | Przekroje o różnej wysokości środnika stalowego i żelbetowego | 107 |
| 5.3.4 | Wpływ odkształceń postaciowych | 109 |
| 5.3.5 | Sztywność zespolenia..... | 113 |
| 5.3.6 | Siła rozwarstwiająca..... | 120 |
| 5.3.7 | Ramię sił wewnętrznych | 125 |
| 5.3.8 | Kąt nachylenia krzyżulców (θ) | 132 |
| 5.4 | Podsumowanie analiz modeli numerycznych belek o przekroju hybrydowym | 136 |
| 6 | BADANIA NISZCZĄCE BELEK O PRZEKROJU HYBRYDOWYM..... | 138 |
| 6.1 | Ogólne założenia badań..... | 138 |
| 6.2 | Badania wstępne | 139 |
| 6.3 | Geometria elementów do badań | 147 |
| 6.4 | Cele badań | 150 |
| 6.5 | Parametry materiałowe elementów do badań..... | 152 |
| 6.6 | Przygotowanie badań niszczących | 155 |
| 6.7 | Przebieg badań niszczących fazy zasadniczej | 160 |

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

| | | |
|-------|--|-----|
| 6.7.1 | Wyniki pomiarów w czasie badań fazy zasadniczej | 171 |
| 6.7.2 | Porównanie wybranych wyników z modelami numerycznymi | 181 |
| 6.7.3 | Podsumowanie i wnioski z przeprowadzonych badań | 192 |
| 7 | ANALIZA INTERAKCJI MECHANIZMU ROZWARSTWIENIA PIONOWEGO I MECHANIZMU PRZENOSZENIA SIŁY POPRZECZNEJ POD KĄTEM WYMIAROWANIA STRZEMION | 193 |
| 8 | WYMIAROWANIE PRZEKROJÓW HYBRYDOWEYCH NA PRZYKŁADZIE RZECZYWISTYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH..... | 194 |
| 8.1 | Zaprojektowane konstrukcje w ramach prac wdrożeniowych | 194 |
| 8.2 | Obliczenia nośności na ścinanie na przykładzie projektowanych obiektów | 199 |
| 9 | PODSUMOWANIE I WNIOSKI | 207 |
| 10 | ZAŁĄCZNIKI | 215 |
| 11 | BIBLIOGRAFIA | 215 |
| 12 | STRESZCZENIE/SUMMARY | 222 |

1 WSTEP

1.1 Wprowadzenie

Przekroje zespolone są często stosowanym rozwiązaniem konstrukcyjnym, zarówno w przypadku budynków, jak i obiektów mostowych. Pierwsze próby ich zastosowania miały miejsce na przełomie XIX i XX w [1]. Typowe konstrukcje zespolone bazują na połączeniu betonu i stali w taki sposób, aby wykorzystać zalety obu materiałów, przy jednoczesnym wyeliminowaniu ich wad. Pojawiają się konstrukcje, w których stal zastępowana jest tworzywami sztucznymi, jednak nie są one jeszcze szeroko stosowane. Na przestrzeni lat doskonalono geometrię tego typu konstrukcji oraz technologię ich wykonania, która jest nieodłącznym elementem rachunku ekonomicznego, który decyduje o sukcesie danego rozwiązania.

Obecnie najczęściej stosowane w budownictwie mostowym są tradycyjne przekroje zespolone lub dźwigary obetonowane (ze zbrojeniem sztywnym). W obu przypadkach stosuje się walcowane lub spawane kształtowniki dwuteowe, bądź spawane przekroje skrzynkowe, współpracujące z częścią żelbetową przekroju.

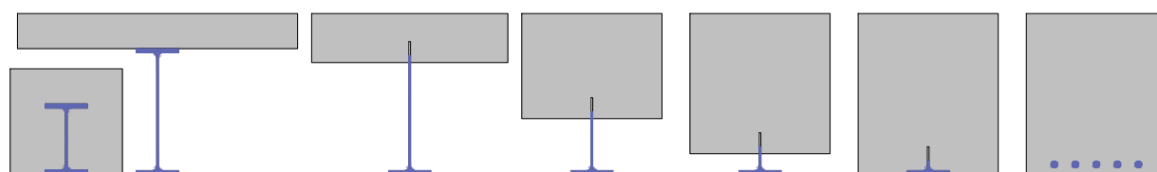
W przeszłości podejmowano liczne próby zastosowania łączników zapewniających zespolenie pomiędzy stalą, a betonem. Konstruowano różnego rodzaju elementy stalowe przykręcane lub nitowane do dźwigarów stalowych, ciągłe listwy z otworami o zróżnicowanym kształcie, pętle z prętów zbrojeniowych, czy też sworznie przykręcane lub spawane do części stalowej dźwigara [2]. Z technologicznego punktu widzenia możemy wyróżnić dwa podstawowe typy zespolenia: ciągłe i punktowe. Do tych pierwszych możemy zaliczyć listwy, których połączenie z belką stalową jest ciągłe na długości, a zespolenie z betonem jest realizowane poprzez odpowiedni kształt otworu w listwie. Drugi typ obejmuje wszelkiego rodzaju łączniki, z których każdy wymaga niezależnego połączenia z dźwigarem stalowym. Z punktu widzenia globalnej pracy konstrukcji można założyć, że oba typy zespolenia są równoważne, a ich rodzaj ma wpływ jedynie na efekty lokalne w elemencie. Z biegiem czasu i rozwojem automatyzacji przypawania sworzni, zyskały one popularność i są obecnie najczęściej używanym rodzajem zespolenia. Zasady dotyczące ich stosowania zostały zharmonizowane i zawarte w normach do projektowania konstrukcji [3] [4]. Rozwiązanie to ma jednak pewne wady np. w postaci wciąż dużej pracochłonności wykonania, mimo automatyzacji tego procesu. Ponadto ich zastosowanie, w oparciu o przyjęte zasady

projektowania, najczęściej wiąże się z koniecznością wprowadzenia stalowej półki, do której będą zamocowane. Na ogół znajduje się ona blisko osi obojętnej przekroju, przez co pełni funkcję głównie konstrukcyjną, a jej nośność pozostaje niewykorzystana w fazie zespolonej.

W ostatnich latach alternatywnie stosuje się zespolenie ciągłe w z wykorzystaniem łączników otwartych o odpowiednio ukształtowanej krzywiznie cięcia listwy lub środniczki tworzącej zespolenie typu CD (*composite dowel*) [5] [6]. Rozwiązanie to jest ewolucją pierwotnie stosowanego połączenia typu PB (*perfobond rib*) bazującym na zamkniętych łącznikach [7]. Z biegiem czasu doskonalono kształt krzywizny cięcia oraz prowadzono badania dotyczące nośności poszczególnych kształtów łączników [8]. Obecnie można wyodrębnić cztery podstawowe rodzaje wspomnianego typu zespolenia PZ (*puzzle*), PZT (*specific puzzle*), MPZT (*modified puzzle*), MCL (*clothoidal*) [9]. Prowadzono szereg badań dotyczących nośności oraz mechanizmów zniszczenia części żelbetowej i stalowej zespolenia, które zostały opisane w licznych publikacjach [10]–[13], określono współczynniki nośności i zachowanie zespolenia pod obciążeniem. Najważniejsze wyniki i wnioski przedstawiono w opracowaniu zbiorczym [5], a obecnie trwają prace nad usystematyzowaniem zebranych doświadczeń i uwzględnienie ich w aktualizacji EC4 [14].

Zastosowanie łączników otwartych pozwoliło na znaczne zmniejszenie pracochłonności prac związanych z układaniem zbrojenia w otworach. Biorąc pod uwagę cechy obu typów łączników, zespolenie CD z projektowego punktu widzenia najlepiej sprawdza się jako ciągłe zespolenie, a łączniki zamknięte sprawdzają się najlepiej w węzłach i miejscach lokalnego przyłożenia siły do konstrukcji.

Nowy typ zespolenia daje nowe możliwości projektantom z uwagi na dowolność



Rys. 1.1 Porównanie przekrojów zespolonych, hybrydowych i żelbetowych kształtowania stalowo-betonowych przekrojów poprzecznych. Zastosowanie otwartych łączników pozwala na lokalizację zespolenia w obrębie środniczki dźwigara teowego. Rozwiązanie w naturalny sposób ewoluje i jest dostosowywane do indywidualnych parametrów danej konstrukcji. Dzięki temu powstają zupełnie nowe typy przekrojów

stanowiące swoisty pomost pomiędzy tradycyjnymi przekrojami zespolonymi i przekrojami żelbetowymi (Rys. 1.1). Z uwagi na to oraz na dowolność kształtowania, nowy typ przekroju określono mianem przekroju hybrydowego. Należy przy tym wspomnieć, że stosowany termin „przekrój hybrydowy” [15] odnosi się do uwzględnienia zarówno betonu jak i stali w przenoszeniu sił poprzecznych i nie warunkuje typu zastosowanego zespolenia.

1.2 Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem opracowania jest analiza mechanizmu pracy przekrojów hybrydowych ze szczególnym uwzględnieniem ścinania. Podstawą rozważań jest zastosowanie metody ogólnej wymiarowania elementów hybrydowych stalowo-betonowych na ścinanie niezależnie od geometrii przekroju.

Jako podstawę do dalszych analiz przedstawiono aktualny stan wiedzy i obecnie obowiązujące zasady dotyczące wymiarowania konstrukcji zespolonych oraz żelbetowych.

W ramach prac badawczych przewidziano wykonanie badań niszczących dwóch belek o przekroju hybrydowym, późniejszą analizę wyników, weryfikację przyjętych założeń i opracowanie na tej podstawie stosownych wniosków.

W celu potwierdzenia uzyskanych mechanizmów pracy konstrukcji, w trakcie badań niszczących i rozważań teoretycznych, niezależnie prowadzono szeroki zakres analiz modeli numerycznych. Obejmowały one modele, różnych klas i różnym stopniu zaawansowania, zarówno belek przeznaczonych do badań niszczących, lokalnych modeli wycinków konstrukcji, jak i pełne modele projektowanych konstrukcji mostowych.

W ramach prac wdrożeniowych wykorzystano pozyskaną wiedzę i przyjęte założenia do wymiarowania szeregu nowych konstrukcji mostowych.

Podsumowaniem rozważań jest przedstawienie wniosków dotyczących zastosowania ogólnej metody do wymiarowania przekrojów hybrydowych na ścinanie oraz zastosowanych założeń.

1.3 Skróty i definicje

W niniejszej rozprawie stosowane są skróty, których znaczenie wyjaśniono poniżej lub w miejscu ich pierwszego zastosowania.

1. CD – *composite dowel*;
2. PB – *perfobond*,
3. MCL – *modified clothoidal shape dowel*,
4. PZ – *puzzle shape dowel*,
5. PZT – *specific puzzle shape*,
6. MPZT – *modified specific puzzle shape*
7. ERS - *externally reinforced concrete section*
8. TSF – *tension stiffening*
9. CSO – *concrete softening*
10. CFT – *compressed field theory*
11. MCFT – *modified compressed field theory*
12. GSFA - *generalized stress field approach*
13. ST – *strut and tie model*
14. PO – *pry out*
15. POE - *pry out edge*
16. BS – *bemess (SOFiSTiK)*
17. TS – *truss element (SOFiSTiK)*
18. EC2 - PN-EN 1992-1 [16], PN-EN 1992-2 [17]
19. EC3 - PN-EN 1993-1 [18], PN-EN 1993-2 [19]
20. EC4 – PN-EN 1994-1 [14], PN-EN 1994-2 [4]
21. MC – MODEL CODE 2010 [20]
22. ACI – ACI CODE 318-19 [21]
23. JSCE – JAPAN STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES [22]
24. PNS – PN-91/S-10042 [23]

Na potrzeby niniejszej rozprawy przyjmuje się następujące definicje.

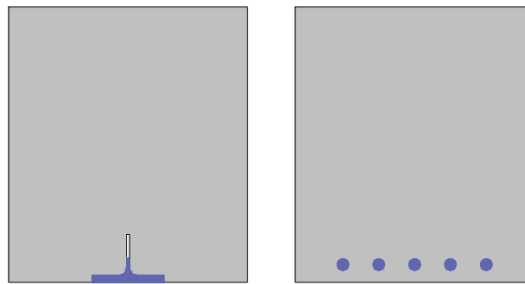
1. Composite dowel – dowela zespolona, otwarty łącznik zespalający

2. Przekrój hybrydowy – przekrój stalowo-betonowy, w którym udział części żelbetowej w przenoszeniu siły poprzecznej może zostać uwzględniony
3. Przekrój ze zbrojeniem zewnętrznym – skrajny przypadek przekroju hybrydowego, w którym udział części stalowej w przenoszeniu siły poprzecznej jest pomijalny
4. Belka hybrydowa – belka, na długości której przekrój hybrydowy przechodzi w żelbetowy [24]
5. Metoda ogólna – metoda wymiarowania dowolnego przekroju w oparciu o ramię sił wewnętrznych i wyznaczoną na jego podstawie siłę rozwarstwiająca

2 MOTYWACJA DO PODJĘCIA TEMATYKI

2.1 Kształtowanie przekrojów hybrydowych

W przypadku kształtowania przekrojów hybrydowych, stosowanie elementów stalowych o znikomej sztywności (w stosunku do części żelbetowej przekroju) pozwala przyjąć



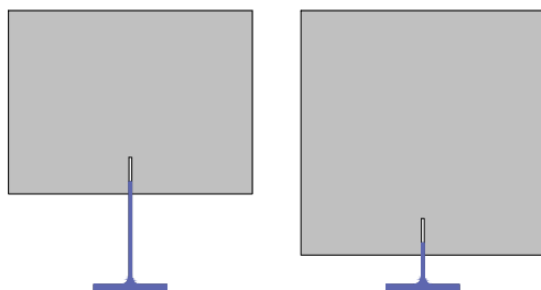
Rys. 2.1 Przekrój hybrydowy zbliżony do przekroju żelbetowego
uproszczone założenie, że element można traktować jako przekrój żelbetowy (Rys. 2.1). Analogicznie w przypadku zastosowania teownika o dużej względnej wysokości środnika, intuicyjnie można założyć, że znajdą zastosowanie założenia dotyczące projektowania tradycyjnych konstrukcji zespolonych (Rys. 2.2) [3] [4].



Rys. 2.2 Przekrój hybrydowy zbliżony do tradycyjnego przekroju zespolonego

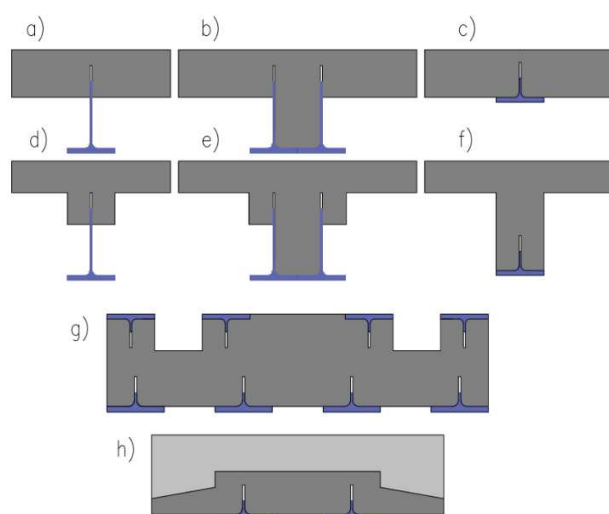
Naturalny proces rozwoju geometrii przekrojów hybrydowych spowodował jednak, że powstało całe spektrum kształtów przekrojów poprzecznych. To z kolei sprawiło, że pierwotnie stosowane zasady wymiarowania [3] [4] [17] [16] w pewnym zakresie przestają znajdować

zastosowanie (Rys. 2.3). W związku z brakiem obowiązujących spójnych wytycznych, konieczne jest przyjęcie jednolitych uogólnionych założeń do wymiarowania przekrojów hybrydowych, niezależnie od kształtu poszczególnych ich elementów.



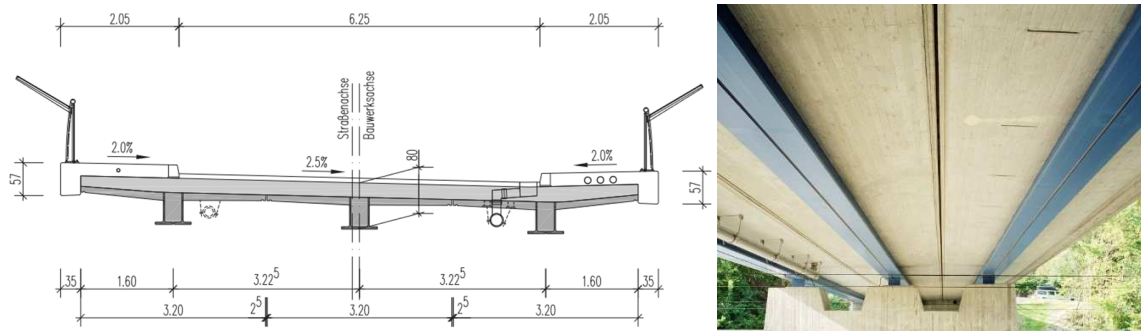
Rys. 2.3 Przekroje hybrydowe jako formy pośrednie pomiędzy przekrojami zespolonymi i żelbetowymi

Dowolność kształtowania przekroju poprzecznego pozwala na osiągnięcie mniejszych gabarytów, a co za tym idzie mniejszego ciężaru własnego niż w przypadku przekrojów żelbetowych o analogicznej nośności. Jednocześnie brak zespolenia w postaci tradycyjnych sworzni, pozwala na wyeliminowanie półki stalowej znajdującej się na ogół blisko osi obojętnej przekroju, do której te były przypawane.

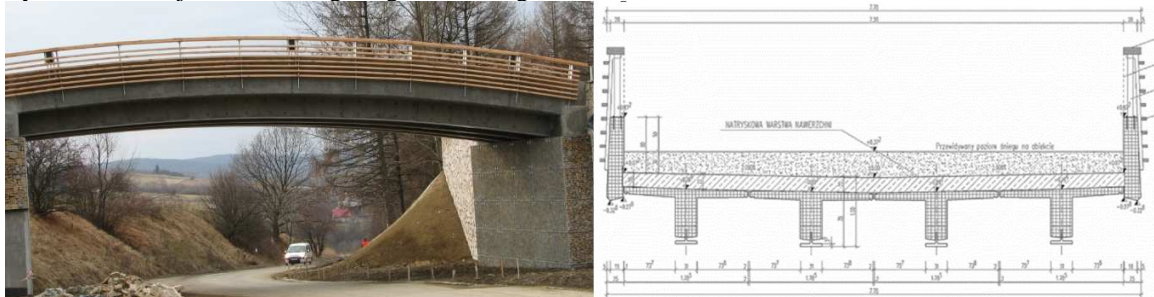


Rys. 2.4 Przykładowe przekroje hybrydowe.

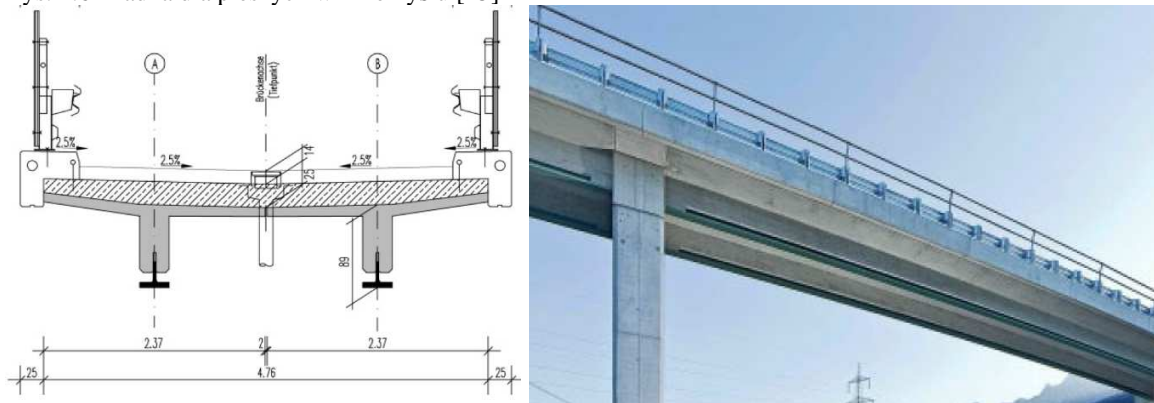
Koncepcja ewoluowała, a przekroje hybrydowe zaczęły być coraz szerzej stosowane zarówno w budynkach [25] jak i obiektach mostowych [26]. Powstawały kolejne kształty przekrojów poprzecznych, których wybrane przykłady przedstawiono na schemacie (Rys. 2.4).



Rys. 2.5 Przekrój wiaduktu drogowego w Pocking [27] [28]



Rys. 2.6 Kładka dla pieszych w Przemyślu [15]

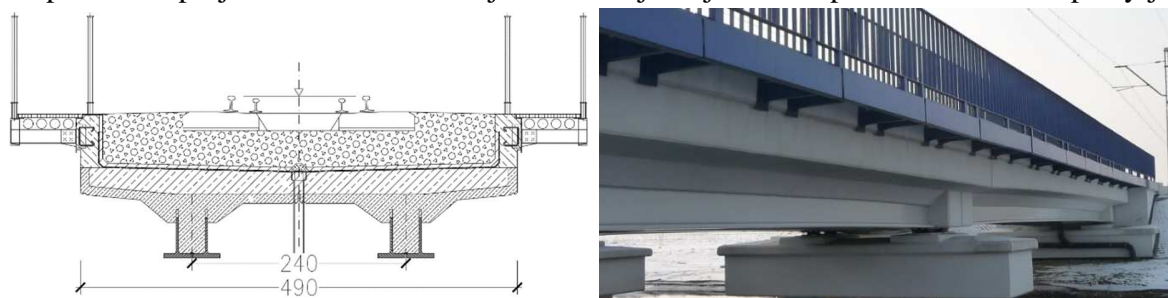


Rys. 2.7 Wiadukt drogowy w Vigaun [27] [29]

Nowy typ zespolenia pozwolił też na opracowanie całkowicie nowej rodziny prefabrykatów tzw. VFT-VIB. Pierwszym obiektem mostowym wykorzystującym zespolenie typu CD i przekroje VFT-VIB jest wiadukt drogowy w Pocking w Niemczech [27] (Rys. 2.5). Ustrój nośny konstrukcji przeszła stanowią trzy dźwigary główne, z których każdy złożony jest z dwóch połówek kształtowników walcowanych HE1000M zespolonych z płytą pomostu. Pomiędzy środkami stalowymi wykonano żelbetowy środek. Kolejną konstrukcją jest kładka dla narciarzy w Przemyślu (Rys. 2.6). Również w tym wypadku wykorzystano nowy typ zespolenia w celu połączenie teowego kształtownika stalowego z częścią żelbetową przekroju. Powstały w ten sposób przekrój został nazwany *externally reinforced concrete*

section (ERS). Korzystając ze zdobytej na tym etapie wiedzy i przyjętych założeń zaprojektowano i wykonano wiadukt drogowy w Vigaun [30].

W przypadku wszystkich wspomnianych obiektów, na etapie projektowania przyjęto konserwatywne założenie, że całość siły poprzecznej jest przenoszona przez część stalową przekroju (Pocking) lub żelbetowy środnik (Przemysł i Vigaun). Dzięki temu możliwe było bezpieczne zaprojektowanie konstrukcji. Nie oddaje to jednak w pełni mechanizmu pracy jej

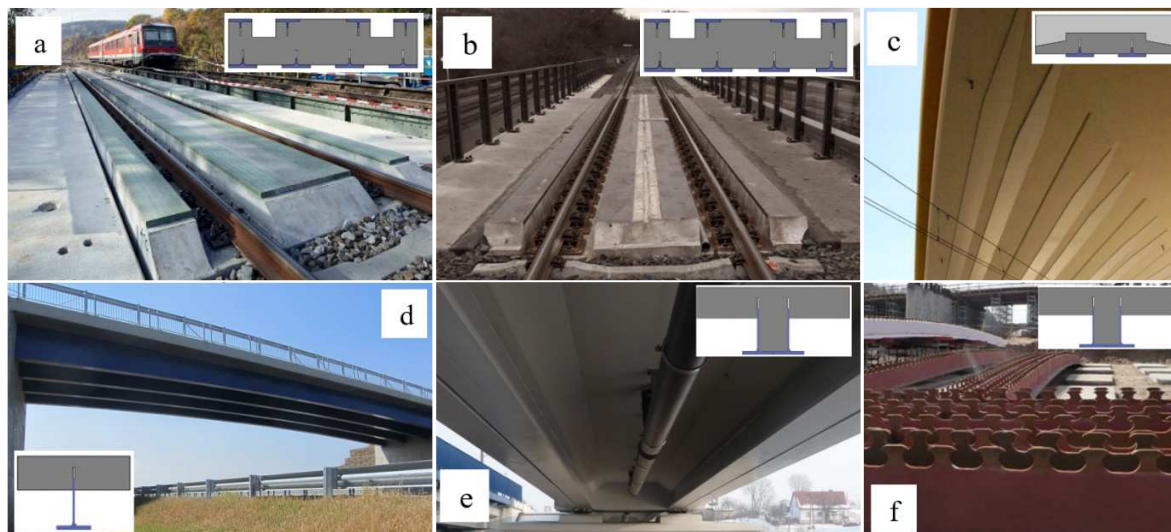


Rys. 2.8 Most kolejowy w Wiernej Rzece [15]

przekroju, z uwagi na transfer strumienia siły rozwarstwiającej. Pominięto bowiem współdziałanie części żelbetowej lub stalowej przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej. Zagadnienie to stało się szczególnie istotne, w czasie projektowania konstrukcji wiaduktu kolejowego Wierna Rzeka (Rys. 2.8). Z uwagi na brak wytycznych dotyczących projektowania na ścinanie, w tym wypadku przyjęto nowe założenia stosując zastępcze wirtualne przekroje żelbetowe i stalowe. Stało się jednak jasne, że konieczne będzie opracowanie spójnej metody i założeń, pozwalających na uwzględnienie współdziałania części żelbetowej i stalowej przekroju hybrydowego w przenoszeniu siły poprzecznej. Zasady te powinny być niezienne bez względu na zastosowaną geometrię. Udało się to osiągnąć dopiero w 2019 r. w ramach prac projektowych nad nową konstrukcją wiaduktu kolejowego w Dąbrowie Górniczej.

Mimo stosowania konserwatywnych założeń na etapie projektowania, zalety zespolenia typu CD oraz zdobyte w czasie projektowania wspomnianych obiektów doświadczenie, pozwoliło na wykonanie szeregu indywidualnych, innowacyjnych konstrukcji mostowych min. w Niemczech, Polsce, Czechach czy Rumunii [31]. Na podstawie przedstawionych przykładów można zauważyć, że w przypadku części z nich (Rys. 2.9 a, b i c) sztywność giętna stalowych teowników jest pomijalna w stosunku do sztywności przekroju hybrydowego. Środek ciężkości części stalowej leży bardzo blisko poziomu zespolenia. Stosując pewnego rodzaju uproszczenie, można zatem pominąć jej sztywność giętną oraz sprowadzić wypadkową z części stalowej przekroju do poziomu zespolenia. Wówczas do wymiarowania można przyjąć zasady,

stosowane dla elementów żelbetowych tak, jak postąpiono w przypadku obiektów z Przemysła i Vigaun. W przekroju konstrukcji wiaduktu P11 (Rys. 2.9 d) oś bezwładności przekroju znajduje się w pobliżu spodu płyty żelbetowej. To z kolei oznacza, że wypadkowa naprężeń ściskających w betonie, znajduje się w stosunkowo niewielkiej odległości od osi bezwładności.



Rys. 2.9 a) Wiadukt Simmerbach (Niemcy) [32] [27], b) wiadukt kolejowy w Záhlešovice (Czechy) [33] c) wiadukt WD4 niedaleko Bydgoszczy (Polska) [31], d) most P11 (Rumunia) [34] [27], e) most nad rzeką Łososina (Polska) [31], f) Wiadukt PE4 [35] (Polska)

Zasadne jest zatem przyjęcie analogicznego podejścia, jak w przypadku obiektu w Pocking. Założenie, że siła poprzeczna jest w całości przenoszona przez część stalową przekroju, pozwala na wymiarowanie elementu jak tradycyjnego przekroju zespolonego. W przypadku pozostałych przekrojów (Rys. 2.9 e i f) trudno założyć, że powyższe warunki są spełnione. Sztywność giętna części stalowej oraz odległości wypadkowych z części ściskanej i rozciąganej przekroju, nie mogą zostać pominięte w obliczeniach. Nie ma jednak obecnie regulacji pozwalających na właściwe uwzględnienie powyższych aspektów w projektowaniu przekrojów hybrydowych na ścinanie.

Wymiarowanie przekrojów hybrydowych na zginanie z zastosowaniem zasad projektowania, dla przekrojów żelbetowych (EC2) lub zespolonych (EC4) prowadzi do podobnych rezultatów. Co równie ważne ich założenia pozostają też spójne niezależnie od zastosowanej geometrii przekroju. W przypadku wymiarowania z uwagi na ścinanie te warunki nie są spełnione. Ze względu na dowolność kształtowania przekrojów, obowiązujące wytyczne do projektowania elementów żelbetowych (EC2) i zespolonych (EC4), nie znajdują bezpośredniego zastosowania dla przekrojów hybrydowych.

Zdobyte w czasie prowadzonych prac projektowych doświadczenie, wiedza oraz przeprowadzone dyskusje na temat podejścia do projektowania nowego typu konstrukcji pozwoliły ostatecznie na sformułowanie definicji przekroju hybrydowego.

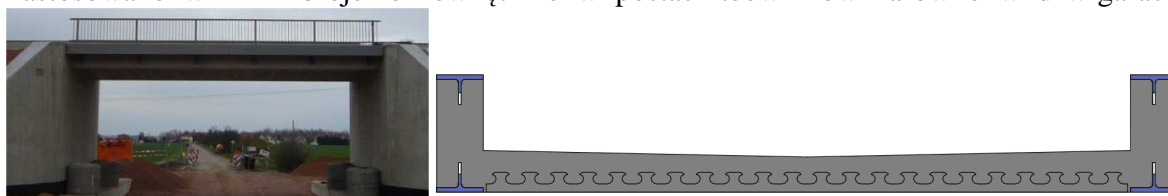
Przekrój hybrydowy to przekrój [red. zespolony stalowo betonowy], który zawiera żelbetowy środnik lub część żelbetową o takiej wielkości, że jej udział w nośności z uwagi na ścinanie poprzeczne może być brany pod uwagę w projektowaniu przekroju.

A hybrid section is a cross section which includes a concrete web or a concrete member of such a size that the design can take account of its contribution to the resistance to the vertical shear of the composite section. [14]

Łatwo zauważyć, że przedstawiona definicja odnosi się nie tyle do kształtu przekroju, co do metody jego wymiarowania. Sprawia to, że ma ona bardzo ogólny charakter. Z uwagi jednak na mnogość możliwych typów przekrojów oraz płynne przejście pomiędzy przekrojami żelbetowymi i tradycyjnymi przekrojami zespolonymi jej uszczegółowienie wprowadzałoby sztuczne ograniczenia.

2.2 Nowy typ przekroju obiektu kolejowego

Na tle przedstawionych obiektów mostowych ciekawą konstrukcją jest stosunkowo nieduży wiadukt kolejowy o konstrukcji ramowej niedaleko Spergau w Niemczech (Rys. 2.10). Zastosowano w nim zbrojenie zewnętrzne w postaci teowników zarówno w dźwigarach



Rys. 2.10 Wiadukt kolejowy niedaleko Spergau w Niemczech
głównych jak i płycie pomostu na kierunku poprzecznym. Pozwoliło to na ograniczenie gabarytów konstrukcji przy jednoczesnym zapewnieniu jej odpowiedniej nośności.

Wspomniany obiekt stanowił inspirację dla autora gdy w 2019 r. biuro Fasys Mosty Sp. z o. o. stanęło przed wyzwaniem, polegającym na zastąpieniu istniejącego wiaduku kolejowego w km 67+709 w ciągu linii kolejowej nr 62, o konstrukcji kratownicowej z bezpośrednim zamocowaniem toru do podłużnic (Rys. 2.11), nową konstrukcją z torem ułożonym na podsypce. Zadanie było niezwykle trudne z uwagi na rygorystyczne ograniczenia dotyczące zachowania wysokości konstrukcyjnej na poziomie 92 cm, ze względu na

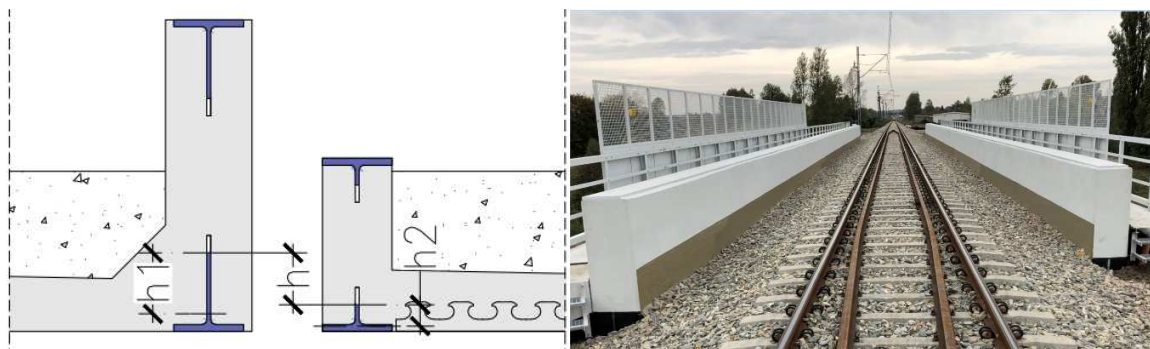
znajdującą się poniżej drogę. Wymusiło to zastosowanie określonego kształtu przekroju poprzecznego przęsła.



Rys. 2.11 Istniejący wiadukt kolejowy w Dąbrowie Górniczej

Zdecydowano się na zastosowanie przekroju analogicznego do wspomnianej konstrukcji ze Spergau. Wprowadzono w niej jednak pewne modyfikacje. Po pierwsze zastosowano kształtowniki o wyższych średnicach, z uwagi na nośność zmęczeniową zespolenia. Po drugie zastąpiono poprzeczne zewnętrzne zbrojenie płyty zbrojeniem miękkim. Wynikało to z wciąż prowadzonych badań nad wpływem rozciągania na kierunku prostopadłym do płaszczyzny zespolenia oraz wynikającym z niego zarysowania betonu, na nośność zespolenia typu CD [13]. Zewnętrzne zbrojenie poprzeczne płyty pomostu zostało zastosowane jedynie na początku i końcu płyty pomostu gdzie wartości momentów zginających na kierunku poprzecznym są największe. Jednocześnie w tych przekrojach nie występuje rozciąganie pomostu na kierunku podłużnym, wynikające z globalnej współpracy płyty pomostu z dźwigarami głównymi. Z pozoru niewielka zmiana dotycząca wysokości średnic stalowych teowników (Rys. 2.12), wymaga diametralnej zmiany w podejściu do projektowania przekroju na ścinanie. Położenie środka ciężkości kształtowników stalowych znajduje się w znacznej odległości od poziomu zespolenia. Zatem uproszczenie zakładające pominięcie siły poprzecznej przenoszonej przez część stalową przekroju byłoby niewłaściwe. Przy zachowaniu wysokości i geometrii przekroju hybrydowego, sama zmiana wysokości średnicy stalowego nie wpływa znacząco na zmianę siły rozwarstwiającej w zespoleniu. Zmienia ona natomiast w istotny sposób wartość naprężeń normlanych w poziomie podstawy łączników CD. Ma to szczególnie duże znaczenie, z uwagi na nośność zmęczeniową w przypadku konstrukcji, do których przykładane jest obciążenie

zmiennie. Należy również zauważyć, że zwiększenie wysokości środnika prowadzi do rozdzielenia środnika dźwigarów głównych na dwie części. To z kolei wymusza zastosowanie dodatkowych otworów w środniku dolnego teownika stalowego. Ma to na celu włączenie do współpracy zewnętrznej części środnika żelbetowego w przenoszeniu ścinania. Charakterystyczne dla przedmiotowej konstrukcji zagadnienia projektowe oraz wyniki próbnego obciążenia obiektu przedstawiono w publikacji [36] [37] oraz w pkt. 8.2.



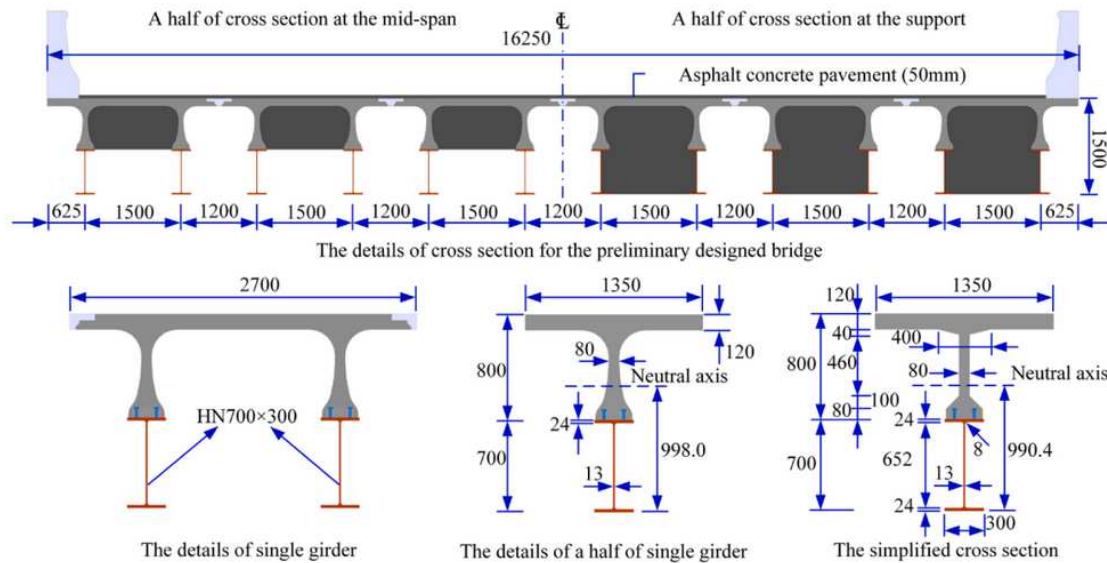
Rys. 2.12 Zaprojektowany wiadukt kolejowy w Dąbrowie Górniczej (www.nowak-mosty.pl)

Przedstawiony wiadukt jest pierwszym obiektem mostowym, który zaprojektowano z zastosowaniem założeń metody ogólnej projektowania przekrojów hybrydowych na ścinanie. (Obecnie prowadzony jest szereg niezależnych badań dotyczących zarówno zespolenia CD, jak i mechanizmów pracy elementów o przekrojach hybrydowych.)

Charakterystyczną cechą przekrojów hybrydowych jest to, że zespolenie może być lokalizowane w dowolnym miejscu na wysokości przekroju. Dzięki temu w zależności od geometrii i sił wewnętrznych możemy indywidualnie dobierać jego położenie. W celu ustalenia optymalnego rozwiązania należy brać pod uwagę wartość siły rozwarstwiającej i wynikającą z niej nośność zespolenia na ścinanie łącznika, naprężenia normalne i styczne wpływające na nośność z uwagi na zmęczenie, a także ograniczenia technologiczne, np. w zakresie stosowania kształtowników walcowanych i ich maksymalnych wysokości.

2.3 Alternatywne przekroje hybrydowe

Niezależnie od badań przekrojów wykorzystujących zespolenie CD, w ostatnim czasie prowadzone są badania alternatywnych przekrojów hybrydowych. Składają się one z dwuteowników stalowych, połączonych tradycyjnymi sworzniami z teową częścią żelbetową. Jednocześnie zastosowano stosunkowo cienkie środniki (Rys. 2.13) żelbetowe wykonane z betonu o wysokiej wytrzymałości [38]. Mimo zastosowania dwuteowych dźwigarów



Rys. 2.13 Hybrydowy przekrój poprzeczny z wykorzystaniem sworzni i stalowych dwuteowników [38]
 walcowanych i tradycyjnego zespolenia przekroje te nie wpisują się w ramy tradycyjnych przekrojów zespolonych zgodnie z EC4. Jasne jest też, że wymiarowanie ich z uwagi na ścinanie w oparciu przedstawione w EC4 wytyczne, nie ma zastosowania. Można zatem założyć, że wraz z rozwojem konstrukcji zespolonych, projektanci coraz częściej będą stawiali przed zadaniem wymiarowania przekrojów, w których należy uwzględnić udział części stalowej i żelbetowej w przenoszeniu siły poprzecznej. Nie będzie to dotyczyć jedynie przekrojów wykorzystujących zespolenie CD. W przypadku przedstawionej alternatywy podejście do wymiarowania przekroju na ścinanie jest całkowicie odmienne od stosowanego w niniejszej rozprawie. Jej autorzy za nośność przekroju hybrydowego przyjmowali bowiem sumę nośności części stalowej i żelbetowej. Ostatecznie autorzy publikacji po weryfikacji obu podejść uznali, że wymiarowanie przekroju na podstawie metody ogólnej jest właściwym podejściem, jednocześnie odchodząc od idei sumy nośności [39].

Zagadnienie ścinania przekroju hybrydowego może być rozpatrywane w oderwaniu od typu zastosowanego zespolenia, wobec czego przyjęte założenia powinny mieć uniwersalny

charakter i znajdować zastosowanie również w przypadku przedstawionych alternatywnych przekrojów.

2.4 Podstawowe założenia metody ogólnej obliczania przekroju ścinanego

Biorąc pod uwagę rosnące potrzeby rynku, w zakresie wykorzystania przekrojów hybrydowych oraz brak jasnych wytycznych dotyczących ich projektowania, konieczne jest opracowanie uniwersalnego modelu i zasad projektowania na ścinanie. Zaproponowana metoda nie powinna być ograniczona założeniami dotyczącymi szczególnej geometrii przekrojów lub typu zespolenia. Mając to na uwadze w 2017 [31] Lorenc W. zaproponował ogólną metodę

$$v_{L,Ed} = \frac{V}{Z} \quad (2.1)$$

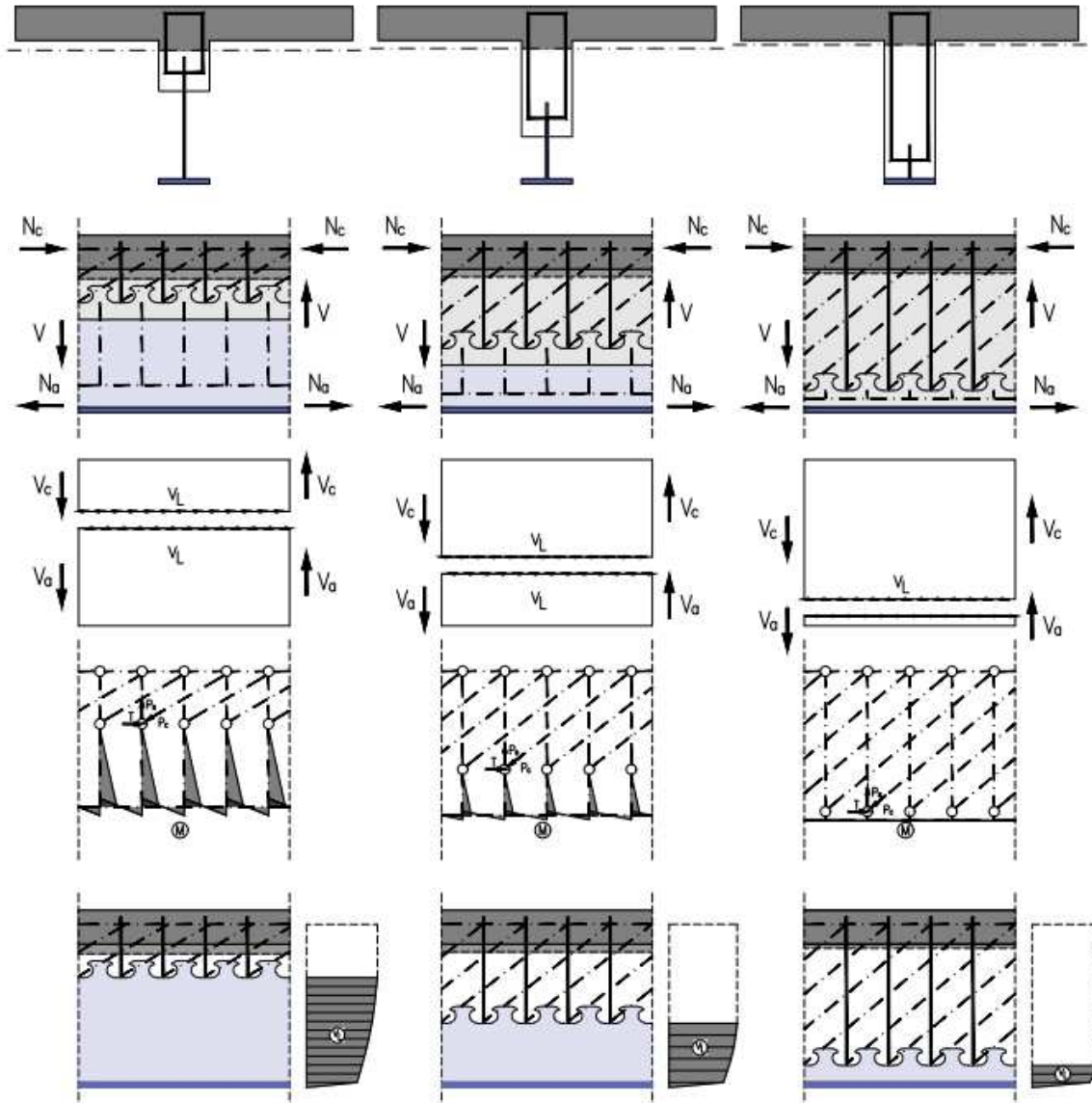
$$\tau_{zx,Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{t} = \frac{V \cdot \bar{S}}{I \cdot t} \quad (2.2)$$

- $v_{L,Ed}$ - siła rozwarstwiająca
- V - siła poprzeczna
- Z - ramię sił wewnętrznych
- $\tau_{zx,Ed}$ - naprężenia rozwarstwiające
- t - grubość elementu w analizowanych przekroju
- \bar{S} - moment statyczny odciętej części przekroju
- I - moment bezwładności przekroju

obliczania przekroju ścinanego. Zakłada ona współpracę belki Timoshenki, która reprezentuje część stalową przekroju, z modelem ST odpowiadającym zarysowanemu środnikowi żelbetowemu. Uzasadniono również, że wielkość łącznika zespalającego można pominąć w globalnej analizie elementu [40]. Jej wpływ należy rozpatrywać jedynie w kontekście efektów lokalnych. Prowadzone w następstwie tych przemyśleń analizy, doprowadziły do głównych założeń ogólnej metody obliczania przekrojów hybrydowych z uwagi na ścinanie [31]. Metoda bazuje na założeniu, że suma naprężeń stycznych na całej wysokości przekroju, a co za tym idzie suma siły rozwarstwiającej, odpowiada sumie naprężeń o stałej wartości pomiędzy wypadkową w części ściskanej i rozciąganej przekroju zginanego. Wartość wspomnianych stałych naprężeń pomiędzy wypadkowymi siłami w przekroju, jest równa maksymalnym naprężeniom stycznym obliczonym z uwzględnieniem ich rozkładu na wysokości przekroju [41]. Dla typowych przekrojów, z wykształtowanym środnikiem stalowym i zarysowanym środnikiem żelbetowym, w obliczeniach siły rozwarstwiającej zasadne jest wprowadzenie uproszczenia, że siła ta jest określona równaniem (2.1), gdzie Z jest ramieniem sił wewnętrznych, a V siłą poprzeczną w przekroju. Zarówno środnik stalowy,

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

żelbetowy, jak i zespolenie można wymiarować, na obliczoną w ten sposób maksymalną siłę rozwarstwiającą. Jednocześnie jest to założenie po stronie bezpiecznej. W przypadku części stalowej pracującej w zakresie sprężystym, niezależnie od przyjętych założeń, wartość naprężeń stycznych, w dowolnym miejscu przekroju można obliczać analogicznie jak dla tradycyjnego przekroju stalowego (2.2).



Rys. 2.14 Główne założenia ogólnej metody obliczania przekrojów zespolonych z uwagi na ścinanie [31]

Zgodnie z wcześniejszymi założeniami przypadku części żelbetowej, nośność strzemion i krzyżulca betonowego może być obliczana zgodnie z EC2. Należy w tym celu uwzględnić globalne ramie sił. Pozostaje to spójne z przedstawionymi zasadami metody ogólnej. Istotą metody jest wymiarowanie przekroju, traktując go jako całość. Nie stosuje się zatem

sumowania nośności na ścinanie jego poszczególnych składowych (Rys. 2.14). **Zgodnie z powyższym za nośność przekroju hybrydowego na ścinanie należy przyjąć mniejszą wartość z nośności części stalowej, żelbetowej z uwzględnieniem globalnej wartości ramienia sił.** Jednocześnie zespolenie pomiędzy segmentami również powinno zapewniać przeniesienie wyznaczonej w ten sposób siły rozwarstwiającej.

Szczegółowe założenia metody ogólnej zostaną omówione w części dotyczącej aktualnego stanu wiedzy na temat przedmiotowego zagadnienia.

Główną motywacją do analiz w ramach niniejszej rozprawy doktorskiej jest potrzeba weryfikacji poprawności założeń ogólnej metody obliczania dźwigarów hybrydowych na ścinanie. Stanowi to odpowiedź na rosnące zapotrzebowanie stosowania tego typu przekrojów w nowoprojektowanych konstrukcjach. Wprowadzenie koncepcji metody ogólnej oraz potwierdzenie jej założeń badaniami, umożliwiło rzetelne obliczenia rzeczywistych konstrukcji takich jak wiadukt w km 67.709 [37] i obiekty w ciągu budowanego obecnie odcinka drogi ekspresowej S3 (na Pomorzu).

3 CEL I ZAKRES PRACY

3.1 Naukowe cele rozprawy

W ramach prac związanych z przedmiotową rozprawą doktorską postawiono następujące cele naukowe dotyczące analizowanego zagadnienia.

1. Analiza wpływu stosunku wysokości części stalowej i żelbetowej na ramię sił wewnętrznych (Z).
2. Określenie mechanizmu przenoszenia siły poprzecznej przez belkę o przekroju hybrydowym z dominującym udziałem środnika stalowego w strefie rozciąganej przekroju.
3. Sformułowanie założeń dotyczących kąta nachylenia krzyżulców betonowych (θ) i określenie wpływu wysokości środnika części żelbetowej w całkowitej wysokości przekroju hybrydowego na wartości ww. kąta.
4. Określenie wpływu grubości środnika betonowego na sposób zniszczenia elementu oraz wykształcenie mechanizmu ST.
5. Weryfikacja współpracy odmiennych typów stosowanych strzemion w globalnym modelu ST.

6. Poszerzenie wiedzy umożliwiającej (w przyszłości) wyciągnięcie wniosków na temat interakcji mechanizmu ST z lokalnymi efektami połączenia ścinanego.

3.2 Utylitarne cele rozprawy

Mając na uwadze wdrożeniowy charakter prowadzonych prac, oprócz celów naukowych przyjęto również realizację dodatkowych celów o czysto utylitarnym charakterze z punktu widzenia projektowania konstrukcji.

1. Optymalizacja układu zbrojenia na ścinanie środnika żelbetowego w połączeniu ze zbrojeniem w obrębie łącznika.
2. Kształtowanie *confinement reinforcement* w środnikach przekrojów hybrydowych.
3. Analiza czynników mających wpływ na sztywność elementu hybrydowego (sztywność postaciowa, *tension stiffening*, sztywność zespolenia).
4. Wykonanie modeli numerycznych poprawnie oddających zachowanie ścinanego elementu hybrydowego pod obciążeniem (zarysowanie środnika, deformacje, mechanizmy zniszczenia).
5. Weryfikacja zależności pomiędzy rozwarciem zespolenia (odspojeniem części żelbetowej od środnika stalowego w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny środnika), a jego nośnością i sztywnością na ścinanie podłużne.

4 AKTUALNY STAN WIEDZY

4.1 Ogólne założenia

W ramach analizy aktualnego stanu wiedzy zdecydowano się zgłębić zapisy normatywów i licznych publikacji dotyczących nośności i mechanizmów zniszczenia z uwagi na ścinanie przekrojów zespolonych, hybrydowych oraz zespolenia typu CD. Na tej podstawie wybrano i zestawiono ze sobą istotne zagadnienia oraz zasady projektowania mogące znaleźć zastosowanie w wymiarowaniu przekrojów hybrydowych. Ze względu na fakt, że obecnie brak jest wytycznych w zakresie wymiarowania przekrojów hybrydowych na ścinanie, za punkt odniesienia w naturalny sposób przyjęto normatywy dotyczące elementów zespolonych i żelbetowych.

4.2 Nośność przekroju żelbetowego i zespolonego na zginanie

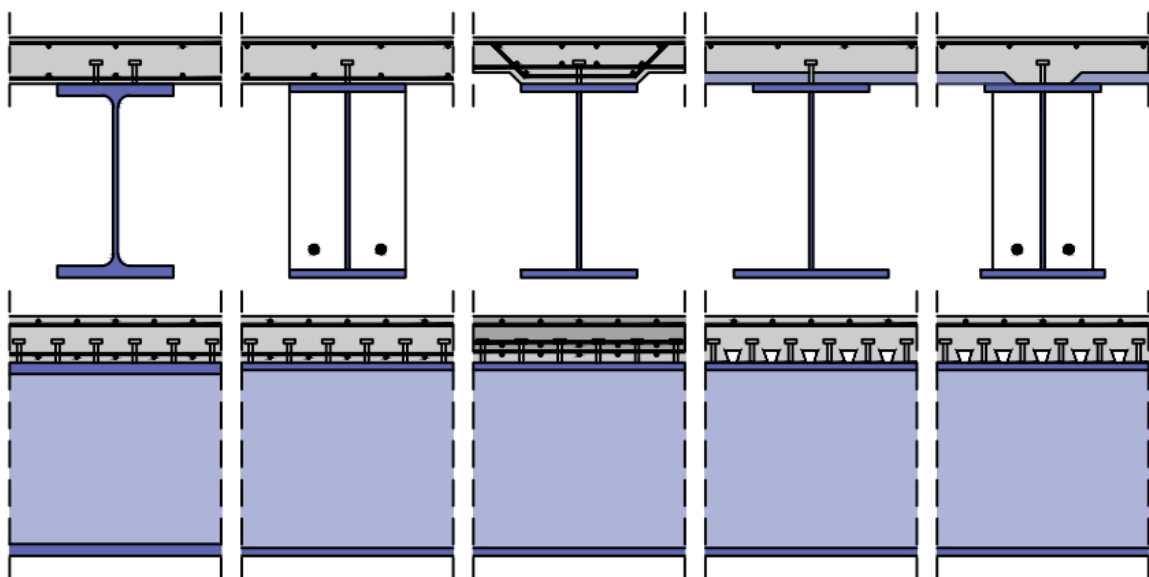
Niezależnie od tego, że rozważania i tezy w niniejszej rozprawie dotyczą głównie nośności na ścinanie, konieczne jest również przyjęcie spójnych założeń w kontekście nośności na zginanie. Wynika to z faktu, że zagadnienia rozkładu naprężeń normalnych i stycznych w przekroju są od siebie całkowicie zależne. Jest to szczególnie istotne biorąc pod uwagę przyjęte założenia ogólnej metody wymiarowania przekroju na ścinanie, z uwzględnieniem ramienia sił wewnętrznych w przekroju.

Przekroje hybrydowe stanowią pomost pomiędzy przekrojami zespolonymi i żelbetowymi. Wobec tego za naturalny punkt odniesienia przyjęto obowiązujące normy projektowe [3] [4] [17] [16] [18] [19]. Założenia dotyczące projektowania przekrojów z uwagi na zginanie zgodnie z EC2 i EC4 są podobne. Nośność określa się na podstawie wartości sił w elementach przekroju, z uwzględnieniem wytrzymałości betonu na ściskanie oraz granicy plastyczności stali zbrojeniowej i konstrukcyjnej. Zakłada się również zachowanie płaskiego przekroju. Mimo podobieństw, pomiędzy wytycznymi występują jednak istotne różnice [42]. Dotyczą one przede wszystkim założonego rozkładu odkształceń i naprężeń w przekroju.

Zgodnie z EC2 wyznaczając wytrzymałość betonu na ściskanie należy uwzględnić współczynnik α_{cc} . Reprezentuje on niekorzystny wpływ długotrwałych efektów przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu. Istotne jest odpowiednie uwzględnienie zależności naprężeń i odkształceń. W wymiarowaniu elementów dopuszcza się przyjęcie jednej z dwóch krzywych tej zależności tj. paraboliczną lub bilinearną. Możliwe jest też dalsze uproszczenie poprzez założenie stałej wartości naprężeń ściskających w części betonowej przekroju. Wówczas konieczne jest wprowadzenie odpowiednich współczynników dostosowawczych dla zasięgu strefy ściskanej (λ) i wartości maksymalnych naprężeń (η). Należy zaznaczyć, że przy stosowaniu uproszczeń, geometria przekroju będzie mieć wpływ na dokładność uzyskanych wyników. Dla zależności bilinearnej, różnica w stosunku do rozkładu parabolicznego, będzie dużo mniejsza niż dla rozkładu prostokątnego. Będzie ona również mniej wrażliwa na zmianę geometrii. Niemniej jednak, założenia dotyczące uzależnienia naprężeń od odkształceń w betonie, są uniwersalne i nie warunkują stosowania określonego kształtu przekroju.

Zasady dotyczące nośności na zginanie, przedstawione w EC4 dopuszczają wymiarowanie przekroju zakładając nośność plastyczną, nośność nieliniową lub nośność

sprężystą. W przeciwieństwie do przedstawionych założeń EC2, dla plastycznej nośności przekroju na zginanie $M_{pl,Rd}$, zgodnie z EC4^(6.2.1.2)[3] arbitralnie założono, że ściskany przekrój betonu przenosi naprężenie $0,85 f_{cd}$. Naprężenie to jest stałe w strefie między plastyczną osią obojętną i skrajnymi włóknami betonu. Wartość f_{cd} jest obliczeniową walcową wytrzymałością betonu definiowaną jako f_{ck}/γ_c . Tym samym w wymiarowaniu plastycznym pomijana jest zależność naprężeń od odkształceń w przekroju. Można również zauważyć, że analizowane w EC4^(6.1.1) [3] schematy przekrojów poprzecznych (Rys. 4.1), ograniczają się do dwóch zasadniczych typów. Przedstawiono bowiem typowy przekrój zespolony, złożony z przekroju



Rys. 4.1 Typowe przekroje poprzeczne belek zespolonych wg EC4

spawanego lub kształtownika walcowanego połączonego z płytą żelbetową oraz przekroje częściowo-obetonowane. W obu przypadkach mamy do czynienia z przekrojami, w których wysokość strefy ściskanej jest niewielka w stosunku do wysokości całkowitej przekroju. Przekroje te mają dużą zdolność do obrotu, z uwagi na duży udział stali konstrukcyjnej w globalnej sztywności przekroju zespolonego. Zgodnie z założeniami nośności plastycznej zakłada się pełne uplastycznienie części stalowej. Uwzględnia się jednak możliwość osiągnięcia granicznych dopuszczalnych naprężeń w betonie przed pełnym uplastycznieniem stali konstrukcyjnej. Wynika to ze zwiększonego zasięgu strefy ściskanej przekraczającej 15% całkowitej wysokości przekroju. W celu uwzględnienia wpływu tego zjawiska na wartość nośności na zginanie wprowadzono dodatkowy współczynnik (β) redukujący nośność plastyczną przekroju EC4^(6.2.1.2)[3]. W myśl EC4, zależność naprężeń od odkształceń należy

uwzględniać w nośności nieliniowej i sprężystej przekroju. Wówczas należy się jednak odnieść do zapisów EC2 i EC3.

Biorąc pod uwagę powyższe czynniki można dojść do wniosku, że zapisy EC4 znajdują zastosowanie i upraszczają obliczenia, w szczególnych przypadkach. Ma to miejsce jeśli zastosowano typową geometrię przekroju. W innym razie odwołują się do zapisów EC2 i EC3. Tym samym zdaniem autora, przekroje hybrydowe powinno się wymiarować na podstawie założeń EC2 i EC3 z uwagi na ogólny charakter ich zapisów. Jest to spójne z przyjętym wcześniej założeniem dotyczącym dążenia do wprowadzenia uniwersalnej metody wymiarowania.

Powyżej przyjęte założenie uzasadnia poniekąd poprzez analogię zapis zawarty w EC4^(5.1.1.2)[3]:

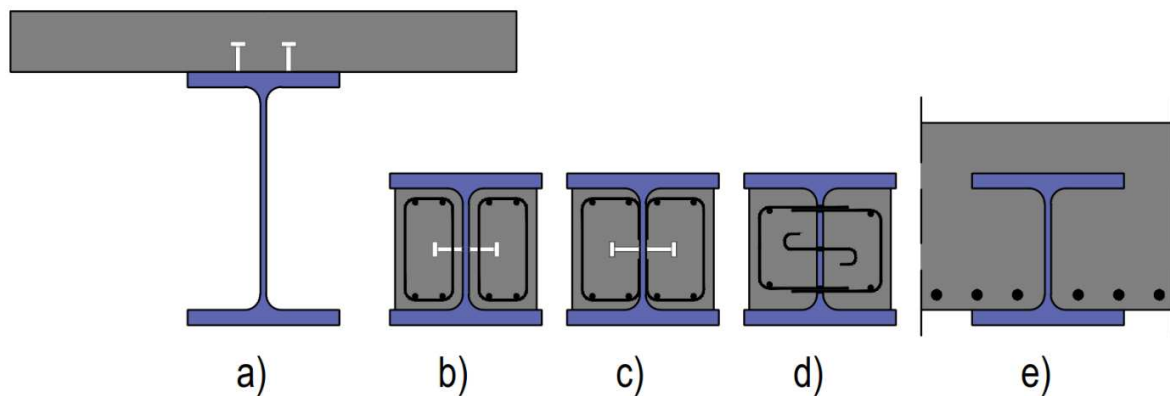
„Rozdział 5 jest właściwy dla konstrukcji zespolonych, w których większość elementów konstrukcyjnych i węzłów jest zespolonych lub stalowych. Jeżeli właściwości konstrukcji są zasadniczo takie jak konstrukcji żelbetowej lub sprężonej, z kilkoma jedynie elementami zespolonymi, globalna analiza powinna być zgodna z EN 1992-1-1.”

4.3 Nośność przekroju zespolonego na ścinanie

Obecnie przekroje zespolone należy wymiarować na ścinanie zgodnie z obowiązującą polską normą tj. EC4[3]. Nośność na ścinanie belek została w niej określona w punktach 6.2.2 i 6.3.3. Podobnie jak w przypadku nośności na zginanie stosowalność zapisów zawartych w normatywie została ograniczona. Tym samym zawarte w nim wytyczne dotyczące nośności na ścinanie stosuje się do zespolonych belek z walcowanymi lub spawanymi kształtownikami stalowymi z pełnościennymi środnikami, które mogą być usztywnione.

W przypadku typowego przekroju zespolonego z wyodrębnioną płytą zespoloną i ze stalowym dźwigarem zgodnie z EC4^(6.2.2.2)[3] za nośność przekroju zespolonego na ścinanie należy przyjąć nośność przekroju stalowego $V_{pl,Rd}$ zgodnie z EC3. W przypadku typowych przekrojów zespolonych złożonych z kształtownika dwuteowego lub skrzynkowego, z cienką płytą (Rys. 4.2 a) pomostu nie popełnimy dużego błędu przyjmując powyższe założenia. Na ogół oś bezwładności takiego przekroju, poziom zespolenia i wypadkowa siła ściskająca w betonie znajdują się w niedużej odległości. To sprawia, że cienka płyta przenosi jedynie niewielką część siły poprzecznej.

Nieco odmiennie wygląda kwestia wymiarowania przekrojów belek częściowo obetonowanych. Normatyw pozwala na stosowanie wcześniejszych założeń dotyczących typowych przekrojów z cienką płytą EC4^(6.2.2.2)[3]. Można zatem przyjąć, że nośność przekroju na ścinanie odpowiada nośności kształtownika stalowego. Dopuszcza się też jednak, uwzględnienie przenoszenia części siły poprzecznej przez część betonową przekroju z odpowiednim zbrojeniem na ścinanie. Zgodnie z przedstawionymi w normie schematami wyróżniono dwa typy takich przekrojów. Przekroje z częścią betonową jedynie pomiędzy półkami (Rys. 4.2 b, c, d) oraz przekroje w których górna krawędź betonu znajduje się powyżej stalowej półki kształtownika stalowego (Rys. 4.2 e). W przypadku pierwszego typu przekrojów (Rys. 4.1 b, c, d), w których jedynie przestrzeń pomiędzy półkami jest zabetonowana, wymagane jest zastosowanie zamkniętych strzemion lub ich odpowiednie połączenie ze środkiem stalowym poprzez ich przyspawanie. Alternatywnie mogą być one przeprowadzone przez otwory w środku. Zakłada się że jeżeli dokładniejsze obliczenia nie są przeprowadzane, to rozdział całkowitej siły poprzecznej V_{Ed} na części $V_{a,Ed}$ i $V_{c,Ed}$ można przyjąć w takim samym stosunku jak udział przekroju stalowego i części żelbetowej w nośności na zginanie $M_{pl,Rd}$. Tym samym nie uwzględniono przebiegu strumienia sił rozwarstwiających



Rys. 4.2 Przekroje przedstawione w wytycznych do wymiarowania EC4

pomiędzy stalą, a betonem w przekroju. Jeżeli oś bezwładności przekroju części żelbetowej i stalowej nie będą się pokrywały, oś bezwładności przekroju zespolonego również będzie względem nich przesunięta. W konsekwencji tego, równania równowagi sił wewnętrznych w poszczególnych częściach przekroju nie będą spełnione. Wówczas, aby założenia dotyczące rozkładu naprężeń normalnych były uzasadnione, transfer różnicy siły osiowej pomiędzy stalową i żelbetową częścią przekroju, musiałby realizować się w poziomie osi bezwładności przekroju zespolonego. Taki mechanizm nie jest fizycznie uzasadniony. Oznacza to, że aby

powyższe założenia dotyczące rozdziału siły poprzecznej pomiędzy część żelbetową i stalową mogły być stosowane, odległość pomiędzy osiami bezwładności obu części przekroju zespolonego musi być na tyle mała, aby można ją było pominąć. Dzięki temu nie będzie występował transfer sił pomiędzy składowymi przekroju, a równania równowagi sił wewnętrznych w każdej z części przekroju będą spełnione. W szczególnych przypadkach geometrii przekroju nie popełnimy dużego błędu przyjmując takie założenie. Nie może ono być jednak traktowane jako uniwersalne podejście do projektowania przekrojów o dowolnej geometrii.

Podobne zapisy przedstawiono w EC4[4] zawierającej wytyczne do projektowania mostów. Również w tym wypadku zgodnie z przedstawionymi zasadami można założyć, że cała siła poprzeczna przenoszona jest przez część stalową przekroju. Alternatywnie dopuszcza się uwzględnienie udziału części żelbetowej przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej. O ile nie przeprowadza się dokładnych analiz, należy wówczas założyć, że udział siły poprzecznej w części żelbetowej (4.1), w stosunku do całkowitej siły poprzecznej w przekroju, odpowiada stosunkowi momentu zginającego przenieszonego przez zbrojenie do nośności całego przekroju (4.2). Oznacza to, że jeżeli osie bezwładności poszczególnych części przekroju nie pokrywają się, transfer różnicy sił osiowych w części stalowej i żelbetowej jest realizowany w poziomie położenia siły wypadkowej w ściskanym betonie. Również w tym wypadku brak jest fizycznego mechanizmu transferu siły, który mógłby takie założenie uzasadnić. Główna różnica pomiędzy dwoma przedstawionymi podejściami, polega na przyjętej wartości momentu zginającego i wynikającej z niego siły poprzecznej. W pierwszym wypadku zakłada się uwzględnienie sił w części betonowej i w zbrojeniu. W drugim wypadku moment ograniczono jedynie do wpływu sił w zbrojeniu z pominięciem siły występujących w strefie ściskanej betonu. Wobec tego wartość wyznaczonej w ten sposób siły będzie zależała od tego czy siła osiowa w zbrojeniu będzie większa, czy mniejsza od siły ściskającej w betonie. W zależności od tego uzyskamy zbyt dużą lub zbyt małą wartość siły poprzecznej przenoszonej przez część żelbetową przekroju zespolonego. Dla typowych przekrojów drugi przypadek jest dużo bardziej prawdopodobny. Podobnie jak wspomniano we wcześniej rozważaniach, problem ten nie wystąpi gdy osie bezwładności składowych przekroju zespolonego pokrywają się lub ich przesunięcie jest pomijalne.

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{s,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (4.1)$$

$$M_{s,Rd} = N_s \cdot z_s = A_s \cdot f_{sd} \cdot z_s \quad (4.2)$$

- $V_{c,Ed}$ - siła poprzeczna przenoszona przez część żelbetową przekroju
- V_{Ed} - całkowita siła poprzeczna
- $M_{s,Rd}$ - nośność z uwagi na zbrojenie podłużne
- N_s - siła w rozciągającym zbrojeniu
- z_s - odległość zbrojenia od siły wypadkowej w ściskanym betonie
- A_s - pole zbrojenia rozciąganego
- f_{sd} - obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej

Podsumowując analizowane zapisy EC4, dotyczące wymiarowania przekrojów zespolonych na ścinanie, można zauważyć, że dotyczą one szczególnych przypadków geometrii. Wprowadzają przez to znaczne ograniczenia w kształtowaniu przekrojów. Biorąc pod uwagę genezę powstania i kierunek rozwoju przekrojów hybrydowych, stosowanie obowiązujących w EC4 wytycznych nie ma uzasadnienia. Wprowadzałyby sztuczne ramy ograniczające kształtowanie konstrukcji, dla rozwiązania, które w założeniu ma zwiększyć swobodę projektowania. Dodatkowo wytyczne pomijają również przebieg strumienia sił rozwarstwiających w przekroju, co w toku projektowania przekroju hybrydowego musi zostać we właściwy sposób uwzględnione.

4.4 Nośność przekroju żelbetowego na ścinanie

4.4.1 Założenia ogólne

Mechanizm zniszczenia elementu żelbetowego z uwagi na ścinanie od dawna stanowił wyzwanie dla projektantów. Zagadnienie to na ogół sprowadza się do analizy płaskiego stanu naprężenia w strefie podporowej [43]. Duża ilość zbrojenia na kierunku poprzecznym do osi

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \mp \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (4.4)$$

$$\tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_1} \text{ lub } \tan\left(2\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)\right) = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (4.5)$$

- σ_x - naprężenia normalne równoległe do osi belki
- σ_y - naprężenia normalne prostopadłe do osi belki
- τ_{xy} - naprężenia styczne
- θ - kat nachylenia głównych naprężeń ściskających

podłużnej elementu i prostopadłym do kierunku działania siły poprzecznej, skutkuje lokalnym skrępowaniem betonu. To z kolei powoduje zwiększenie jego wytrzymałości. Wyniki badań

i prowadzone analizy (Załącznik nr 1) nie wskazują jednak na to, by efekt ten wpływał istotnie na nośność strefy przypodporowej. Dla niezarysowanego elementu stan naprężenia w dowolnym miejscu opisać można poprzez składowe σ_x , σ_y i τ_{xy} . Na tej podstawie możliwe jest określenie wartości i trajektorii naprężeń głównych σ_1 i σ_2 (4.3). W przypadku typowych elementów prętowych, naprężenia normalne na kierunku działania siły poprzecznej σ_y , poza lokalnymi efektami wynikającymi z przyłożenia sił skupionych, na ogół można pominąć. Wówczas wartość naprężeń głównych i ich kąt nachylenia można opisać w uproszczony sposób (4.4) (4.5). Po zarysowaniu przekroju trajektorie naprężeń ulegają zmianie. Wpływ na to ma wiele czynników takich jak przyczepność i ukształtowanie zbrojenia, tarcie w obrębie rys, przenoszenie przez beton naprężeń rozciągających pomiędzy rysami itd. W przypadku obciążenia jedynie siłą poprzeczną, pominięcie wpływu naprężeń rozciągających w betonie ($\sigma_x=0$) pomiędzy rysami prowadzi do uproszczonego modelu. Trajektorie naprężeń w strefie zarysowanej będą wówczas liniami prostymi, a ich kąt nachylenia będzie zależny jedynie od naprężeń τ_{xy} . Zarówno naprężenia rozciągające σ_1 jak i ściskające σ_2 przyjmą zatem wartość naprężeń stycznych τ_{xy} i będą nachylone do osi podłużnej belki pod kątem 45° . Powstanie rys

$$\tau_{xy} \cdot b \cdot dl = \int_v^x b \cdot dy \cdot d\sigma = \int_v^x b \cdot dy \cdot d\sigma = \int_v^x b \cdot \frac{dM \cdot y}{I_{II}} \cdot dy \quad (4.6)$$

$$\tau_0 = \frac{Q \cdot x^2}{b \cdot x^2 \cdot \left(h_0 - \frac{x}{3}\right)} = \frac{Q}{b \cdot z} \quad (4.7)$$

$$z = \frac{I_{II}}{\frac{x^2 \cdot b}{2}} \quad (4.8)$$

- b - szerokość belki
- dl - długość analizowanego odcinka belki
- x - zasięg strefy ściskanej
- v - odległość analizowanego przekroju od osi obojętnej
- y - współrzędna wysokości przekroju
- I_{II} - moment bezwładności zarysowanego przekroju
- M - moment zginający
- Q - siła poprzeczna
- x - wartość naprężeń stycznych w poziomie osi obojętnej przekroju
- h_0 - wysokość użytkowa przekroju (odległość zbrojenia od krawędzi ściskanej betonu)

ukośnych sprawia, że zagadnienia nośności na ścinanie nie można sprowadzić jedynie do analizy naprężeń normalnych i stycznych w przekroju poprzecznym. Trajektorie naprężeń i kąt nachylenia powstałej rysy sprawiają, że konieczna jest analiza w ujęciu całego elementu poddanego ścinaniu.

Swoistym przełomem w kwestii wymiarowania elementów żelbetowych z uwagi na ścinanie, był model zaproponowany przez Morscha na początku XX w [44]. Opisuje on wartość naprężeń stycznych w zarysowanym przekroju żelbetowym, z uwzględnieniem sprężystego rozkładu naprężeń. Zgodnie z przedstawionym modelem wartość maksymalnych naprężeń stycznych w przekroju τ_0 (jak również siły rozwarstwiającej v_L) wyznaczono, zakładając, że naprężenia styczne τ_{xy} dla dowolnej części odciętej przekroju poprzecznego równoważą przyrost naprężeń normalnych σ_x wywołanych zginaniem. Na tej podstawie sformułowano równanie równowagi sił w przekroju (4.6). To pozwoliło na przedstawienie wartości naprężeń stycznych w osi obojętnej przekroju w funkcji wartości siły poprzecznej, szerokości elementu i ramienia sił wewnętrznych (4.7). W związku z powyższym teoretyczne naprężenia styczne poniżej osi obojętnej przyjmują stałą wartość aż do poziomu siły wypadkowej w zbrojeniu. W przypadku elementów zginanych oś obojętnej pokrywa się z osią bezwładności. W związku z tym wartość wyznaczonych w ten sposób naprężeń stycznych jest wartością maksymalną. Jeżeli element jest również obciążony siłą osiową z małym mimośrodem teoretyczny zasięg strefy ściskanej na długości elementu będzie zmienny. Wówczas wartość maksymalna naprężeń stycznych jest osiągnięta poza osią obojętną. Przeprowadzone przez Morscha analizy wykazały, że zmiana zasięgu strefy ściskanej na długości elementu ma pomijalny wpływ na wyznaczone wcześniej wartości naprężeń stycznych. Efekt zwiększonej wartości naprężeń stycznych w strefie ściskanej wymaga z kolei analizy tylko w przypadku małego mimośrodu i dużej wartości stosunku siły osiowej do tnącej N/Q . Wynika to z faktu, że mechanizmowi zniszczenia na ścinanie odpowiada przekroczenie głównych naprężeń rozciągających w betonie. W niezarysowanej części przekroju są one natomiast znacząco zredukowane przez naprężenia ściskające na kierunku podłużnym. W związku z powyższym wpływ ten należy uwzględniać jedynie w przypadku elementów sprężonych.

Dopełnieniem przedstawionych analiz jest opracowany model kratownicy wielokrotnej (ST-model) opracowany przez Rittera i Morscha niemal sto lat temu. Zakłada on, że w ścinanym elemencie żelbetowym kształtują się ściskane betonowe krzyżulce (*struts*), a strzemiona pełnią rolę rozciąganych słupków/wieszaków (*ties*). Strefa ściskana betonu i zbrojenie rozciągane pełnią odpowiednio rolę pasa ściskanego i rozciąganego kratownicy. Głównymi parametrami determinującymi geometrię modelu ST są jego wysokość (Z) oraz kąt nachylenia krzyżulców (θ). Morsch doszedł do wniosku, że jednoznaczne matematyczne

określenie kąta nachylenia krzyżulców jest niezwykle trudne, jednak przyjęcie kąta θ równego 45 będzie założeniem konserwatywnym [45]. Siły w poszczególnych elementach kratownicy tj. w krzyżulcach, słupkach można przedstawić w funkcji wartości siły poprzecznej i ramienia sił wewnętrznych (4.6)(4.7).

$$Q_s = Z_s \cdot \frac{z}{s_1} = Z_s \cdot \frac{z}{s_1} \cdot \cot(\theta) \quad (4.9)$$

$$Q_0 = (Q - Q_s) = \frac{Z_0}{\sqrt{2}} = Z_0 \cdot \sin(\alpha) \quad (4.10)$$

Q_s - nośność na ścinanie z uwagi na strzemiona ($\theta=45^\circ$)

Z_s - nośność pojedynczego strzemienia

z - ramię sił wewnętrznych

s_1 - rozstaw strzemion

y - współrzędna wysokości przekroju

Q_0 - nośność na ścinanie z uwagi na pręty odgięte ($\theta=45^\circ; \alpha=45^\circ$)

Q - całkowita siła poprzeczna

Z_0 - nośność prętów odgiętych na odcinku równym ramieniu sił wewnętrznych

Analogia do modelu kratownicowego była w kolejnych latach modyfikowana i rozwijana. Wprowadzono wartości kąta nachylenia krzyżulców mniejsze niż 45° . Ahmad i Baker zaproponowali zastosowanie krzyżulców o zmiennych kątach nachylenia wychodząc z założenia, że ugięcie kratownicy pozostaje stałe. Kupfer wyznaczył wartość kąta θ poza strefami oddziaływania sił skupionych przyjmując warunek minimalnej energii odkształcenia. Kolejną modyfikację klasycznej analogii do modelu kratownicowego zaproponował Leonhardt. Polegała ona na wykorzystaniu kratownicy statycznie niewyznaczalnej o zmiennej wysokości i zakończonej sztywnym blokiem, w której krzyżulce betonowej nie są połączone przegubowo z pasem ściskany [43].

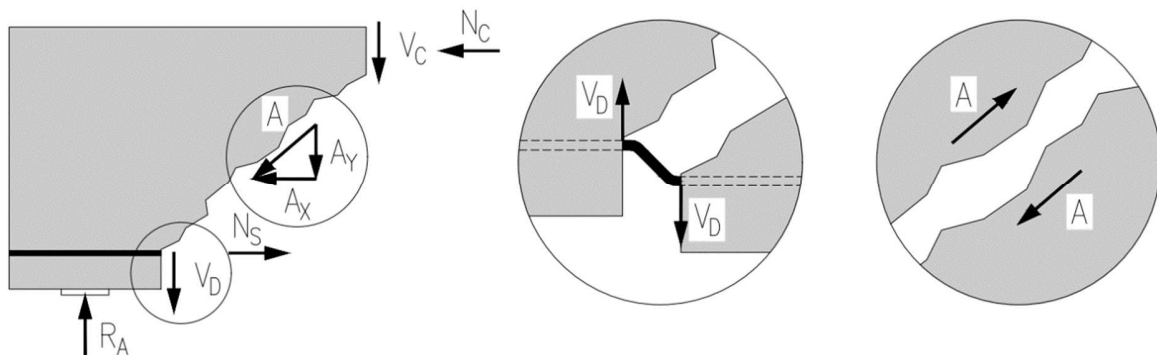
Koncepcja reprezentująca zachowanie się elementu ścinanego, przedstawiona przez Morscha i Rittera, po uwzględnieniu niewielkich modyfikacji, nadal stanowi podstawę dla wielu obowiązujących wytycznych. Dzięki zastosowaniu ogólnych założeń i mechanicznego modelu pracy elementu, ma ona uniwersalny charakter i jest elegancka w swojej prostocie. W przeciwieństwie do rozwiązań empirycznych jej stosowanie nie jest ograniczone do konkretnej geometrii lub parametrów, dla których te formuły wyznaczono.

4.4.2 Zasady projektowania

W celu usystematyzowania podejścia do projektowania wyróżnia się dwa podstawowe mechanizmy zniszczenia elementu żelbetowego z uwagi na ścinanie. Pierwszym z nich jest

ścięciu elementu bez zbrojeniem na ścinanie, drugim zaś ścięciu elementu ze zbrojeniem w postaci strzemion lub prętów odgiętych.

W elementach bez zbrojenia na ścinanie, naprężenia styczne przenoszone są głównie przez beton w strefie niezarysowanej. Utrata nośności takiej konstrukcji inicjowana jest jej zarysowaniem. Należy przy tym rozróżnić rysy ukośne powstałe w wyniku ścinania i rysy prostopadłe do osi podłużnej wywołane zginaniem [46]. Analizując układ sił, możemy wyodrębnić trzy składniki nośności takiego elementu tj. siłę wynikającą z naprężeń stycznych τ_{xz} w niezarysowanej części przekroju (V_C), siłę wynikającą z tarcia pomiędzy kruszywem w zarysowanym betonie *aggregate interlock* (A_Y), oraz siłę wynikającą z wytrzymałości zbrojenia podłużnego na ścinanie w zarysowanym betonie *dowel action* (V_D) (Rys. 4.3). Obecnie uważa się, że bardziej trafnym określeniem niż *aggregate interlock* jest *interface shear transfer* lub *friction*. Wynika to z możliwości pojawienia się rys przechodzących przez ziarna kruszywa w przypadku betonów wysokiej wytrzymałości. Skutkuje to stosunkowo gładką powierzchnią zarysowania, która powoduje zredukowanie tarcia w obrębie rysy. [46] Ilość zastosowanego zbrojenia i geometria przekroju (wymiary przekroju i odległość zbrojenia od krawędzi ściskanej), wraz z rozkładem przyłożonego obciążenia, definiują zasięg strefy ściskanej, a co za tym idzie również rozkład naprężeń stycznych [47]. Zarówno efekt klinowania się kruszywa, jak i nośność prętów podłużnych ulegają znaczącej redukcji wraz ze



Rys. 4.3 Składowe siły wewnętrzne w zarysowanej belce bez zbrojenia na ścinanie [47]

wzrostem rozwartości rysy. Wobec tego uwzględnienie ich w obliczeniach nośności elementu ścinanego skutkowałoby niezwykle złożonymi formułami. Jednocześnie wpływ tych efektów na nośność w końcowej fazie pracy tuż przed zniszczeniem, z uwagi na znaczną rozwartość rysy, będzie niewielki. Biorąc to uwagę, pozostając po stronie bezpiecznej, efekty te można pominąć. Zakłada się wówczas, że nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie odpowiada

nośności strefy niezarysowanej. Należy jednak mieć na uwadze, że będzie to wartość niedoszacowana. Również z uwagi na możliwość występowania w strefie ściskanej zbrojenia podłużnego, które może dodatkowo zwiększyć jej nośność. Zagadnienie ścinania elementów bez zbrojenia na ścinanie jest niezwykle złożone. W związku z tym podstawę do wyznaczania ich nośności stanowią na ogół empiryczne równania. Zostały one przygotowane w oparciu o wyniki licznych badań i wykorzystania współczynników dostosowawczych. Analizując wspomniane wyrażenia warto mieć na uwadze, że wartości $f_{ck}^{1/3}$, $f_{ck}^{1/2}$ i $f_{ck}^{2/3}$, wraz z kalibracją odpowiednim współczynnikiem, mają za zadanie reprezentować w przybliżeniu zależność pomiędzy nośnością betonu na ściskanie i rozciąganie [21] [48].

Równania nośności elementów zbrojonych na ścinanie zazwyczaj bazują na przedstawionym przez Morscha i Rittera modelu ST.

Mając na uwadze powyższe informacje poniżej analizie poddano zalecenia do projektowania zgodnie różnymi wytycznymi.

4.4.3 Elementy bez zbrojenia na ścinanie w ujęciu normowym

Zapisy zawarte w EC2 dotyczące nośności elementów żelbetowych bez zbrojenia na ścinanie są efektem licznych badań i analiz. Skutkowały one sformułowaniem równań pozwalających na określenie nośności elementu. Nie przedstawiono jednak mechanicznego modelu zniszczenia [47]. Nośność na ścinanie jest określona równaniem (4.11), nie powinna być jednak mniejsza niż wartość minimalna (4.12) (4.13). W przedstawionych wyrażeniach

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.11)$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.12)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (4.13)$$

$V_{Rd,c}$ - nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie

k - współczynnik skali

ρ_l - stopień zbrojenia przekroju (średnika)

f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie

σ_{cp} - naprężenia ściskające w przekroju wywołane sprężeniem

b_w - szerokość średnika

d - wysokość użyteczna przekroju

v_{min} - nośność prętów odgiętych na odcinku równym ramieniu sił wewnętrznych

uwzględniono współczynnik skali, szerokość elementu, wytrzymałość betonu, stopień zbrojenia, wysokość użyteczną przekroju oraz pozytywny wpływ naprężeń ściskających, zwiększający wysokość strefy niezarysowanej. Parametry te w rzeczywistości pozwalają na

opisanie zasięgu i rozkładu naprężeń ściskających w przekroju. Na tej podstawie możliwe jest określenie wytrzymałości z uwagi na naprężenia styczne w betonie, na wysokości strefy ściskanej.

Norma amerykańska ACI 318-14 [21] w zakresie zagadnienia ścinania przekrojów żelbetowych, opiera się głównie na prostych wzorach empirycznych, które bazują na wynikach badań. W ten sposób zdefiniowano składową nośności V_c , która uwzględnia naprężenia styczne

$$V_c = 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c(\text{psi})} \cdot b_w \cdot d = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c(\text{MPa})} \cdot b_w \cdot d \quad (318 - 14) \quad (4.14)$$

$$V_{c,a} = \left[2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c(\text{psi})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.15)$$

$$V_{c,a} = \left[0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c(\text{MPa})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (318 - 19)$$

$$V_{c,b} = \left[8 \cdot \lambda \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c(\text{psi})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.16)$$

$$V_{c,b} = \left[0,66 \cdot \lambda \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c(\text{MPa})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (318 - 19)$$

$$V_{c,c} = \left[8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c(\text{psi})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.17)$$

$$V_{c,c} = \left[0,66 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c(\text{MPa})} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (318 - 19)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d(\text{in})}{10}}} = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d(\text{mm})}{254}}} \quad (318 - 19) \quad (4.18)$$

V_c - składowa nośności na ścinanie na którą składają się nośność strefy niezarysowanej, *dowel action* i *aggregate interlock*

$V_{c,a}$ -j.w. z uwzględnieniem wpływu siły osiowej

$V_{c,b}$

$V_{c,c}$ -j.w. z uwzględnieniem redukcji w przypadku sumowania z nośnością strzemion

λ - współczynnik zależny od rodzaju betonu

f_c - wytrzymałość betonu na ściskanie

b_w - szerokość środniczka

d - wysokość użyteczna przekroju

N_u - siła osiowa w przekroju

A_g - pole przekroju poprzecznego

ρ_w - stopień zbrojenia podłużnego zbrojenia rozciąganego

λ_s - współczynnik redukcyjny składową nośności w przypadku sumowania z nośnością strzemion

w niezarysowanej części przekroju betonowego, nośność zbrojenia podłużnego (*dowel action*), oraz tarcie pomiędzy powierzchniami zarysowanego betonu w obrębie rysy (*aggregate interlock*). Składowa nośności (V_c) jest wyznaczana w taki sam sposób dla przekrojów zarówno bez jak i ze zbrojeniem na ścinanie. Jej wartość określa jedno z trzech równań. W ACI 318-19

wprowadzono modyfikację pierwszego z równań (4.14) uwzględniając pozytywny wpływ ściskającej siły osiowej (4.15). Zmieniono również wówczas dwa pozostałe równania. uwzględniające stopień zbrojenia podłużnego (4.16) (4.14). Jeżeli zastosowano co najmniej minimalne zbrojenie na ścinanie ^(9.6.3.3) nośność części betonowej można określać za pomocą jednego z dwóch pierwszych równań (4.15) lub (4.16). W przeciwnym razie należy stosować

$$V_{cd} = \frac{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d}{\gamma_b} \quad (4.19)$$

$$f_{vcd} = 0,20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (4.20)$$

$$\beta_d = \min \left\{ 1,5; \sqrt[4]{(d)^{-1}} \right\} \quad (4.21)$$

$$\beta_p = \min \left\{ 1,5; \sqrt[3]{100 \cdot \rho_w} \right\} \quad (4.22)$$

$$\beta_n = \min \left\{ 2; 1 + \frac{M_0}{M_d} \right\} \text{ dla ściskania} \quad (4.23)$$

$$\beta_n = \max \left\{ 0; 1 + \frac{2 \cdot M_0}{M_d} \right\} \text{ dla rozciągania}$$

- V_{cd} - nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie
- β_d - współczynnik zależny od wysokości użytecznej przekroju
- β_p - współczynnik zależny od stopnia zbrojenia
- β_n - współczynnik wpływu naprężeń ściskających
- f_{vcd} - wytrzymałość betonu na rozciąganie
- b_w - szerokość przekroju
- d - wysokość użyteczna przekroju
- γ_b - współczynnik materiałowy
- ρ_w - stopień zbrojenia przekroju
- M_0 - moment dekompresji
- M_d - moment obliczeniowy

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot z} \leq \tau_R \quad (4.24)$$

$$\tau_R = \frac{0,25 \cdot R_{bt0,05}}{\gamma_{bt}} \quad (4.25)$$

- $\tau_{Rd,c}$ - nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie
- V - wartość siły poprzecznej
- b - szerokość elementu
- z - ramię sił wewnętrznych
- $R_{bt0,05}$ - wytrzymałość betonu na rozciąganie
- γ_{bt} - współczynnik materiałowy

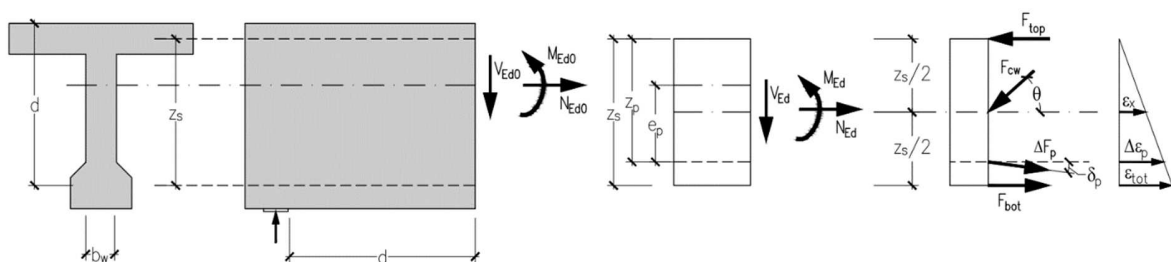
równanie trzecie (4.14) będące modyfikacją równania drugiego (4.16) z odpowiednim współczynnikiem redukcyjnym λ_s . Wartość tego współczynnika spada wraz ze wzrostem wysokości użytecznej (4.18). Wszystkie wspomniane równania są zależne od wytrzymałości betonu, szerokości elementu i wysokości użytkowej. Nie są one jednak powiązane z fizycznym

modelem opisującym mechanizm zniszczenia i rozkład sił w elemencie. Wobec tego ich zastosowanie powinno ograniczać się do określonych w normatywie parametrów przekrojów.

Podobne podejście do projektowania przekrojów zestawiono w normie japońskiej [49]. Zgodnie z przedstawionymi w niej założeniami nośność przekroju bez zbrojenia na ścinanie V_{cd} (4.19) jest zależna od szerokości i wysokości użytkowej przekroju, wytrzymałości betonu na rozciąganie (4.20) i współczynników dostosowawczych. Wartości wspomnianych współczynników uzależniono od wysokości użytkowej (4.21), stopnia zbrojenia przekroju (4.22) i pozytywnego wpływu naprężeń ściskających (4.23).

Wycofane normy do projektowania w Polsce PNS [23] przewidywały dużo prostszą formułę określającą nośność elementów żelbetowych bez zbrojenia na ścinanie (4.24). Wartość uśrednionych naprężeń ścinających na wysokości ramienia sił porównywano z dopuszczalnymi naprężeniami (4.25). Ich wartość zdefiniowano w postaci funkcji wytrzymałości betonu na rozciąganie. Nośność przekroju w tym przypadku odnosi się do szerokości przekroju i wartości ramienia sił wewnętrznych, a nie wysokości użytecznej przekroju.

W przypadku MC [20], [50] analizowana nośność jest określona mniej złożonym wyrażeniem (4.26) niż przedstawiona zależność w EC2. Zamiast wysokości użytecznej uwzględniono w nim ramię sił wewnętrznych. Biorąc pod uwagę wysokość strefy ściskanej w typowych przekrojach żelbetowych w stosunku do ich całkowitej wysokości różnica pomiędzy tymi dwoma założeniami jest stosunkowo niewielka, lecz wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia będzie ona ulegała zwiększeniu. Oprócz wytrzymałości na rozciąganie, ramienia sił



Rys. 4.4 Definicja charakterystyk przekroju ścinanego [47]

wewnętrznych i szerokości przekroju, w równaniu zastosowano współczynnik dostosowawczy k_v . Dla elementów bez znaczącego wpływu sił osiowych i wielkości kruszywa nie mniejszej niż 10 mm jego wartość wyrażona jest w sposób uproszczony (4.27). Uwzględnienie tych efektów wiąże się z zastosowaniem zmodyfikowanego wzoru (4.28) (4.29). Zastosowane formuły pozwalają na uwzględnienie efektu *aggregate interlock*, który pominięto w EC2.

W zależnościach uwzględniono również wpływ odkształceń ε_x (Rys. 4.4). w połowie wysokości ramienia sił w elemencie. Przedstawione uproszczone równanie opisujące współczynnik k_v odpowiada wartości odkształceń ε_x na poziomie 1,25 ‰. To z kolei w uproszczeniu koresponduje z granicą plastyczności stali zbrojeniowej w poziomie wypadkowej siły rozciągającej.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (4.26)$$

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z [mm]} \quad (4.27)$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z [mm]} \quad (4.28)$$

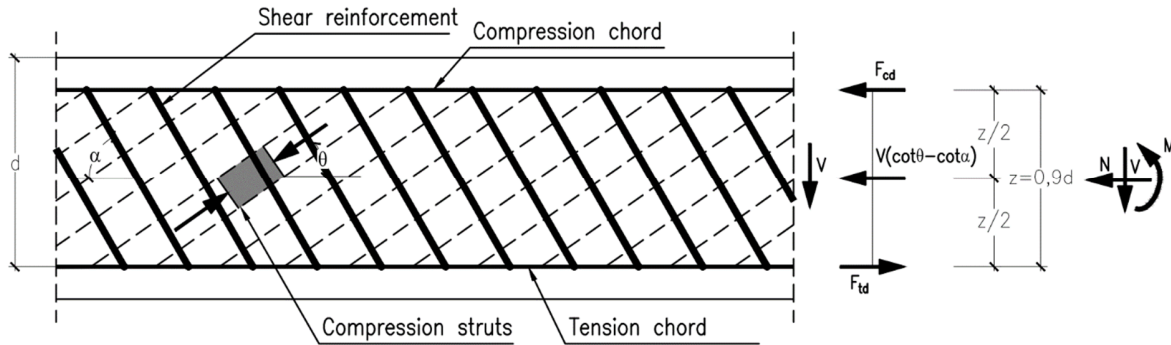
$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (4.29)$$

- $V_{Rd,c}$ - nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie
- k_v - współczynnik zależny od grubości ziarna kruszywa i odkształceń w połowie wysokości ramienia sił wewnętrznych
- k_{dg} - współczynnik zależny od wielkości ziaren kruszywa
- f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
- z - ramię sił wewnętrznych
- b_w - najmniejsza szerokość elementu na wysokości użytecznej
- γ_c - współczynnik materiałowy

Wszystkie analizowane normatywy przyjmują podobne założenia dotyczące nośności elementu bez dodatkowego zbrojenia na ścinanie. Przedstawione w nich wyrażenia mają podobną strukturę i na ogół są uzależnione od tych samych zmiennych. Nie bazują one natomiast na modelu mechanicznym. Nie zostało przedstawione ściśle teoretyczne ujęcie zagadnienia, a zastosowane równania mają empiryczny lub pół-empiryczny charakter. Przyjmuje się w nich, że nośność zależy od zasięgu strefy niezarysowanej betonu, rozkładu naprężeń, nośności zbrojenia podłużnego i tarcia pomiędzy powierzchniami zarysowanego betonu w obrębie rysy. Zależności te przedstawiono jako funkcje ramienia sił wewnętrznych lub wysokości użytecznej przekroju, wytrzymałości betonu na rozciąganie, stopnia zbrojenia, wpływu siły osiowej i odpowiednich współczynników dostosowawczych. Stosowanie ramienia sił zamiast wysokości użytkowej lepiej koresponduje z klasyczną teorią ścinania przekroju wg Morscha. Brak spójnego modelu mechanicznego zniszczenia sprawia, że rozszerzanie zastosowania wspomnianych wzorów poza pierwotnie badane elementy, o które oparto zależności empiryczne, w opinii autora nie powinno być stosowane bez ich wcześniejszej walidacji.

4.4.4 Elementy ze zbrojeniem na ścinanie w ujęciu normowym

Zastosowanie zbrojenia na ścinanie sprawia, że możliwe jest wykorzystanie modelu analogii kratownicowej. Między innymi jest ona używana do wymiarowania elementów żelbetowych ze zbrojeniem na ścinanie zgodnie z EC2 (Rys. 4.5). Na jej podstawie



Rys. 4.5 Model ST w EC2 [16]

przygotowano formuły określające maksymalną nośność z uwagi na wyciężenie strzemion (4.30) i betonowego krzyżulca (4.31). Nośność strzemion wynika bezpośrednio z geometrii modelu kratowniczowego i nośności przekroju strzemion na rozciąganie. W przypadku nośności

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad (4.30)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (4.31)$$

$$1,00 \leq \cot(\theta) \leq 2,50 \quad (4.32)$$

$$1,00 \leq \cot(\theta) \leq 2,00 \quad (4.33)$$

$$1,00 \leq \cot(\theta) \leq 2,00 \text{ dla półtek ściskanych} \quad (4.34)$$

$$1,00 \leq \cot(\theta) \leq 1,25 \text{ dla półtek rozciąganych} \quad (4.35)$$

$V_{Rd,s}$ - nośność na ścinanie z uwagi na strzemiona

A_{sw} - pole przekroju poprzecznego strzemion

s - rozstaw strzemion

z - ramię sił wewnętrznych

f_{ywd} - granica plastyczności strzemion

θ - kąt nachylenia krzyżulców betonowych

$V_{Rd,max}$ - nośność z uwagi na naprężenia ściskające w betonowym krzyżulcu

α_{cw} - współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w pasie ściskanym przekroju

v_1 - współczynnik redukcyjny nośności zarysowanego ścinanego betonu

b_w - szerokość elementu

f_{cd} - obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie

betonowych krzyżulców zagadnienie jest bardziej złożone. Oprócz czynników wynikających z geometrii modelu ST należy uwzględnić wpływ stanu naprężeń w pasie ściskanym poprzez współczynnik α_{cw} oraz współczynnik v_1 redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego przy ścinaniu CSO (*concrete softening*). Uwzględniono w ten sposób wpływ niewielkich wartości

sił osiowych na zwiększenie nośności przekroju na ścinanie oraz jej zmniejszenie wraz z przekroczeniem 50% wytrzymałości betonu na ściskanie. Wynika to z uwzględnienia złożonego stanu naprężeń pomiędzy ściskany betonowym krzyżulcem i strefą ściskaną [51]. W normatywie określono graniczne wartości kąta nachylenia krzyżulców (θ) dopuszczone do stosowania (4.32). Zostały one zredukowane w ramach załącznika krajowego (4.33). W przypadku ścinanych poziomych pólk ściskanych (4.34) i rozciąganych przedziały te należy odpowiednio zmodyfikować (4.35). Widać zatem dużą zmienność przedstawionych wartości kąta θ w zależności od tego czy mamy do czynienia z elementem ściskany czy rozciągany. Dopuszcza się stosowanie mniejszych wartości kąta θ , niż bezpiecznie (strzemiona) pierwotnie zakładanych przez Morscha 45° odpowiadających czystemu ścinaniu. Analogiczne podejście stosowano w niemieckiej normie DIN 1045 [52]. Podejście to wynika z uzależnienia wartości kąta nachylenia krzyżulców od rozkładu naprężeń normalnych w przekroju poprzecznym i znajduje również odzwierciedlenie w wynikach badań. Uwzględnienie zmniejszonej wartości kąta umożliwia zmniejszenie ilości zbrojenia w postaci strzemion. Uwagę zwraca fakt, że całkowita nośność na ścinanie przekroju nie jest sumą nośności składowej wynikającej z naprężeń stycznych w niezarysowanym betonie i nośności strzemion. Cała siła poprzeczna jest przenoszona przez układ krzyżulców i wieszaków. W przedstawionym podejściu pominięto też wpływ *dowel action* i *aggregate interlock*. Jest to spójne z założeniami modelu ST i rzeczywistym położeniem wypadkowych w części ściskanej betonu.

Podejście do projektowania przekrojów ze zbrojeniem na ścinanie zgodnie z ACI [21] jest podobne choć zauważalne są istotne różnice. Również w tym wypadku mamy do czynienia z zastosowaniem analogii do modelu kratownicowego ST. Nośność z uwagi na strzemiona określona jest analogicznym wyrażeniem (4.36) jak w przypadku EC2. Przyjęto jednak założenie, że kąt nachylenia krzyżulców θ będzie równy 45° . Odpowiada to pierwotnym założeniom modelu analogii kratownicowej. W stosunku do EC2 znacząco różni się natomiast wyrażenie określające nośność całkowitą przekroju. Nośność strefy niezarysowanej betonu na ścinanie oraz efekty *dowel action* i *aggregate interlock* zostały uwzględnione jako składnik sumy nośności całego elementu (4.37). Wartość tego składnika określana jest analogicznie jak dla elementów bez zbrojenia na ścinanie (4.18) (4.17). W celu wyeliminowania możliwości pojawienia się utraty nośności z uwagi na wytrzymałość betonowego krzyżulca wprowadzono

ograniczenie maksymalnej dopuszczalnej siły poprzecznej w przekroju (4.38). W przeciwieństwie do EC2 wyznaczając nośność na ścinanie ze względu na strzemiona stosowana jest wysokość użyteczna przekroju (d) zamiast ramienia sił wewnętrznych (Z). Uwzględniono te same mechanizmy zniszczenia jak w EC2, natomiast z uwagi na różnice w podejściu, otrzymane wyniki nośności dla tych samych przekrojów będą się różnić. Przyjęta dla

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (4.36)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.37)$$

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 8 \cdot \sqrt{f_c'(\text{psi})} \cdot b_w \cdot d \right) \quad (4.38)$$
$$V_u \leq \phi \left(V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f_c'(\text{MPa})} \cdot b_w \cdot d \right)$$

- V_s - nośność na ścinanie z uwagi na strzemiona
- A_v - pole przekroju poprzecznego strzemion
- s - rozstaw strzemion
- d - wysokość użyteczna przekroju
- f_{yt} - granica plastyczności strzemion
- V_n - całkowita nośność przekroju na ścinanie
- V_c - nośność przekroju z uwagi na naprężenia stycznne w niezarysowanym betonie, *dowel action* i *interface interlock*
- V_u - obliczeniowa siła poprzeczna
- ϕ - współczynnik redukcyjny nośności
- f_c' - wytrzymałość betonu na ściskanie

wymiarowania strzemion wartość kąta θ na poziomie 45° jest założeniem po stronie bezpiecznej. Warto też wspomnieć, że poza wytycznymi do projektowania przekrojów na ścinanie, w ramach wyznaczania nośności na skręcanie przedstawiono model przestrzennej kratownicy. Dopuszcza on stosowanie innych wartości kąta nachylenia krzyżulców niż 45° . W tym przypadku założono, że wartość kątów nachylenia krzyżulców przestrzennej kratownicy powinna zwierać się w zakresie od 30° do 60° . Zaleca się przy tym przyjęcie wartości wspomnianego kąta dla elementów niesprężonych na poziomie 45° , a sprężonych $37,5^\circ$ ^(22.7.6.1.2). W rozdziale dotyczącym ogólnego zastosowania metody ST w wymiarowaniu elementów żelbetowych wprowadzono ograniczenie minimalnej wartości kąta nachylenia krzyżulca betonowego do 25° ^(23.2.7).

Zgodnie z wytycznymi przedstawionymi w normie japońskiej [22], całkowita nośność przekroju zbrojonego na ścinanie również jest sumą składowej części betonowej i strzemion (4.44). Przedstawione zależności także bazują na analogii modelu kratownicowego o kącie nachylenia krzyżulców 45° . Na tej podstawie określono nośność z uwagi na strzemiona (4.40).

W formule jako dodatkowy składnik sumy uwzględniono pozytywny wpływ podłużnych cięgien sprężających, (4.42) oraz HPFRCC (4.41). W przypadku elementów żelbetowych składowe te można pominąć. Wówczas nośność na ścinanie sprowadza się do sumy nośności strzemion i niezarysowanej strefy betonu podobnie jak w innych normatywach. Graniczną nośność z uwagi na ściskane krzyżulce przedstawiono w funkcji pierwiastka z wytrzymałości betonu na ściskanie (4.43)(4.49). To sprawia, że warunek ten jest bardziej konserwatywny niż dopuszczalna nośność $V_{Rd,max}$ przedstawiona w EC2 i MC. Warto też zauważyć, że w normie zastosowano równolegle formuły odnoszące się do wysokości użytecznej i ramienia sił wewnętrznych, co zdaniem autora stanowi pewną niekonsekwencję.

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{fd} + V_{ped} \quad (4.39)$$

$$V_{sd} = \left[A_w \cdot f_{wyd} \cdot \frac{(\sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s))}{s} \right] \cdot \frac{z}{\gamma_b} \quad (4.40)$$

$$V_{fd} = f_{vd} \cdot \frac{\cot(\beta_u) \cdot b_w \cdot z}{\gamma_b} \quad (4.41)$$

$$V_{ped} = P_{ed} \cdot \frac{\sin(\alpha_p)}{\gamma_b} \quad (4.42)$$

$$V_{wcd} = \min \left\{ \frac{f_{wcd} \cdot b \cdot d}{\gamma_b}; 7,8MPa \right\} = \left\{ \frac{1,25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} \cdot b \cdot d}{\gamma_b}; 7,8MPa \right\} \quad (4.43)$$

- V_{yd} - nośność przekroju na ścinanie
- V_{cd} - nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia na ścinanie
- V_{sd} - nośność z uwagi na strzemiona
- V_{fd} - składowa nośności HPFRCC (*High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*)
- V_{ped} - wytrzymałość obliczeniowa strzemion
- A_w - pole przekroju poprzecznego zbrojenia na ścinanie
- f_{wyd} - wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia na ścinanie
- α_s - kąt pomiędzy zbrojeniem na ścinanie a osią podłużną elementu
- s - rozstaw strzemion
- z - ramię sił wewnętrznych
- f_{vd} - wytrzymałość obliczeniowa HPFRCC
- β_u - kąt nachylenia rysy ukośnej do osi podłużnej elementu (45°)
- b_w - szerokość elementu
- γ_b - współczynnik bezpieczeństwa
- P_{ed} - efektywna siła rozciągająca w cięgnach sprężających
- α_p - kąt nachylenia cięgna sprężającego do osi podłużnej elementu
- d - wysokość użyteczna przekroju

Analizując zapisy wycofanej normy PNS również widać stosowanie analogii do modelu kratownicowego. Podobnie jak w przypadku ACI i JSCE wyrażenie (4.44) określające nośność strzemion zakłada, że kąt θ przyjmuje wartość 45° . Również w tym wypadku nośność

przekroju na ścinanie jest sumą nośności części betonowej przekroju (4.45), prętów odgiętych oraz strzemion (4.46). Dodatkowo wprowadzono warunek maksymalnych dopuszczalnych naprężeń ścinających w przekroju poprzecznym o wartości $\tau_{b,max}$ (4.47). Ograniczono też wartość maksymalnych dopuszczalnych naprężeń normalnych w przekroju zginanym i ścinanym (4.48)(4.49). W ten sposób został zawarty mechanizm zniszczenia betonowego krzyżulca na ściskanie z uwzględnieniem zarysowania na ścinanie. W analizach nośności w tym przypadku uwzględniono ramię sił wewnętrznych, a nie wysokość użyteczną przekroju, ale dopuszczono przyjmowanie ich uproszczonej zależności (4.50).

$$\Delta V_w = \frac{A_{aw}}{s} \cdot z \cdot R_{aw} \quad (4.44)$$

$$\Delta V_b = \tau_R \cdot (1 + 50 \cdot \mu) \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{max}}\right) \cdot b \cdot z \quad (4.45)$$

$$V = \Delta V_b + \Delta V_a + \Delta V_{w\alpha} + \Delta V_w \quad (4.46)$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot z} < \tau_{b,max} \quad (4.47)$$

$$\sigma_b = v \cdot R_b \quad (4.48)$$

$$v = \max\left\{0,7 - \frac{R_{bk}}{200}; 0,5\right\} \quad (4.49)$$

$$z = 0,85 \cdot h_1 \quad (4.50)$$

| | |
|----------------|--|
| ΔV_w | - nośność na ścinanie z uwagi na strzemiona |
| A_{aw} | - pole przekroju poprzecznego strzemion |
| s | - rozstaw strzemion |
| z | - ramię sił wewnętrznych |
| R_{aw} | - wytrzymałość obliczeniowa strzemion |
| ΔV_b | - nośność przekroju z uwagi na naprężenia styczne w niezarysowanym betonie |
| τ_R | - wytrzymałość obliczeniowa betonu na ścinanie |
| μ | - stopień zbrojenia podłużnego |
| M_0 | - moment dekompresji |
| M_{max} | - moment obliczeniowy |
| $\tau_{b,max}$ | - maksymalne naprężenia styczne w betonie |
| σ_b | - naprężenia ściskające w betonowym krzyżulcu |
| R_b | - wytrzymałość betonu na ściskanie |
| v | - współczynnik redukujący nośność zarysowanego betonu |
| h_1 | - wysokość użyteczna przekroju |

Nieco odmienne podejście do wymiarowania ścinanych elementów żelbetowych zbrojonych na ścinanie zaprezentowano w MC [20], [50]. Dopuszczono bowiem trzy podejścia do oszacowania nośności przekroju. Pierwsze podejście bazuje bezpośrednio na analogii do modelu kratownicowego. Drugie oparto na podejściu uogólnionych pól naprężeń (GSFA). W trzecim przypadku zastosowano uproszczenie zmodyfikowanej teorii pól ściskanych

(MCFT). W przypadku zastosowania trzeciej metody zakłada się, że nośność przekroju na ścinanie jest równa sumie nośności części betonowej przekroju oraz strzemion (4.51). W dwóch

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (4.51)$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (4.52)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad (4.53)$$

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \quad (4.54)$$

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_c \quad (4.55)$$

$$\eta_c = \min \left\{ \sqrt[3]{\frac{30}{f_{ck}}}; 1,00 \right\} \quad (4.56)$$

$$k_\varepsilon = \min \left\{ \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1}; 0,65 \right\} \quad (4.57)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (\varepsilon_x + 0,002) \cdot (\cot(\theta))^2 \quad (4.58)$$

$$\theta_{min} = 20^0 + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (4.59)$$

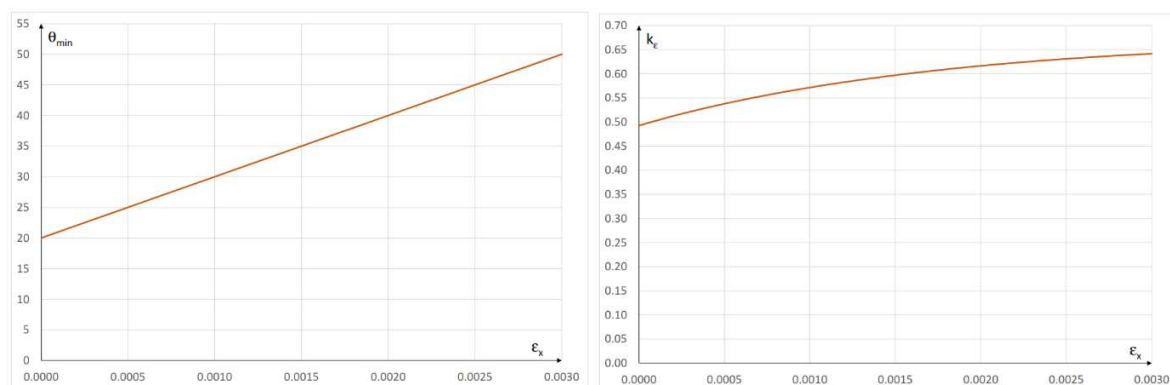
$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (4.60)$$

- V_{Rd} - całkowita nośność przekroju na ścinanie
- $V_{Rd,c}$ - nośność przekroju z uwagi na naprężenia styczne w niezarysowanym betonie
- $V_{Rd,s}$ - nośność na ścinanie z uwagi na strzemiona
- $V_{Rd,max}$ - nośność z uwagi na naprężenia ściskające w betonowym krzyżulcu
- A_{sw} - pole przekroju poprzecznego strzemion
- s - rozstaw strzemion
- z - ramię sił wewnętrznych
- f_{ywd} - granica plastyczności strzemion
- θ - kąt nachylenia krzyżulców betonowych
- k_c - współczynnik redukujący nośność betonowego krzyżulca
- η_c - współczynnik nośności krzyżulca uwzględniający klasę betonu
- f_{ck} - wytrzymałość betonu na ściskanie
- k_ε - współczynnik nośności krzyżulca uwzględniający rozkład odkształceń
- E_s - moduł sprężystości stali zbrojeniowej
- A_s - pole przekroju zbrojenia podłużnego
- M_{Ed} - moduł sprężystości stali zbrojeniowej
- V_{Ed} - pole przekroju zbrojenia podłużnego
- N_{Ed} - siła osiowa w przekroju
- Δe - mimośród działania siły osiowej

pozostałych podejściach przyjmuje się, że nośność przekroju odpowiada nośności strzemion (4.52). Stosując drugie podejście uwzględnia się wpływ naprężeń w betonie na zmianę kąta nachylenia betonowego krzyżulca. Wartość kąta nachylenia krzyżulców θ należy przyjmować w przedziale pomiędzy θ_{min} a kątem 45^0 . Wartość minimalna kąta zależy od zastosowanego

podjęcia obliczeniowego. Analogicznie jak w EC2 nośność z uwagi na strzemiona jest funkcją pola przekroju zbrojenia na ścinanie, ramienia sił wewnętrznych i kąta θ (4.53). W przypadku każdej metody nośność przekroju jest ograniczona z uwagi na maksymalną dopuszczalną siłę w krzyżulcu betonowym (4.54). Zależy ona od wytrzymałości betonu na ściskanie, kąta θ , szerokości przekroju (b_w), ramienia sił (Z) i dodatkowego współczynnika (k_c). Zastosowany współczynnik redukcyjny (k_c) jest iloczynem dwóch parametrów (4.55). Jeden z nich reprezentuje wpływ zastosowanej klasy betonu (4.56). Drugi z nich oznaczony jako k_ϵ uwzględnia wpływ stanu naprężeń w elemencie, poprzez odkształcenia podłużne ϵ_x , w połowie wysokości ramienia sił (Rys. 4.3) (4.57).

Stosując pierwsze podejście obliczeniowe dla elementów, w których odkształcenia nie przekraczają wartości $\epsilon_x=0,001$ można przyjąć, że współczynnik k_ϵ jest równy 0,55. Jest to w przybliżeniu minimalna wartość wynikająca z przedstawionych równań (4.57)(4.58), w zakresie stosowanych kątów nachylania krzyżulców. Wartość kąta należy dobrać w zależności od tego czy element jest poddany działaniu znaczącej siły ściskającej ($\theta_{\min}=25^\circ$), nie jest obciążony znaczącymi siłami osiowymi ($\theta=30^\circ$) lub jest poddany działaniu znaczącej siły rozciągającej ($\theta=40^\circ$). Nie podano ścisłej zależności pomiędzy wartościami sił wewnętrznych, a kątem θ . Niemniej wpływ stanu odkształcenia w elemencie został wyraźnie zaznaczony.



Rys. 4.6 Zmienność kąta θ i współczynnika k_ϵ w zależności od odkształceń ϵ_x

W drugim podejściu obliczeniowym minimalną wartość kąta θ_{\min} (4.59) należy ustalać na podstawie wartości odkształceń ϵ_x w elemencie. Jest ona zależna od geometrii i sił wewnętrznych w przekroju (4.60). Wówczas możliwe jest też wyznaczenie odkształceń

normalnych ε_1 (4.58) oraz zmodyfikowanego współczynnika redukcyjnego nośność krzyżulca k_ε (4.57)(4.62). Zależności te opracowano i potwierdzono bazując na wynikach eksperymentalnych. Wartość współczynnika redukcyjnego nośność krzyżulca k_ε oraz kąta θ w funkcji odkształceń ε_x przedstawiono na wykresie (Rys. 4.6).

W trzecim podejściu zakłada się że nośność przekroju jest równa sumie nośności strzemion i części betonowej przekroju. Nie może ona jednak przekroczyć nośności krzyżulca betonowego obliczonego dla kąta θ_{min} . Składnik nośności odpowiadający nośności części betonowej przekroju, należy wyznaczyć jak dla elementu bez zbrojenia na ścinanie. Uwzględnia się natomiast modyfikację współczynnika k_v (4.61).

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max(\theta_{min})}} \right) \quad (4.61)$$

ε_x - odkształcenia w połowie wysokości ramienia sił

V_{Ed} - obliczeniowa siła poprzeczna

$V_{Rd,max(\theta_{min})}$ - nośność krzyżulca betonowego dla odpowiadającego kąta θ

Po przeanalizowaniu nośności przekrojów na ścinanie zgodnie z EC2, ACI, JSCE, PNS i MC, wyraźnie widać podobne założenia dotyczące mechanizmu zniszczenia i obliczania nośności przekrojów zbrojonych na ścinanie. Stosowana jest analogia ścinanego elementu żelbetowego do modelu kratownicowego ST. Wobec tego uwzględnia się jego geometrię poprzez kąt nachylenia krzyżulców (θ) oraz wysokość użyteczną przekroju (d) lub bezpośrednio ramię działania sił wewnętrznych (Z). Jest to prosty i uniwersalny model konstrukcji pozwalający na obliczenie nośności elementu z uwzględnieniem zniszczenia betonu i stali zbrojeniowej. W ACI, JSCE i PNS kąt nachylenia betonowych krzyżulców określono jednoznacznie jako równy 45° . Jest to konserwatywne założenie, zgodne z pierwotnym podejściem Morscha. Wytyczne EC2 i MC dopuszczają stosowanie mniejszych wartości kątów co odpowiada wynikom badań. Nie przedstawiono jednak prostego mechanicznego modelu stojącego za przyjętymi ogólnie wartościami kąta θ . Najbardziej zaawansowane metody ustalenia wartości kąta przedstawiono w MC bazując na GSFA i MCTF. Są one na tyle złożone, że nie są powszechnie używane w inżynierskim podejściu do projektowania. Przyjęte w nich założenia mogą jednak znajdować zastosowanie w modelach MES. Przedstawione w MC zależności są uproszczeniem wspomnianych metod. Bazują one na wartości odkształceń (ε_x) w elemencie, przez co zostały uzależnione od wartości sił wewnętrznych. Wówczas kąt

nachylenia krzyżulców będzie zależny nie tylko od rozkładu naprężeń wynikającego ze stosunku naprężeń normalnych i stycznych, ale również od ich wartości. W rzeczywistości za kształtowanie się rysy w modelu ST odpowiada układ naprężeń w momencie jej powstania. Dalsza zmiana obciążenia nie spowoduje powstania nowej rysy. Może ona jedynie wpłynąć na nierównomierność jej rozwarcia. Temu zjawisku z kolei przeciwdziałać będzie efekt *dowel action* zbrojenia rozciąganego. W EC2 w nośności przekroju ze zbrojeniem na ścinanie nie uwzględnia się sumowania dodatkowego składnika, wynikającego z nośności części betonowej, efektu *dowel action* i *aggregate interlock*. Jest to założenie po stronie bezpiecznej. W ACI i JSCE efekty te uwzględniono w nośności składowej części betonowej przekroju.

Wpływ efektu klinowania się ziaren kruszywa (*aggregate interlock*) oraz mechanizmu zniszczenia prętów zbrojeniowych w rysie (*dowel action*) ulega znacznej redukcji wraz zrozwarciem rysy. W związku z tym zdaniem autora pominięcie tych wpływów przez EC2 jest uzasadnione.

W przypadku przekrojów hybrydowych zasięg strefy ściskanej niejednokrotnie może być znacząco większy niż zakładają to wytyczne dotyczące elementów żelbetonowych. Wynika to z możliwości zastosowania w przekroju stosunkowo dużej ilości stali. W związku z tym według autora należy unikać uproszczenia zakładającego stosowanie wysokości użytecznej przekroju zamiennie z ramieniem sił wewnętrznych, a w obliczeniach stosować wyznaczone ramie sił wewnętrznych.

4.5 Metoda ogólna

Wprowadzenie nowego rodzaju zespolenia typu CD, skutkuje szybkim rozwojem elementów stalowo-betonowych o niestosowanej dotychczas geometrii. Ze względu na brak wytycznych do projektowania na ścinanie powstałych przekrojów hybrydowych, pojawiło się zapotrzebowanie na uniwersalne podejście do obliczeń ich nośności. W odpowiedzi na te potrzeby w 2017 r. Lorenc zaproponował ogólną metodę wymiarowania przekrojów na ścinanie [31]. Bazuje ona na podstawowych założeniach oraz stanowi rozwinięcie i uogólnienie koncepcji Morscha i Maillarta [44] [53]. Dzięki temu, że odnosi się do mechanicznego modelu ścinanego elementu, znajduje zastosowanie dla dowolnego kształtu przekroju.

Niezależnie od zastosowanej geometrii naprężenia normalne i styczne w przekroju poprzecznym są ze sobą nierozzerwalnie połączone. Wielkością stanowiącą pomost pomiędzy

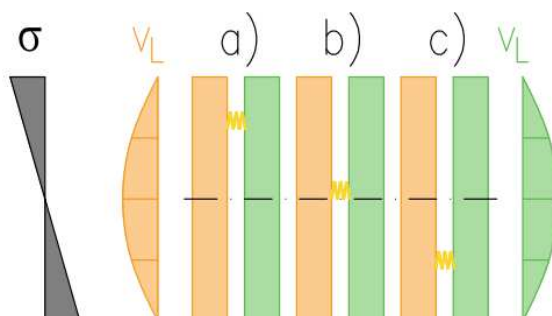
nimi jest ramię sił wewnętrznych [54]. Jest to podstawa metody ogólnej. Drugim bardzo istotnym założeniem tej metody jest uwzględnienie rozkładu strumienia siły rozwarstwiającej i jego oddziaływania na poszczególne elementy przekroju. Dopiero komplet informacji na temat rozkładu i transferu naprężeń w przekroju daje nam możliwość właściwego określenia obciążenia jego poszczególnych części.

Analizując rozkład sił wewnętrznych i naprężeń w przekroju można przyjąć uproszczenie, że wartość naprężeń stycznych τ_{zx} na szerokości przekroju przyjmuje stałą uśrednioną wartość. Określa ją iloraz strumienia ścinania i szerokości na danym poziomie przekroju (4.62).

$$\tau_{xz}(z) = \tau_{zx}(z) = \frac{v_L(z)}{b(z)} \quad (4.62)$$

$\tau_{xz}(z)$ - naprężenia styczne
 $v_L(z)$ - siła rozwarstwiająca
 $b(z)$ - szerokość przekroju

Dowolny analizowany przekrój zespolony lub hybrydowy z założenia składa się z wyodrębnionych segmentów. Mogą być one wykonane z różnych materiałów. Każdy z nich przejmuje część obciążenia odpowiadającą jego sztywności, zgodnie z rozkładem naprężeń w płaskim przekroju. Jeżeli osie bezwładności segmentów pokrywają się ze sobą, transfer siły poprzecznej pomiędzy segmentami nie występuje. Dzieje się tak ponieważ równania równowagi sił wewnętrznych są spełnione niezależnie dla każdego segmentu (Rys. 4.7 a). Zespolenie pomiędzy takimi obszarami nie będzie obciążone żadną siłą ścinania podłużnego, niezależnie od tego na jakim poziomie będzie się ono znajdować (Rys. 4.7 a, b, c). Można zatem zakładać, że w takim wypadku poszczególne segmenty pracują niezależnie i traktować je jako oddzielne przekroje.



Rys. 4.7 Poziomy zespolenia w przypadku pokrywania się osi bezwładności

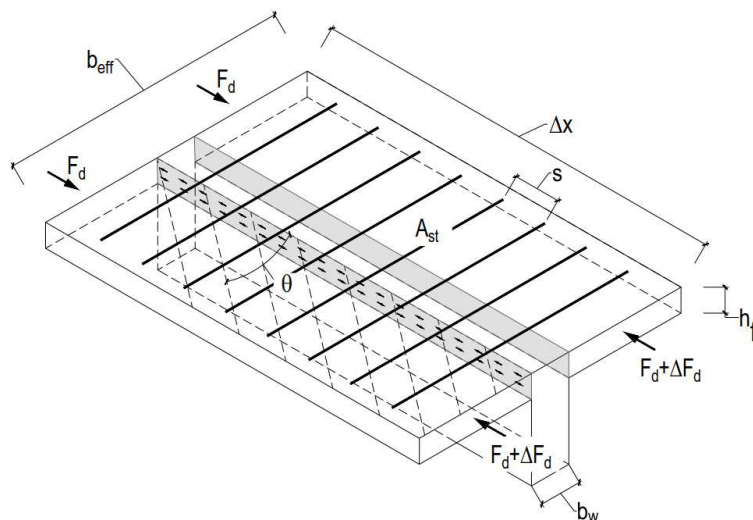
Jeżeli osie bezwładności poszczególnych segmentów przekroju zespolonego nie pokrywają się ze sobą, równania równowagi dla poszczególnych składowych nie będą spełnione. Powstanie w nich bowiem niezrównoważona para ściskającej i rozciągającej siły osiowej. Przyrost dodatnich i ujemnych naprężeń normalnych $\left(\frac{d\sigma}{dx}\right)$ na długości elementu, w poszczególnych częściach przekroju, będzie generować podłużną siłę ścinającą pomiędzy segmentami (v_L). Zjawisko to występuje we wszystkich przekrojach nie tylko zespolonych. Jego konsekwencją jest powstanie naprężeń stycznych oraz ścinania poprzecznego siłą V_z , ponieważ podłużne (τ_{zx}) i poprzeczne (τ_{xz}) naprężenia styczne nie mogą występować niezależnie od siebie. W przypadku przekrojów monolitycznych sprawdzenie nośności sprowadza się do weryfikacji maksymalnych naprężeń stycznych. W przekroju zespolonym konieczna jest dodatkowo weryfikacja nośności łączników zapewniających transfer siły ścinania podłużnego (v_L). Oprócz oczywistej weryfikacji nośności przekrojów na ścinanie, przykładem stosowania powyższych zasad jest ścinanie podłużne w półkach teowych

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (4.63)$$

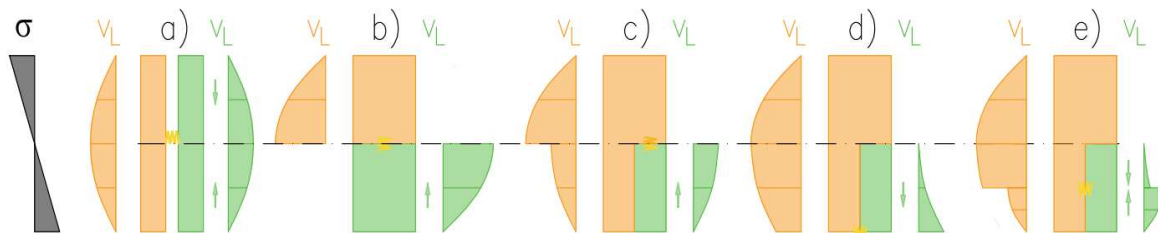
- v_{Ed} - podłużne naprężenie styczne
- ΔF_d - zmiana siły normalnej w półce na długości analizowanego odcinka
- h_f - grubość półki
- Δx - długość analizowanego odcinka

przekrojów żelbetowych. Z punktu widzenia ścinania poprzecznego całego przekroju przenoszą one znikomą część siły poprzecznej. Ich szerokość jest znacząco większa od szerokości środnika. Wobec tego w wymiarowaniu całego przekroju na ścinanie poprzeczne mogą zostać pominięte. Konieczna jest jednak ich weryfikacja ze względu na ścinanie podłużne pomiędzy środnikiem a półką. Mniejsza grubość i ilość zbrojenia niż w przypadku środnika mogą sprawić, że jej nośność będzie krytyczna (Rys. 4.8). Zgodnie z EC2 nośność takiego połączenia na ścinanie wyznacza się porównując nośność modelu ST wykształconego w półce z siłą rozwarstwiająca. Jej wartość określa się na podstawie przyrostu naprężeń normalnych na długości elementu (4.63). Zgodnie z wytycznymi zawartymi w EC2 długość odcinka przyrostu siły (Δx) nie może przekraczać połowy odległości pomiędzy punktami zerowymi momentu zginającego. Jest to zrozumiałe, ponieważ poza tymi odcinkami wartości naprężeń normalnych zmieniają znak. Konsekwencją przyjęcia wartości maksymalnej długości (Δx) jest założenie pełnej redystrybucji siły rozwarstwiającej na długości rozważanego odcinka.

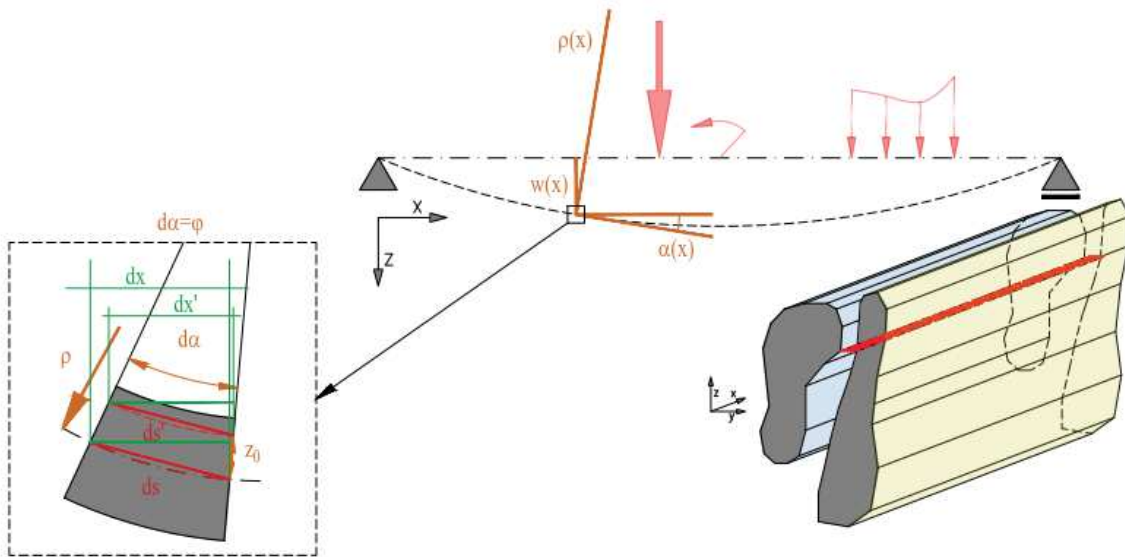
W przypadku analizy przekrojów zespolonych i hybrydowych, siła w zespoleniu osiągnie maksymalną wartość, jeżeli podział segmentów będzie wyznaczać oś bezwładności (Rys. 4.9 b), a w szczególności gdy przekrój betonu ulegnie zarysowaniu, a zespolenie położone będzie w strefie zarysowanej. Z uwagi na uproszczenie schematów przedstawione rysunki



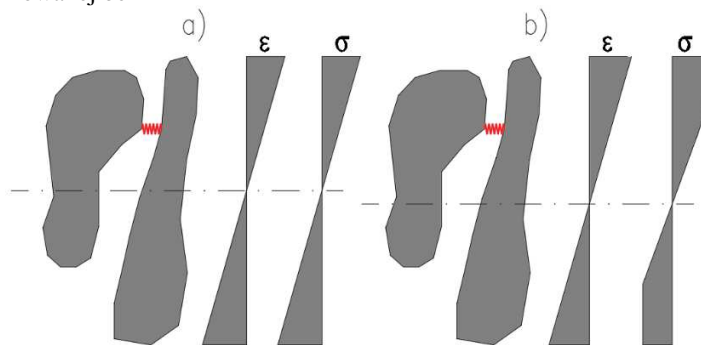
Rys. 4.8 Ścinanie między środkiem i półkami zgodnie z EC2 [17] [16] dotyczą niezarysowanego przekroju prostokątnego i sprężystego rozkładu naprężeń. Niemniej wyciągnięte na ich podstawie wnioski są uniwersalne i pozostają spełnione dla przekrojów o dowolnych wymiarach. Dopóki geometria i charakterystyki zespolonych elementów przekroju nie ulegną zmianie, dopóty wartość siły ścinania podłużnego pomiędzy nimi pozostanie niezmienna. Prowadzi to do wniosku, że wartość siły działającej na zespolenie nie jest zależna od położenia wypadkowej w odciętej części przekroju. Zależy jedynie od wartości jej przyrostu na długości elementu. Położenie zespolenia i wypadkowej ma natomiast istotny



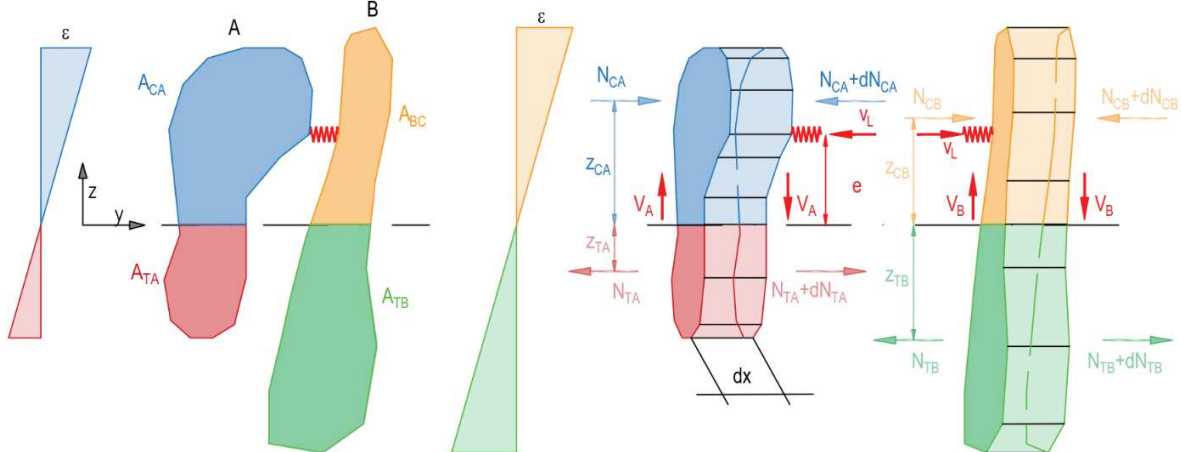
Rys. 4.9 Rozkład siły rozwarstwiającej w przekroju zespolonym z uwzględnieniem przebiegu jej strumienia dla sprężystego rozkładu naprężeń wpływ na wartość siły poprzecznej w poszczególnych częściach przekroju zespolonego (Rys. 4.9 c, d). Uwzględnienie tej kwestii jest niezwykle istotne z punktu widzenia wymiarowania przekroju. Wobec tego prowadząc dalsze rozważania na temat korelacji naprężeń normalnych i stycznych konieczne jest uwzględnienie przebiegu strumienia siły rozwarstwiającej w przekroju.



Rys. 4.10 Schemat analizowanej belki



Rys. 4.11 Przykładowy rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju



Rys. 4.12 Sumy naprężeń normalnych, siła rozwarstwiająca i składowe siły poprzecznej w dowolnym przekroju zespolonym

Pomijając szczególne przypadki obciążenia, efekty lokalne i krótkie wsporniki, w przypadku większości rzeczywistych konstrukcji, analiza nośności elementu z uwagi na ścinanie, sprowadza się do weryfikacji nośności elementu belkowego poddanego ścinaniu

i zginaniu. Można zatem rozważyć belkę o dowolnym przekroju, złożonym z zespolonych segmentów (Rys. 4.10), która została obciążona momentem zginającym i siłą poprzeczną, a jej przekrój poprzeczny pozostaje płaski po odkształceniu. Konsekwencją przyjętego założenia jest liniowy rozkład odkształceń w przekroju (4.73) oraz pominięcie w rozważaniach podatności zespolenia. Należy mieć na uwadze, że przeznaczeniem metody ogólnej jest wyznaczenie nośności przekroju na ścinanie. Deformacje elementu o przekroju hybrydowym

$$\frac{dw}{dx} = w' = \alpha \quad (4.64)$$

$$d\alpha = \varphi \text{ dla } d\alpha \rightarrow 0: \tan(d\alpha) = d\alpha \quad (4.65)$$

$$\varphi = \tan(\varphi) = \frac{ds}{\rho} \quad (4.66)$$

$$ds = \sqrt{dx^2 + (\tan(\alpha) \cdot dx)^2} = \sqrt{1 + w'^2} \cdot dx \quad (4.67)$$

$$d\alpha = d(\arctan(w')) = w'' \cdot \frac{1}{1 + (w'^2)} \quad (4.68)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{|w''|}{|1 + w'^2|^{\frac{3}{2}}} \quad (4.69)$$

$$\text{dla } w' \ll 1 \rightarrow \frac{1}{\rho} = |w''| \quad (4.70)$$

$$d\alpha = \varphi = \frac{dx}{\rho} = \frac{dx'}{\rho - z_0} \quad (4.71)$$

$$dx' = \frac{\rho - z_0}{\rho} \cdot ds \quad (4.72)$$

$$\varepsilon_x(z_0) = \frac{dx' - dx}{dx} = \frac{\rho - z_0}{\rho} - 1 = \frac{-z_0}{\rho} = -z_0 \cdot \varphi \quad (4.73)$$

| | |
|--------------------------|--|
| $w(x)$ | - ugięcie belki |
| $\alpha(x); w'(x)$ | - kąt obrotu belki |
| $\varphi(x); \alpha'(x)$ | - zmiana kąta na długości belki |
| ds | - przyrost długości siecznej krzywizny belki w osi bezwładności |
| ρ | - krzywizna ugięcia belki |
| dx | - przyrost długości belki w osi bezwładności |
| dx' | - przyrost długości belki w zadanej odległości od osi bezwładności |
| z_0 | - odległość od osi bezwładności analizowanego odkształcenia |
| $\varepsilon_x(z_0)$ | - odkształcenie w funkcji odległości od osi bezwładności |

należy wyznaczać z zastosowaniem bardziej zaawansowanych metod. Powinny one pozwalać na odwzorowanie poślizgu zespolenia, oraz odkształceń postaciowych części stalowej i żelbetowej. Należy też uwzględnić redukcję sztywności zarysowanego środka żelbetowego

poddanego ścinaniu i efektu *tension stiffening*. Z uwagi na złożoność przedstawionego problemu, analizy te można np. prowadzić z na przykład wykorzystaniem modeli MES.

Bazując na liniowym rozkładzie odkształceń i uwzględniając charakterystyki materiałowe jesteśmy w stanie ustalić rozkład naprężeń normalnych w przekroju. Należy mieć na uwadze, że przyjęte do tej pory założenia nie determinują liniowego rozkładu naprężeń. Nie zakładają również, że przekrój pozostaje niezarysowany (Rys, 4.11 a i b). Są to ogólne

$$\frac{dN_{CA}}{dx} = \int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA}; \quad \frac{dN_{TA}}{dx} = \int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} \quad (4.74)$$

$$N_{CA} + dN_{CA} - N_{CA} - N_{TA} - dN_{TA} + N_{TA} = dN_{CA} - dN_{TA} = v_L \cdot dx \quad (4.75)$$

$$N_{CB} + dN_{CB} - N_{CB} - N_{TB} - dN_{TB} + N_{TB} = dN_{CB} - dN_{TB} = v_L \cdot dx \quad (4.76)$$

$$V_A \cdot dx = dN_{CA} \cdot z_{CA} + dN_{TA} \cdot z_{TA} - v_L \cdot e \cdot dx = \quad (4.77)$$

$$V_B \cdot dx = dN_{CB} \cdot z_{CB} + dN_{TB} \cdot z_{TB} + v_L \cdot e \cdot dx \quad (4.78)$$

$$V = V_A + V_B = \frac{dN_{CA} \cdot z_{CA}}{dx} + \frac{dN_{TA} \cdot z_{TA}}{dx} + \frac{dN_{CB} \cdot z_{CB}}{dx} + \frac{dN_{TB} \cdot z_{TB}}{dx} \quad (4.79)$$

$$V = \int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} \cdot z_{CA} + \int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} \cdot z_{TA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB} \cdot z_{CB} + \int_{A_{TB}} d\sigma \cdot dA_{TB} \cdot z_{TB} \quad (4.80)$$

- N_{CA} - ściskająca siła osiowa w części „A” przekroju
- N_{TA} - rozciągająca siła osiowa w części „A” przekroju
- A_{CA} - pole ściskanej strefy części „A” przekroju
- A_{TA} - pole rozciąganej strefy części „A” przekroju
- v_L - siła rozwarstwiająca pomiędzy segmentami przekroju
- e - mimośród zespolenia względem osi bezwładności przekroju
- z_{CA} - odległość wypadkowej przyrostu ściskającej siły osiowej w części „A” przekroju od osi bezwładności
- z_{TA} - odległość wypadkowej przyrostu rozciągającej siły osiowej w części „A” przekroju od osi bezwładności
- V_A - siła poprzeczna przenoszona przez część „A” przekroju
- σ - naprężenia normalne w przekroju

założenia znajdujące zastosowanie zarówno dla przekrojów stalowych, zespolonych, żelbetowych czy hybrydowych. Pozwalają one na jednoznaczne określenie rozkładu naprężeń normalnych w przekroju. Przyjęta belka poddana działaniu obciążenia ulega deformacji. Pomiędzy ugięciem, kątem obrotu i promieniem krzywizny zachodzą odpowiednie zależności (4.64)(4.65)(4.66). Z uwagi na operowanie na małych wartościach kątów funkcja krzywizny ugięcia może zostać uproszczona (4.67)(4.68)(4.69)(4.70). Na tej podstawie z kolei możliwe

jest określenie odkształceń w dowolnym punkcie przekroju w funkcji krzywizny ugięcia elementu (4.71)(4.72)(4.73).

Znając rozkład przyjętych odkształceń na długości elementu można przejść do analizy wartości naprężeń w poszczególnych przekrojach (Rys. 4.12). Niezależnie od przyjętych charakterystyk materiałowych, równania równowagi sił wewnętrznych muszą być spełnione. Przyrost naprężeń na długości elementu powoduje powstanie w każdej analizowanej części przekroju przyrost siły osiowej. Można zapisać zależność określającą wartości wypadkowych, działających na poszczególne składowe przekroju, w postaci sumy przyrostu naprężeń (4.74). Na tej podstawie z kolei możliwe jest ustalenie wartości siły rozwarstwiającej (4.75). Każda część przekroju pozostaje w równowadze w związku z czym spełnione muszą być zależności wynikające z działania sił poprzecznych i osiowych (4.75)(4.76)(4.77)(4.78). Znając rozkład odkształceń, funkcję zależnych od nich naprężeń normalnych oraz położenie zespolenia możliwe jest wyznaczenie zarówno wartości siły rozwarstwiającej, jak i sił poprzecznych działających w danych częściach przekroju (4.79)(4.80) [41].

Przedstawione zależności mają charakter ogólny i można je stosować w przypadku dowolnego przekroju. W praktyce ich wykorzystanie w projektowaniu może być jednak uciążliwe. Na ogół geometria przekrojów hybrydowych będzie dużo prostsza, a strumień ścinania będzie miał prostszy do ustalenia przebieg. Maksymalne naprężenia ścinające będą zazwyczaj istotne głównie z uwagi na wymiarowanie żelbetowego środka i zespolenia. W związku z powyższym przedstawione zależności można uprościć aby uzyskać maksymalną wartość siły ścinania podłużnego w przekroju. W tym celu należy ustalić sumę naprężeń w części ściskanej i rozciąganej oraz położenie ich wypadkowych, którą określają odpowiednie zależności (4.81)(4.82)(4.83) [31].

$$z_C = \frac{\int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} \cdot z_{CA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB} \cdot z_{CB}}{\int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB}} \quad (4.81)$$

$$z_T = \frac{\int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} \cdot z_{TA} + \int_{A_{TB}} d\sigma \cdot dA_{TB} \cdot z_{TB}}{\int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} + \int_{A_{TB}} d\sigma \cdot dA_{TB}} \quad (4.82)$$

$$V = \left(\int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB} \right) \cdot z_C + \left(\int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} + \int_{A_{TB}} d\sigma \cdot dA_{TB} \right) \cdot z_T \quad (4.83)$$

Sumy naprężeń normalnych wynikających ze zginania w części rozciąganej i ściskanej przekroju są sobie równe. (4.84) Wobec tego równanie (4.83) można zastąpić prostszym wyrażeniem (4.85). Biorąc pod uwagę powyższe zależności możliwe jest opisanie maksymalnej wartości siły rozwarstwiającej, w postaci funkcji siły poprzecznej i ramienia sił wewnętrznych (4.86).

$$dN_C = dN_T = \int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB} = \int_{A_{TA}} d\sigma \cdot dA_{TA} + \int_{A_{TB}} d\sigma \cdot dA_{TB} \quad (4.84)$$

$$V = \left(\int_{A_{CA}} d\sigma \cdot dA_{CA} + \int_{A_{CB}} d\sigma \cdot dA_{CB} \right) \cdot (z_C + z_T) \quad (4.85)$$

$$v_{L,max} = \frac{dN_C}{dx} = \frac{dN_T}{dx} = \frac{V}{(z_C + z_T)} = \frac{V}{Z} \quad (4.86)$$

Gdy mamy do czynienia ze sprężystym rozkładem naprężeń, znając zależność odkształceń od krzywizny elementu (4.87), siłę rozwarstwiającą można zapisać w szczególnej postaci funkcji momentu zginającego i siły poprzecznej (4.88)(4.89)(4.90). Suma naprężeń normalnych w rozciąganej i ściskanej części przekroju może zostać wyrażona jako funkcja przyrostu momentu zginającego i momentu statycznego odciętej części przekroju (4.91). W ten sposób dla sprężystego rozkładu naprężeń, wartość globalnego ramienia sił można sprowadzić do ilorazu momentu bezwładności i maksymalnej wartości momentu statycznego odciętej części przekroju (4.92). Zależność ta pozwala na niezwykle prostą weryfikację nośności na ścinanie podłużne dowolnego przekroju [54].

Przedstawione powyżej zależności mają uniwersalny charakter i stanowią podstawę metody ogólnej. Na ich podstawie możliwe jest wymiarowanie dowolnego przekroju hybrydowego na ścinanie. Opisywana metoda stanowi jednocześnie uogólnienie zależności stosowanych w przypadku przekrojów żelbetowych dla różnych rozkładów naprężeń w części ściskanej betonu [16] [43].

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_x(z) = -E \cdot z \cdot \varphi \quad (4.87)$$

$$\sigma(z) = \frac{M \cdot z}{J_y} \quad (4.88)$$

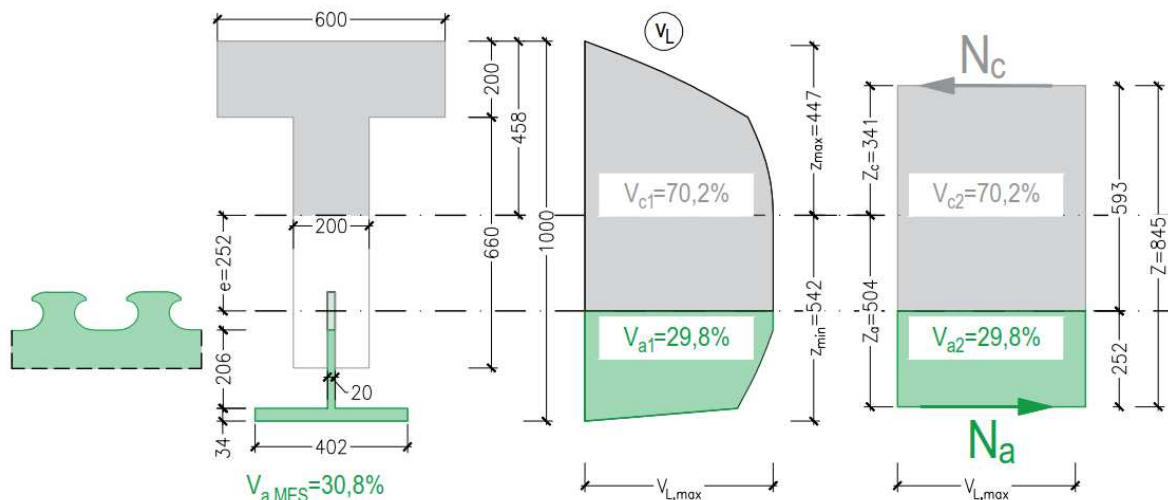
$$\left| \frac{d^2 w}{dx^2} \right| = |w''| = \frac{|M|}{E \cdot J_y} \quad (4.89)$$

$$E \cdot \left| \frac{d\varphi}{dx} \right| = \frac{d\sigma}{z} = \frac{dM}{J_y} = \frac{V}{J_y} \quad (4.90)$$

$$v_{L,max} = \frac{dN_C}{dx} = \frac{\int_{A_{CA}} \sigma \cdot dA_{CA}}{dx} = \frac{M}{dx} \cdot \frac{\int_{A_{CA}} z \cdot dA_{CA}}{J_y} = \frac{V \cdot \bar{S}_y}{J_y} = \frac{V}{Z} \quad (4.91)$$

$$Z = \frac{J_y}{\bar{S}_y} \quad (4.92)$$

- E - moduł sprężystości materiału
 M - moment zginający w przekroju
 J_y - moment bezwładności przekroju
 \bar{S}_y - moment statyczny części odciętej przekroju



Rys. 4.13 Rozdział siły poprzecznej w przekroju hybrydowym

Przedstawione równania i wynikająca z nich zależność (4.93) zostały uzupełnione w 2022 r. [55] o nierówności (4.94). Zgodnie z takim podejściem wartość siły poprzecznej wyznaczona na podstawie odległości wypadkowej od zespolenia i całki strumienia siły rozwarstwiającej w ogólnym przypadku mogą nie być sobie równe (Rys. 4.13). Korzystając z przedstawionych wcześniej równań równowagi (4.74)-(4.80) wartość siły poprzecznej przenoszonej przez część stalową (V_{a1}) wyznaczoną na podstawie całki siły rozwarstwiającej (v_L) w dowolnej części odciętej można zapisać w uproszczonej formie (4.95), (4.96). Z kolei siłę poprzeczną (V_{a2}) w części stalowej wynikającą z wartości maksymalnej siły rozwarstwiającej i ramienia działania sił można wyrazić prostym równaniem (4.97). Z równań (4.96) i (4.97) wynika, że nierówność (4.94) w ogólnym przypadku może przekształcić się w równanie (4.98) **pod warunkiem, że przyrost siły osiowej ($\frac{dN_a}{dx}$) w części stalowej (i żelbetowej), a tym samym siła w zespoleniu, będą równe maksymalnej sile rozwarstwiającej ($v_{L,max}$)** (Rys. 4.13). Szczególnymi, trywialnymi przypadkami, dla których

ten warunek jest spełniony jest położenie zespolenia w osi bezwładności lub sprowadzenie części ściskanej i rozciąganej do punktu (przekrój kratownicy). Jednakże równania te zostaną również spełnione jeśli kształtownik stalowy będzie odpowiadał za całą siłę rozciągającą w zginanym przekroju. To oznacza, że żelbetowy środek w poziomie zespolenia będzie zarysowany. Wówczas siła w zespoleniu będzie równa maksymalnej sile rozwarstwiającej ($v_{L,max}$). **Należy zaznaczyć, że przedstawiona uproszczona zależność sumowania siły poprzecznej dotyczy tylko części odciętych i nie może być stosowana do wyznaczenia sumy strumienia siły rozwarstwiającej w dowolnej części przekroju, jeżeli w obrębie tej części wartość strumienia ścinania nie jest równa wartości maksymalnej ($v_{L,max}$).**

$$V = V_{c1} + V_{a1} = \int_{z_{min}^{-e}}^{z_{max}} v_L(z) \cdot dA + \int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} v_L(z) \cdot dA = z_c \cdot v_{L,max} + z_a \cdot v_{L,max} = V_{c2} + V_{a2} \quad (4.93)$$

$$V_{c1} \neq V_{c2} \quad V_{a1} \neq V_{a2} \quad (4.94)$$

$$z_a = \frac{\int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} d\sigma(z) \cdot z \cdot dA}{\int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} d\sigma(z) \cdot dA} = \frac{\int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} d\sigma(z) \cdot z \cdot dA}{dN_a} \quad (4.95)$$

$$V_{a1} = \int_{z_{min}}^e v_L(z) \cdot dA = \int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} d\sigma(z) \cdot z \cdot dA - \int_{z_{min}}^{z_{min}^{-e}} d\sigma(z) \cdot dA \cdot e = dN_a \cdot z_a - dN_a \cdot e \quad (4.96)$$

$$= dN_a \cdot (z_a - e)$$

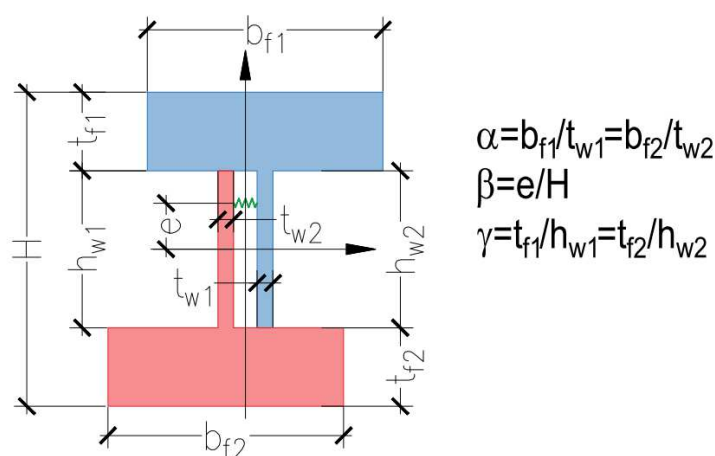
$$V_{a2} = v_{L,max} \cdot dx \cdot (z_a - e) \quad (4.97)$$

$$V_{c1} = V_{c2} \quad V_{a1} = V_{a2} \quad (4.98)$$

Przedstawione rozważania na temat ścinania przekrojów hybrydowych ograniczają się do zastosowania stali konstrukcyjnej w strefie rozciąganej. W przeciwnym wypadku zagadnienie można sprowadzić do wymiarowania na ścinanie tradycyjnego przekroju żelbetowego.

4.6 Znaczenie przepływu strumienia siły ścinania podłużnego w metodzie ogólnej

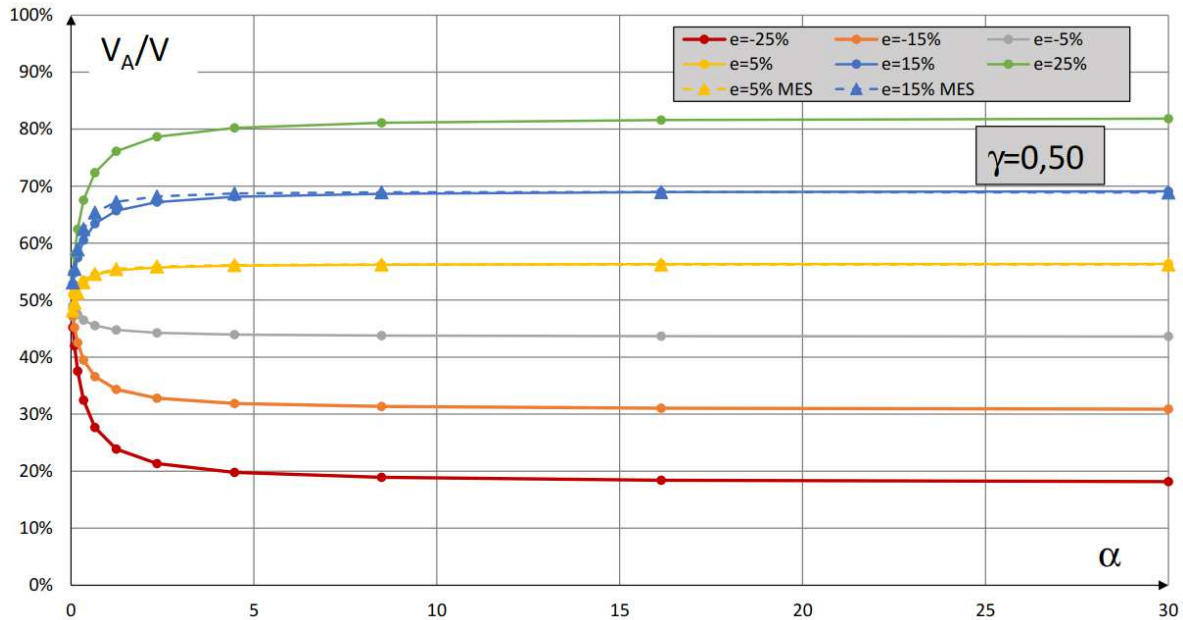
Przedstawione wcześniej w pkt. 4.5 zależności leżą u podstaw metody ogólnej wymiarowania przekroju hybrydowego na ścinanie. Ukazują one jak istotnym aspektem zagadnienia, jest uwzględnienie transferu ścinania podłużnego wewnątrz przekroju. W celu analizy tego efektu, rozważaniom poddano wspomniany w publikacji [41], a następnie [55], przykładowy, ścinany przekrój dwuteowy. Dla uproszczenia obliczeń założono sprężysty rozkład naprężeń normalnych. Podobnie jak to miało miejsce wcześniej, założenie to nie ma wpływu na wyciągnięte na tej podstawie ogólne wnioski.



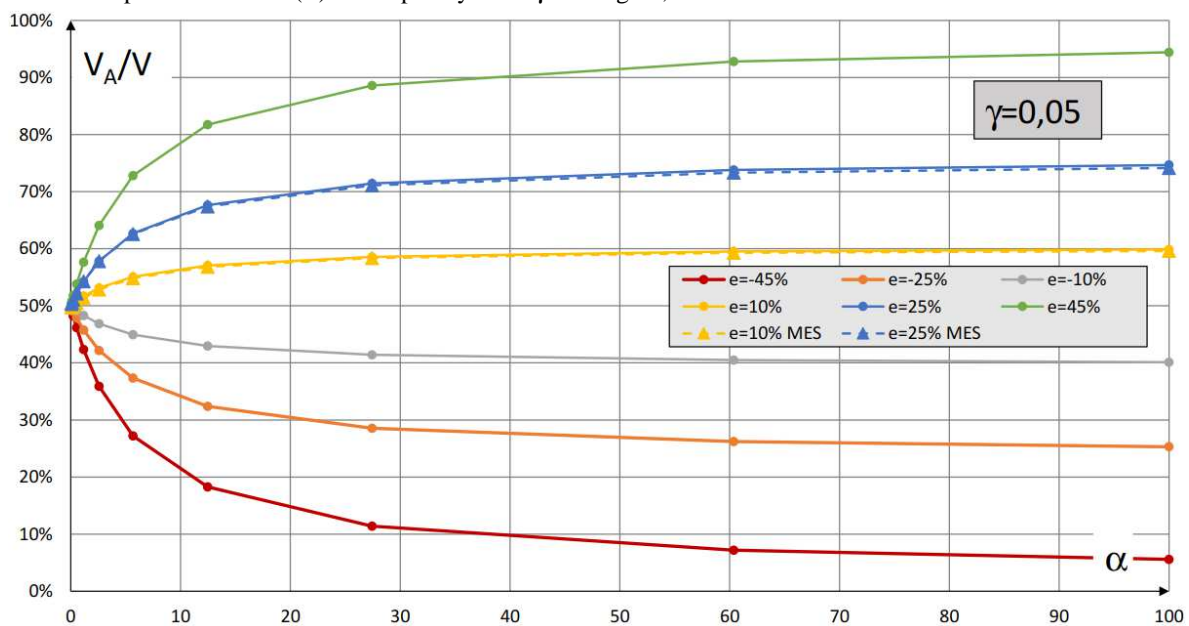
Rys. 4.14 Parametry analizowanego przekroju dwuteowego

Aby przedstawić wpływ położenia zespolenia na udział segmentów przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej, w rozważaniach pod uwagę wzięto dwuteowy przekrój bisymetryczny (Rys. 4.14). Wstępnie przyjęto, że ma on stałą wysokość i względną grubość półki w stosunku do średnika ($\gamma=0,50=\text{const.}$). Udział w przenoszeniu siły poprzecznej przez segment dolny przekroju przedstawiono w zależności szerokości względnej półki w stosunku do szerokości średnika ($0,05 < \alpha < 30$). Dla tak zdefiniowanych parametrów rozważono różne wartości mimośrodowo położenia zespolenia względem osi bezwładności przekroju ($\beta = \pm 5\%$, $\pm 15\%$, i $\pm 25\%$) (Rys. 4.15). Analogiczną analizę przeprowadzono dla przekroju dwuteowego bisymetrycznego o znacznie mniejszej względnej grubości półki w stosunku do wysokości średnika. Odpowiada to w przybliżeniu geometrii typowych przekrojów dwuteowych z kształtowników stalowych stosowanych w obiektach mostowych ($\gamma=0,05=\text{const.}$) (Rys. 4.16). Porównanie przedstawionych wykresów ukazuje (Rys. 4.15, Rys. 4.16), że wartość siły poprzecznej zbiega asymptotycznie znacznie szybciej w przypadku dużej względnej grubości

półek. Jest to zrozumiałe biorąc pod uwagę towarzyszące temu zmniejszenie udziału środnika w przenoszeniu naprężeń normalnych.



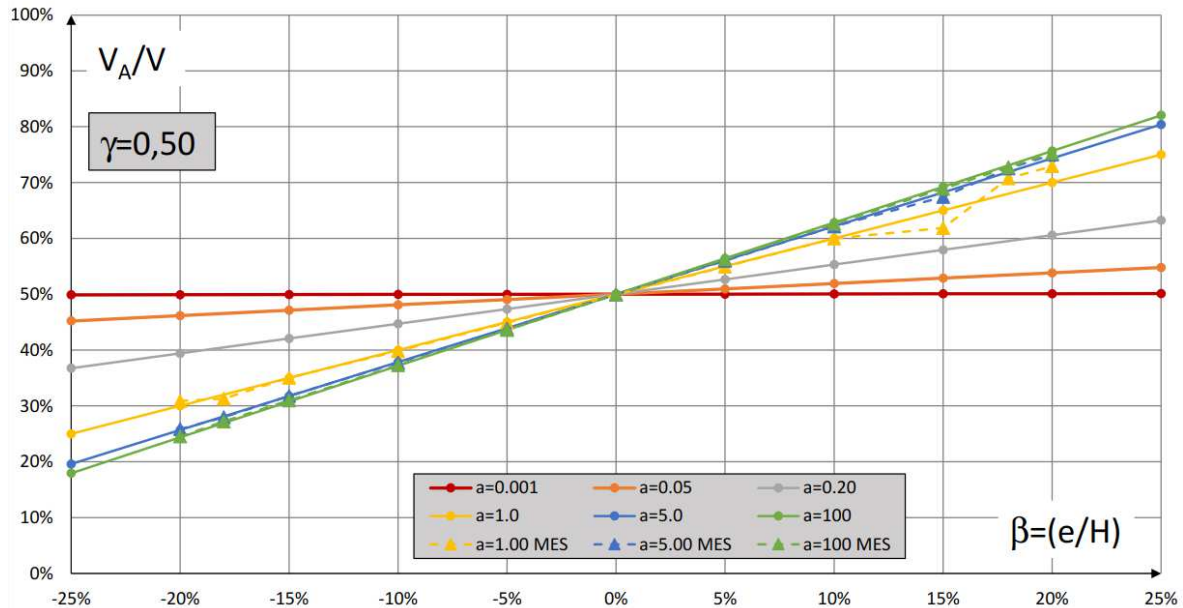
Rys. 4.15 Funkcja opisująca część siły poprzecznej przenoszona przez dolny teownik w zależności od stosunku szerokości półki i środnika (α) dla współczynnika γ równego 0,50



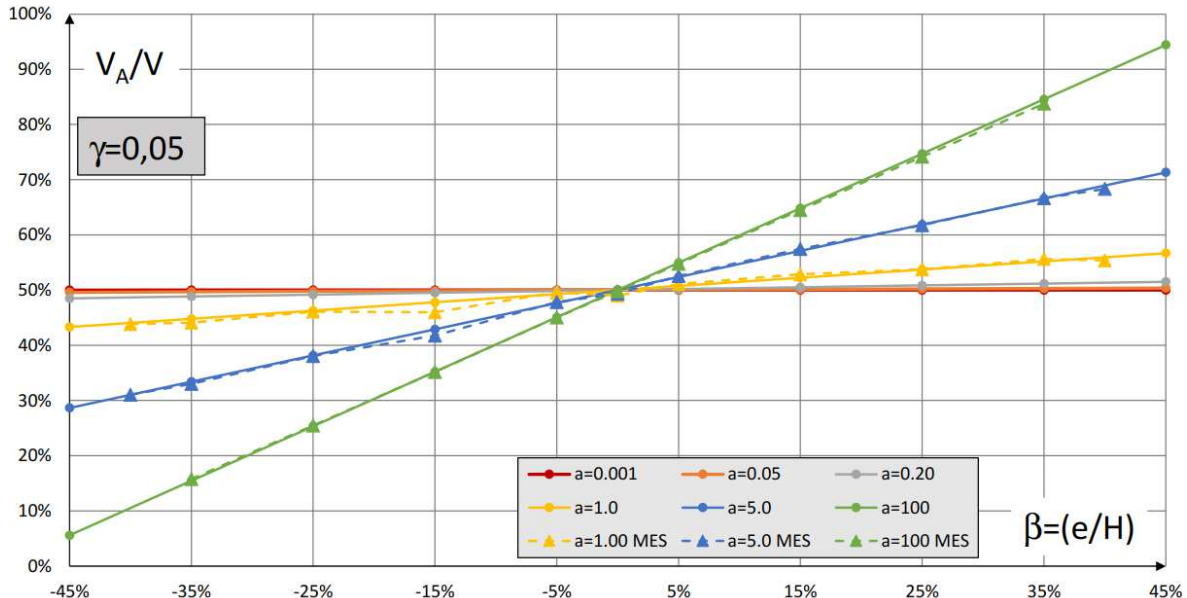
Rys. 4.16 Funkcja opisująca część siły poprzecznej przenoszona przez dolny teownik w zależności od stosunku szerokości półki i środnika (α) dla współczynnika γ równego 0,05

Dla przekrojów o zadanej poprzednio geometrii zweryfikowano również udział dolnego teownika w przenoszeniu całkowitej siły poprzecznej ($\frac{V_A}{V}$) w funkcji położenia zespolecia ($\beta=-25\%;25\%$, $\gamma=0,50$ oraz $\beta=-45\%;45\%$, $\gamma=0,05$). Zależności przedstawiono dla różnych

względnych szerokości pólki w stosunku do średnika ($\alpha=0,001, 0,05, 0,20, 1,00, 5,00, 100,00$) (Rys. 4.17, Rys. 4.18). Analiza uzyskanych wyników pozwala założyć, że w przypadku przedstawionego przekroju, udział poszczególnych segmentów w przenoszeniu siły poprzecznej, w zależności od położenia zespolenia w obrębie średnika, ma przebieg liniowy. Należy przy tym nadmienić, że analizowane przekroje miały średnik o stałej szerokości.

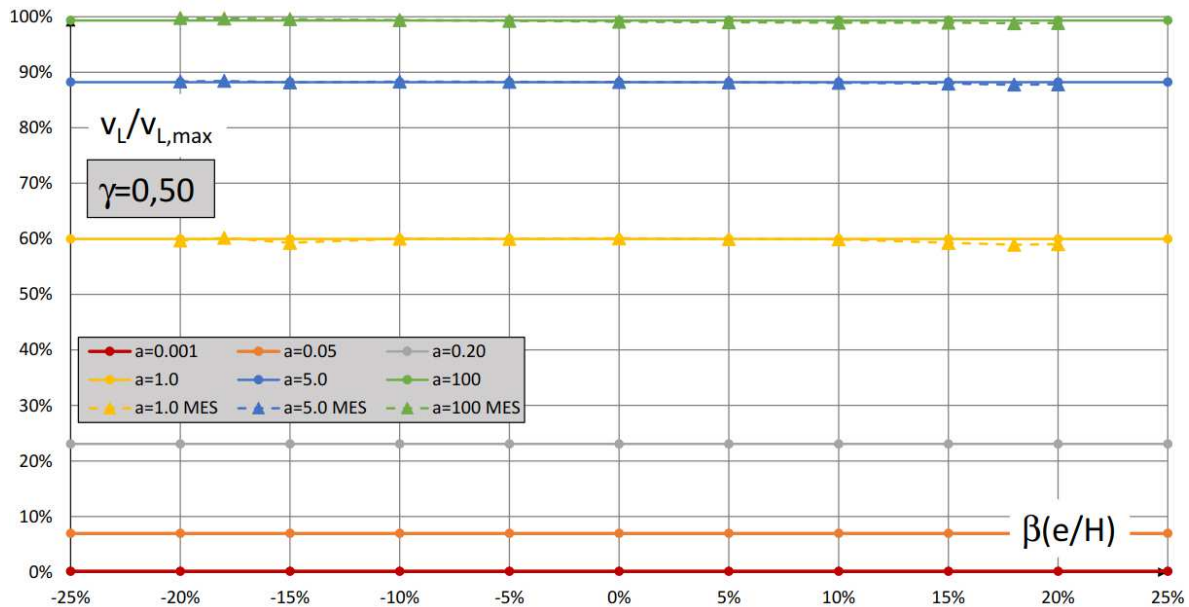


Rys. 4.17 Funkcja opisująca część siły poprzecznej przenoszona przez dolny teownik w zależności od położenia zespolenia (β) dla współczynnika γ równego 0,50

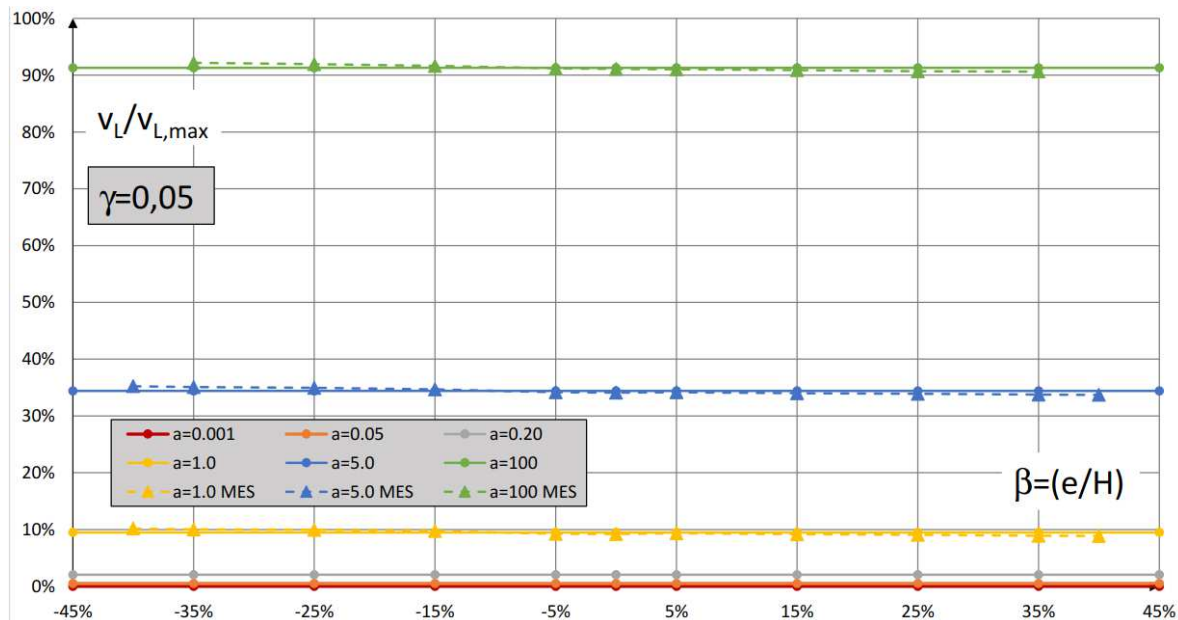


Rys. 4.18 Funkcja opisująca część siły poprzecznej przenoszona przez dolny teownik w zależności od położenia zespolenia (β) dla współczynnika γ równego 0,05

Istotną kwestią w prowadzonych rozważaniach jest fakt, że niezależnie od położenia zespolenia, wartość siły rozwarstwiającej pomiędzy elementami pozostaje stała dla zadanej geometrii przekroju (Rys. 4.19 ,Rys. 4.20).

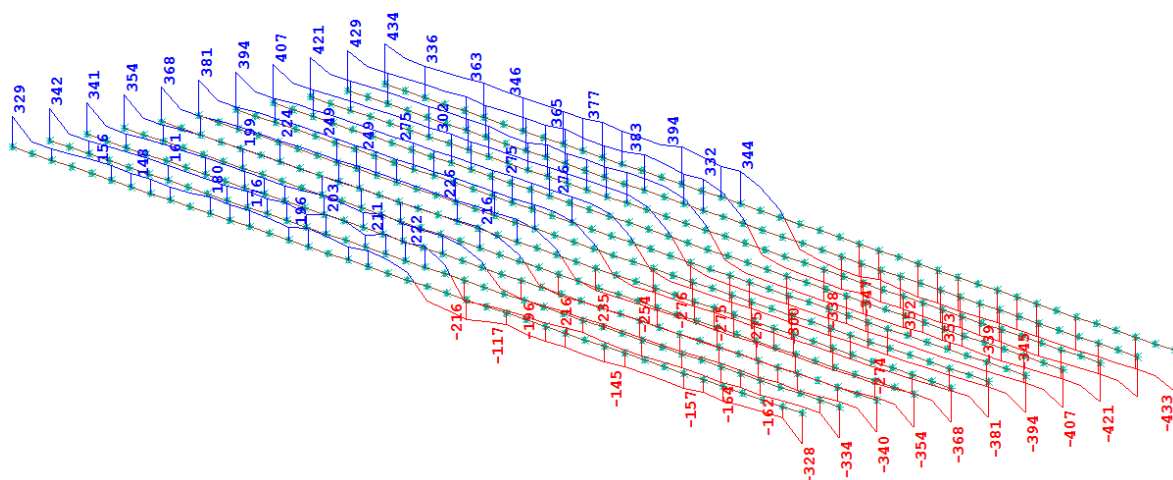


Rys. 4.19 Względna wartość siły rozwarstwiającej pomiędzy elementami w stosunku do maksymalnej siły ścinania podłużnego w przekroju w funkcji położenia zespolenia dla współczynnika γ równego 0,50

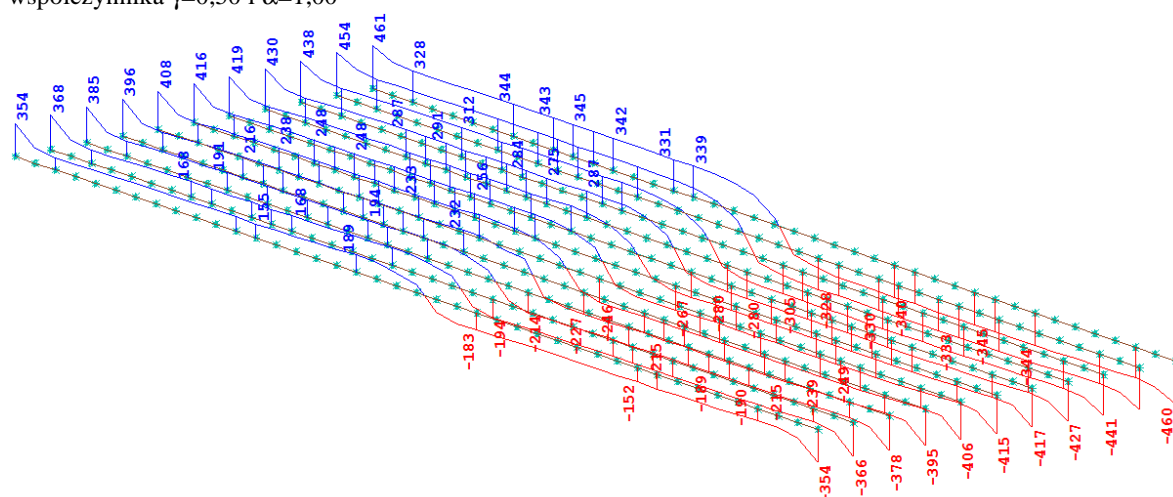


Rys. 4.20 Względna wartość siły rozwarstwiającej pomiędzy elementami w stosunku do maksymalnej siły ścinania podłużnego w przekroju w funkcji położenia zespolenia dla współczynnika γ równego 0,05

Wartości wyznaczone analitycznie porównano z wybranymi wynikami uzyskanymi dla przygotowanych modeli MES (Rys. 4.21, Rys. 4.22). Weryfikacji poddano stosunek udziału górnego i dolnego teownika w przenoszeniu siły poprzecznej w zależności od względnej szerokości pólki ($\gamma=0,50$ i $e=-15\%$ (Rys. 4.23) i $\gamma=0,05$ i $e=25\%$ (Rys. 4.24)). Wykonano modele MES i przeanalizowano udział wspomnianych części w przenoszeniu siły poprzecznej w zależności od położenia zespolenia ($\gamma=0,50$ i $\alpha=1,00$ (Rys. 4.25) i $\gamma=0,05$ i $\alpha=5,00$ (Rys. 4.26)) oraz porównano stosunek wartości siły rozwarstwiającej do maksymalnej siły rozwarstwiającej występującej w przekroju w funkcji położenia zespolenia ($\gamma=0,50$ i $\alpha=1,00$ (Rys. 4.27) i $\gamma=0,05$ i $\alpha=5,00$ (Rys. 4.28)). Do analiz przyjęto wartość siły poprzecznej z przekroju w 25% rozpiętości belki oraz średnią wartość siły rozwarstwiającej wyznaczoną z 20 więzi sprężystych, w sąsiedztwie 25% rozpiętości belki. Wybrane z uzyskanych wyników zostały uwzględnione jako uzupełnienie na wykresach przedstawiających wyniki analityczne (Rys. 4.15-Rys. 4.20).



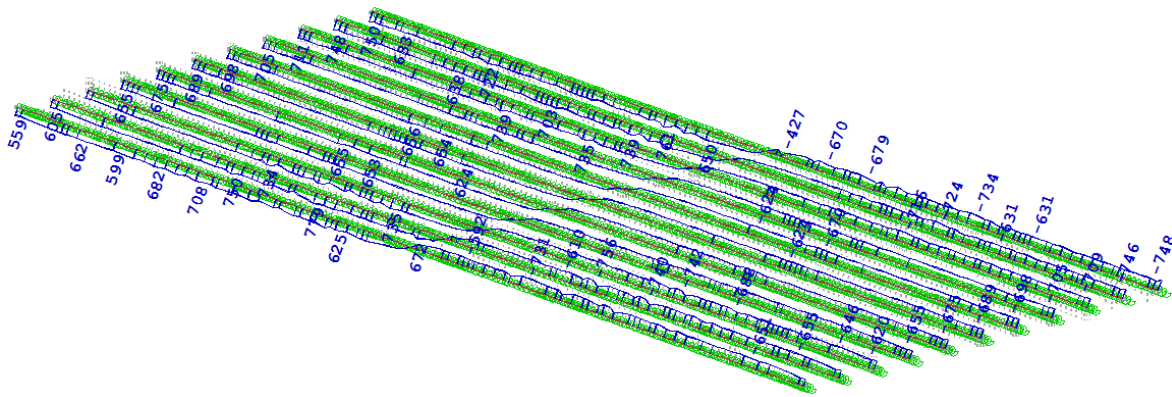
Rys. 4.25 Wykres siły poprzecznej w dolnym teowniku w zależności od położenia zespolenia (β) dla współczynnika $\gamma=0,50$ i $\alpha=1,00$



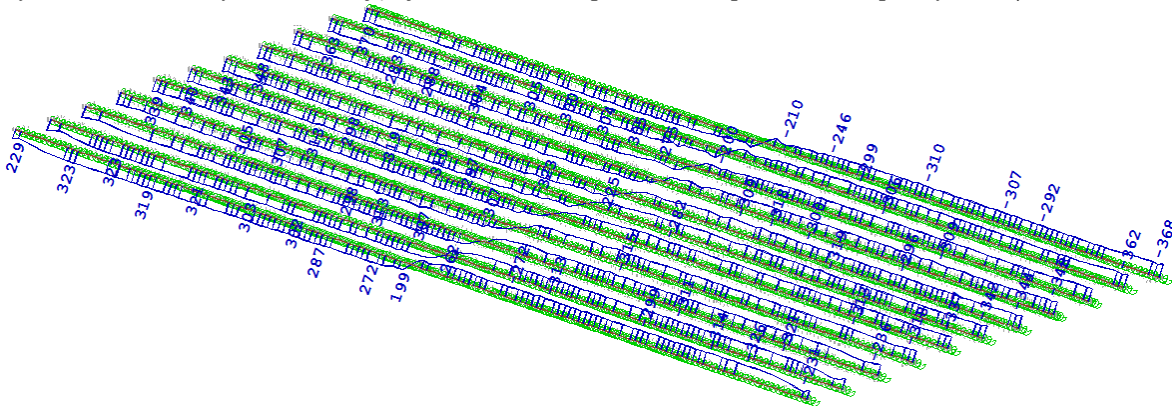
Rys. 4.26 Wykres siły poprzecznej w dolnym teowniku w zależności od położenia zespolenia (β) dla współczynnika $\gamma=0,05$ i $\alpha=5,00$

Przeprowadzona analiza przekrojów o zadanej geometrii potwierdza, że wartość siły rozwarstwiającej wynika jedynie z geometrii łączonych segmentów przekroju poprzecznego. Jest ona natomiast niezależna od położenia zespolenia na wysokości przekroju. Potwierdzono również, że położenie zespolenia na wysokości przekroju ma bardzo duży wpływ na udział poszczególnych części przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej.

Rezultaty uzyskane na podstawie przygotowanej weryfikacji z użyciem modeli MES są zbliżone z wynikami analitycznymi. Zaobserwowane rozbieżności wynikają głównie z efektów lokalnych przyłożonego obciążenia i warunków brzegowych elementów, które uwzględnia model MES, a które nie zostały uwzględnione w podejściu analitycznym.



Rys. 4.27 Wartość siły rozwarstwiającej w zależności od położenia zespolenia dla współczynnika $\gamma=0,50$ i $\alpha=1,00$



Rys. 4.28 Wartość siły rozwarstwiającej w zależności od położenia zespolenia dla współczynnika $\gamma=0,05$ i $\alpha=5,00$

4.7 Znaczenie wartości ramienia sił wewnętrznych w metodzie ogólnej

Zgodnie z założeniami metody ogólnej wartość maksymalnej siły ścinania podłużnego jest wyznaczana na podstawie ramienia sił wewnętrznych. W związku z tym istotne jest właściwe wyznaczenie tej wielkości. Zawyżenie wartości ramienia sił zgodnie z wcześniejszymi założeniami spowoduje niedoszacowanie siły rozwarstwiającej pomiędzy segmentami przekroju. Wobec tego zdecydowano się na przeanalizowanie wpływu rozkładu naprężeń normalnych na wartość ramienia sił wewnętrznych zgodnie z EC2, EC4 oraz z uwzględnieniem sprężystego rozkładu naprężeń normalnych dla typowych przekrojów. W analizach wzięto pod uwagę układy naprężeń odpowiadające nośności na zginanie przekroju.

We wszystkich analizowanych przekrojach przyjęto kształtowniki ze stali S460 oraz beton klasy C35/45. Poza przekrojami żelbetowymi i przekrojami ze zbrojeniem sztywnym pominięto dodatkowe zbrojenie miękkie przekroju poprzecznego. We wszystkich przypadkach pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Według wytycznych EC4^{(6.2.1.2(2))}, w przypadku nośności plastycznej na zginanie wartość naprężeń normalnych w przekroju jest stała i wynosi $0,85 f_{cd}$. Naprężenia w stali również mają stałą wartość i są równe granicy plastyczności stali. Jeżeli wyznaczony zasięg strefy ściskanej przekracza 15% wysokości przekroju, nośność na zginanie jest zmniejszana poprzez współczynnik redukcyjny (β). Zaznacza się, że współczynnik redukcyjny odnosi się jedynie do nośności na zginanie. Informacja ta nie umożliwia ustalenia jednoznacznego wpływu wspomnianej redukcji na wartość ramienia sił. Nie określono bowiem czy dotyczy ona jedynie wartości maksymalnych naprężeń czy również ich rozkładu.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w EC2^(3.1.7) założono, że naprężenia ściskające w betonie mogą mieć rozkład paraboliczny, bilinearny lub prostokątny. Wartość naprężeń na całej wysokości przekroju ustalono w oparciu o rozkład odkształceń. Jednocześnie przyjęto, sprężysto-plastyczny rozkład naprężeń w stali konstrukcyjnej bez uwzględnienia wzmocnienia po uplastycznieniu.

W pierwszej kolejności analizie poddano typowe przekroje zespolone, w których zastosowano ten sam kształtownik stalowy HEB1000. Połączono go z półkami o grubości 250 mm i zmiennej szerokości (od 0 mm do 2700 mm). W oparciu o wspomniane założenia, ustalono wartości nośności na zginanie i odpowiadające jej wartości ramienia sił wewnętrznych (Rys. 4.29). Następnie zweryfikowano przekroje o analogicznej stałej grubości (250 mm) i szerokości półki (2700 mm) zespolonej z typowymi walcowanymi kształtownikami stosowanymi w obiektach mostowych (Rys. 4.30). W przekrojach zespolonych pominięto wpływ zbrojenia miękkiego. Przeanalizowano również przykłady typowych przekrojów ze zbrojeniem sztywnym w postaci walcowanych kształtowników dwuteowych zgodnie z EC4^(6.3). Uwzględniono przy tym wytyczne EC4^(6.3.1) dotyczące rozstawu dźwigarów na poziomie 750 mm, a wartość c_{st} przyjęto w taki sposób, aby spełniony był warunek $c_{st} < \min(150 \text{ mm}; (h/3); (x_{pl}-t_f))$. Wobec powyższego grubość płyty ponad kształtownikami (c_{st}) przyjęto w zakresie od 133 mm do 150 mm w zależności od wysokości kształtownika. Całkowita wysokość przekroju zmienia się od 533 mm do 1150 mm. Przy powyższych założeniach stosunek $c_{st}/(x_{pl}-t_f)$ waha się od 0,44 do 0,85. We wszystkich przekrojach ze zbrojeniem sztywnym zastosowano dodatkowo zbrojenie miękkie o polu powierzchni $15,1 \text{ cm}^2$ (Rys. 4.31). Założono wykorzystanie prętów #16 i otulinę zbrojenia równą 45 mm.

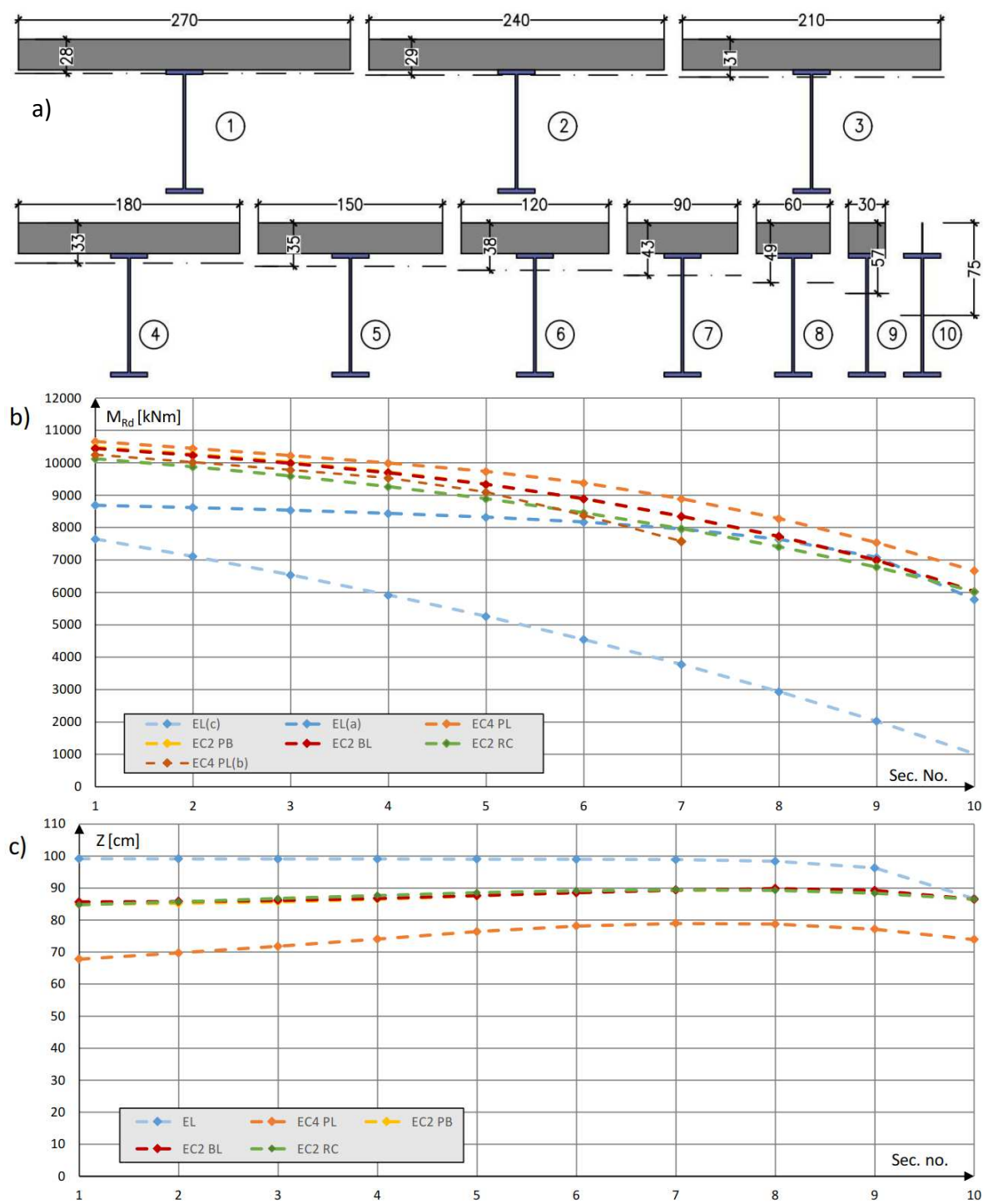
W ramach dalszej analizy rozpatrzono przekroje żelbetowe o przekroju prostokątnym, których wysokość i szerokość wynoszą 750 mm. Zastosowano w nich stopień zbrojenia zmieniający się od wartości minimalnej do maksymalnej zgodnie z EC2^(9.2.1.1). W związku z tym przyjęto pole zbrojenia (A_s) z zakresu od 6,8 cm² do 225 cm² (Rys. 4.32), stosując pręty o średnicach od 10 mm do 40 mm oraz otulinę zbrojenia równą 45 mm. Następnie analogiczną analizę przeprowadzono dla przekroju żelbetowego teowego. W jego przypadku przyjęto półkę o szerokości 3000 mm oraz pole zbrojenia (A_s) od 6,8 cm² do 450 cm². Zastosowano analogiczne średnice prętów i otulinę jak w przypadku przekroju prostokątnego (Rys. 4.33).

Ostatecznie sprawdzeniu poddano przekroje hybrydowe o kształcie teowym i wysokości całkowitej równej 950 mm. Założono zastosowanie półki betonowej o grubości 400 mm i szerokości 950 mm oraz środnik o szerokości 400 mm. Dolna krawędź środnika zlicowana jest z górną powierzchnią pasa dolnego teownika stalowego. Żelbetowa część przekroju została połączona z teownikami stalowymi, powstałymi wskutek rozcięcia walcowanych dźwigarów (HL1000A-HL1000x748). Geometrię przekroju dostosowano do wymiarów dźwigarów głównych rzeczywistego wiaduktu kolejowego w Dąbrowie Górniczej w km 300,009 (Rys. 4.34). Podobnie jak w przypadku tradycyjnych przekrojów zespolonych w analizie przekrojów hybrydowych pominięto wpływ zbrojenia miękkiego.

| | |
|-----------|--|
| EL(c) | Sprężysty rozkład naprężeń odpowiadający nośności na zginanie z uwagi na naprężenia w betonie. |
| EL(a) | Sprężysty rozkład naprężeń odpowiadający nośności na zginanie z uwagi na naprężenia w stali konstrukcyjnej. |
| EC4 PL | Rozkład naprężeń odpowiadający założeniom przedstawionym w EC4 dla nośności plastycznej (6.2.1.2). |
| EC2 PB | Rozkład naprężeń odpowiadający założeniom przedstawionym w EC2 dla parabolicznego rozkładu naprężeń w betonie. |
| EC2 BL | Rozkład naprężeń odpowiadający założeniom przedstawionym w EC2 dla bilinearnego rozkładu naprężeń w betonie. |
| EC2 RC | Rozkład naprężeń odpowiadający założeniom przedstawionym w EC2 dla prostokątnego rozkładu naprężeń w betonie. |
| EC4 PL(b) | Rozkład naprężeń odpowiadający założeniom przedstawionym w EC4 dla nośności plastycznej (6.2.1.2) z uwzględnieniem współczynnika β . |

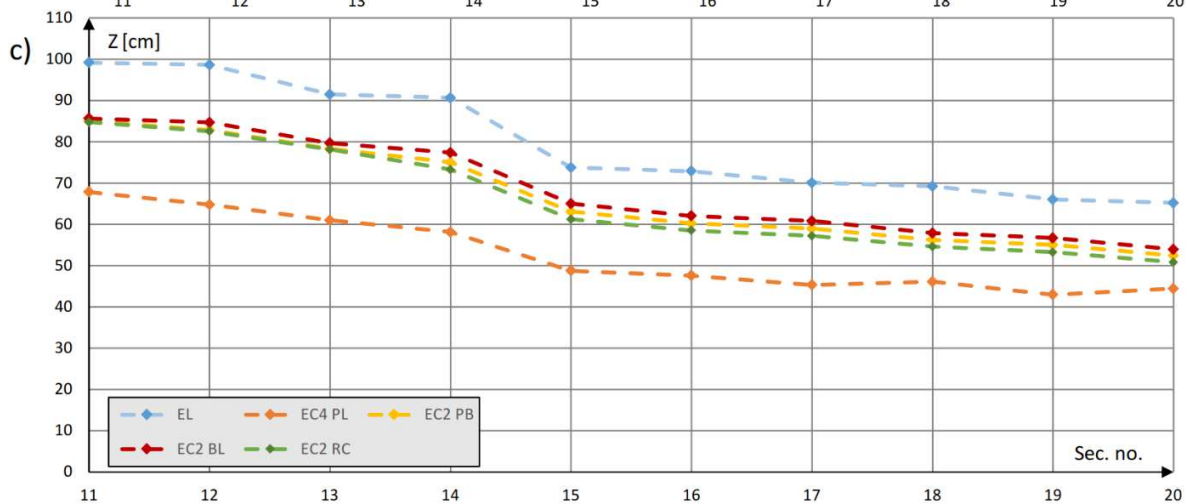
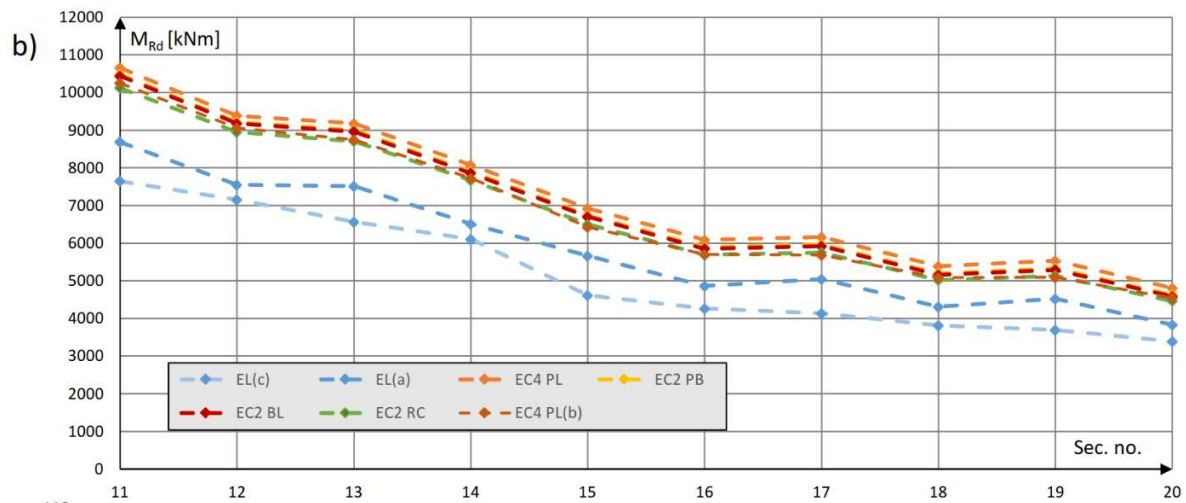
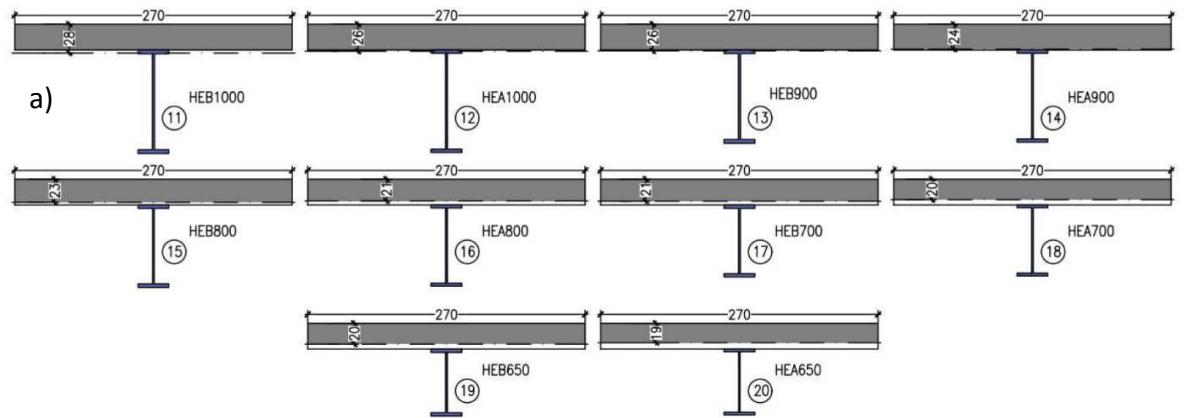
Tab. 4.1 Oznaczenia założeń przyjętych dla przedstawionych rozkładów naprężeń w przekroju

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



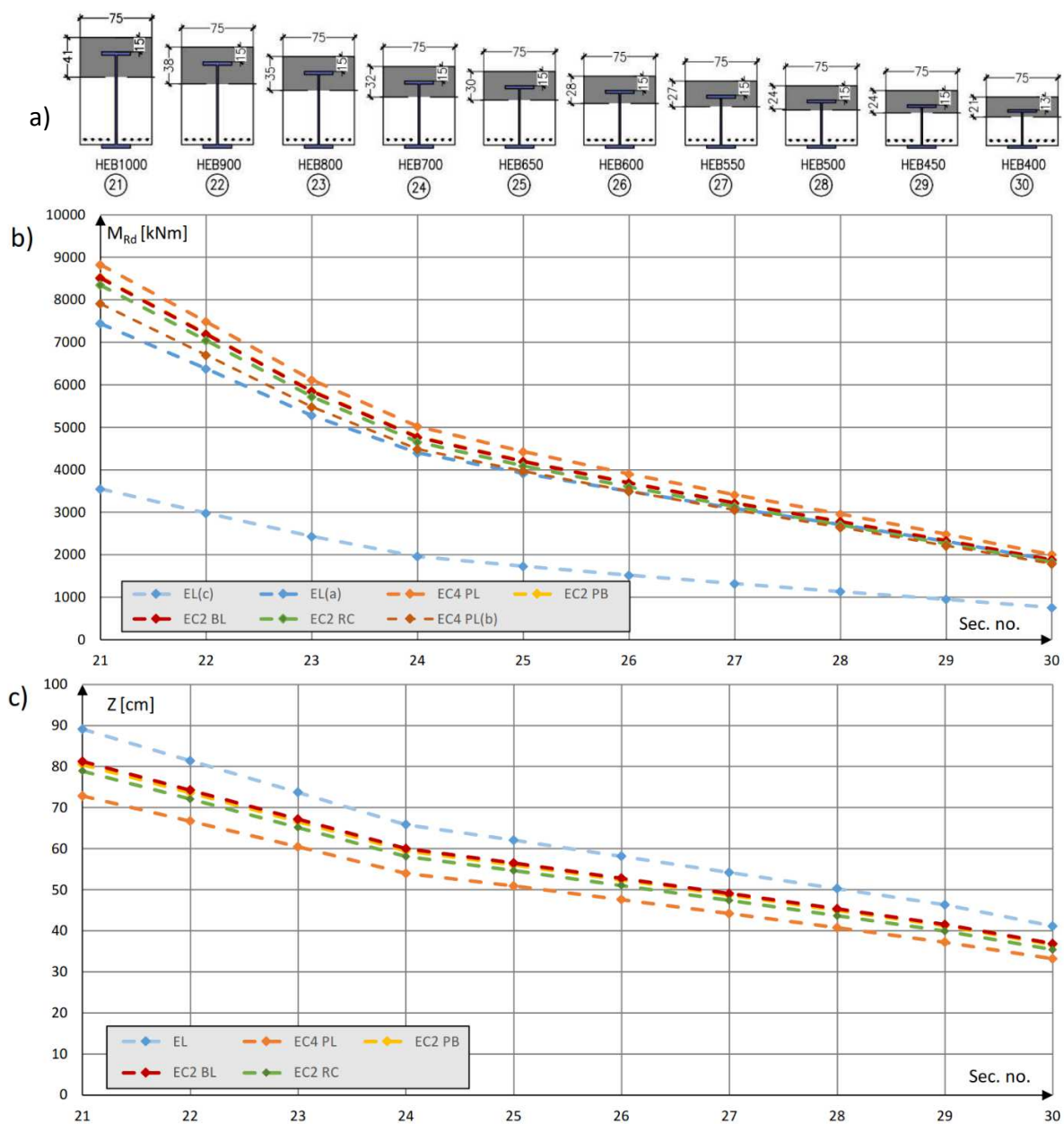
Rys. 4.29 Schematy typowych przekrojów zespolonych o zmiennej szerokości półki a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramię sił wewnętrznych c)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



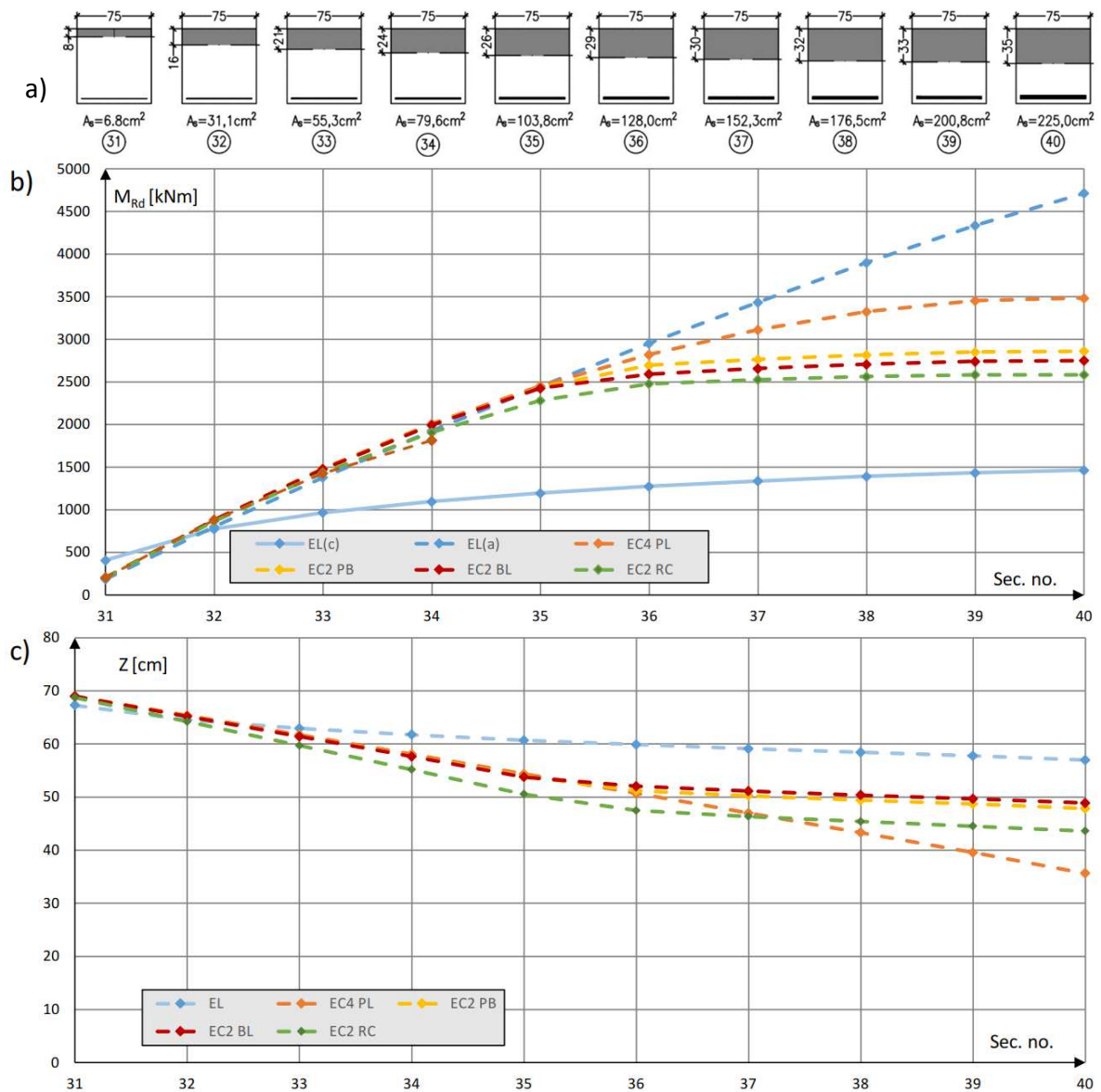
Rys. 4.30 Schematy typowych przekrojów zespolonych dla różnych kształtowników walcowanych a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramię sił wewnętrznych c)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



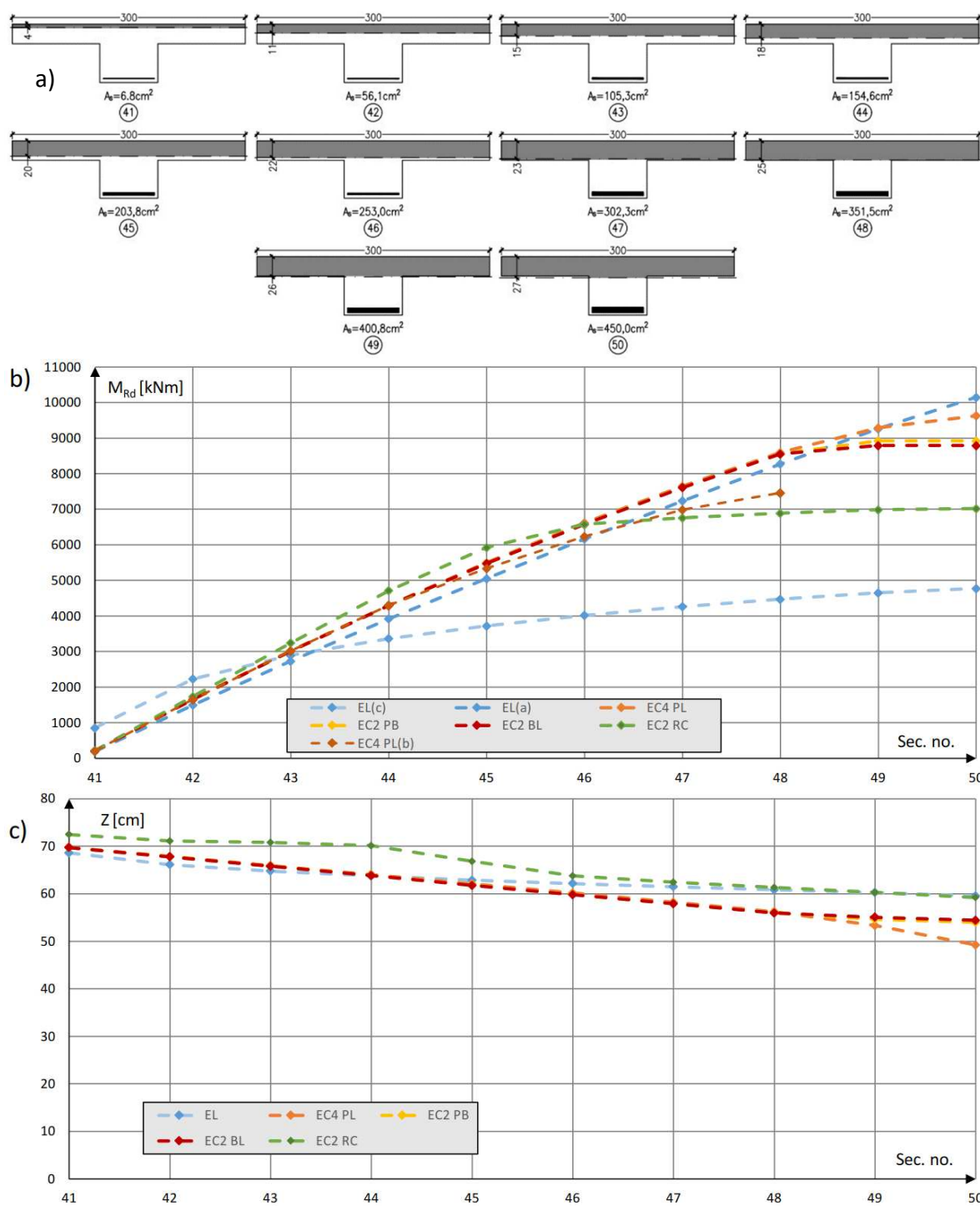
Rys. 4.31 Schematy typowych przekrojów ze zbrojeniem sztywnym dla różnych kształtowników walcowanych a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramię sił wewnętrznych c)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



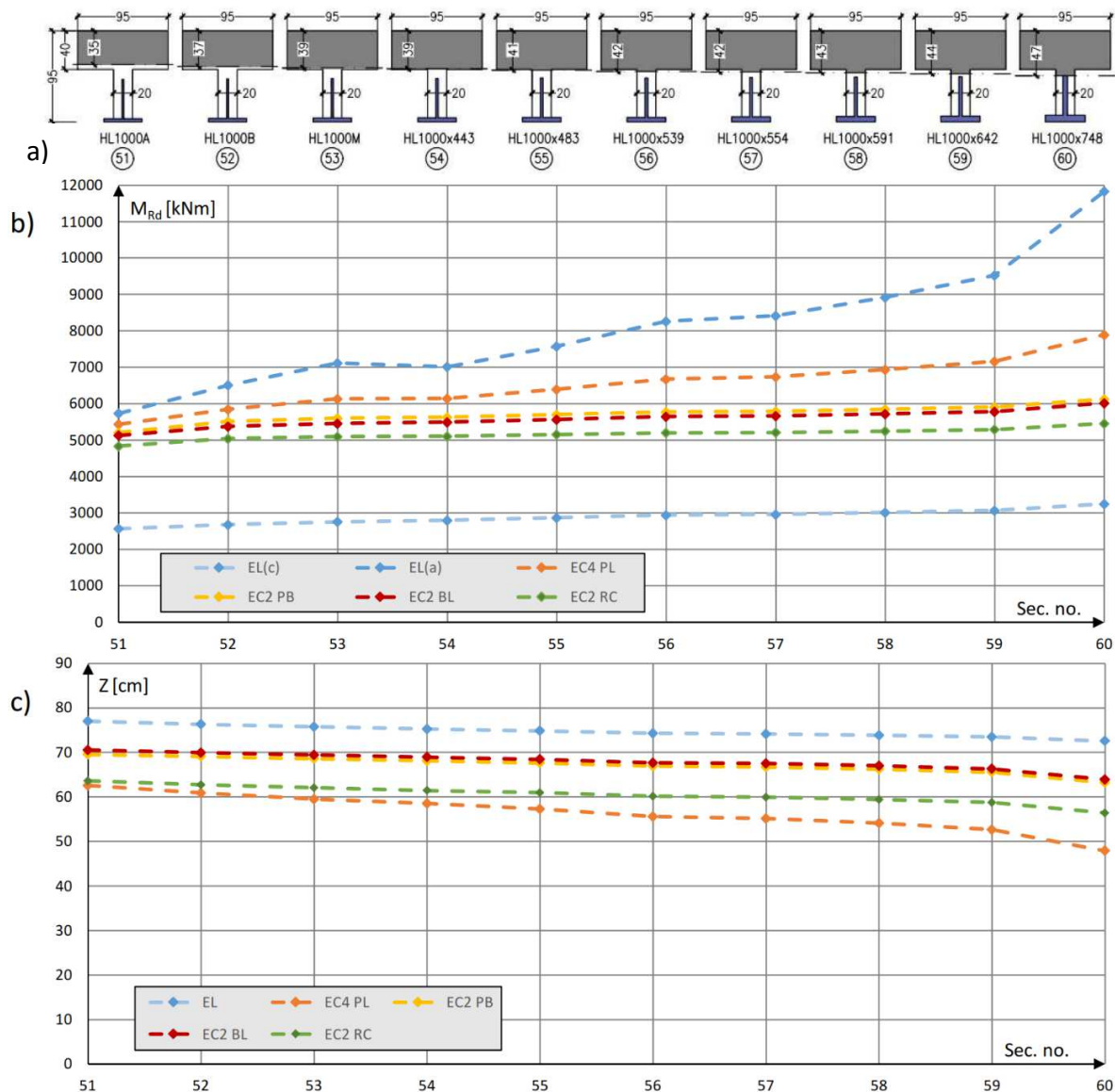
Rys. 4.32 Schematy prostokątnych przekrojów żelbetonowych dla różnych stopni zbrojenia a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramię sił wewnętrznych c)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



Rys. 4.33 Schematy teowych przekrojów żelbetowych dla różnych stopni zbrojenia a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramię sił wewnętrznych c)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



Rys. 4.34 Schematy przykładowych przekrojów hybrydowych a) odpowiadająca im nośność na zginanie b) i ramie sił wewnętrznych c)

Analiza przedstawionych wyników prowadzi do wniosku, że niezależnie od zastosowanego podejścia obliczeniowego, różnice pomiędzy wartościami nośności na zginanie typowych przekrojów obliczanych zgodnie z EC2 i EC4 są niewielkie. Najmniejsze różnice w uzyskanych nośnościach na zginanie otrzymano w przypadku przekrojów zespolonych i ze zbrojeniem sztywnym. Jest to pełni uzasadnione biorąc pod uwagę szczególne przeznaczenie podejścia przedstawionego w EC4. Otrzymane wartości ramienia sił wewnętrznych wykazują większą wrażliwość na zastosowaną metodę obliczeń i przyjęty rozkład naprężeń normalnych w przekroju. Szczególnie widoczne staje się to w przypadku stosowania wysokiego stopnia zbrojenia.

W związku z tym, że przekroje hybrydowe pozwalają na stosowanie większej ilości stali niż tradycyjne przekroje żelbetowe, znacząco może zwiększyć się zasięg strefy ściskanej. To z kolei sprawia, że istotniejsze staje się właściwe uwzględnienie rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu. Przeprowadzona analiza dla przekroju hybrydowego o proporcjach rzeczywistej belki wykazuje istotne różnice w wartościach ramienia sił wewnętrznych w zależności od zastosowanego podejścia obliczeniowego (pkt. 8.2). Należy przy tym zauważyć, że zastosowanie parabolicznego i bilinearnego rozkładu naprężeń w betonie pozwala na uzyskanie bardzo zbliżonych wyników. Dla wszystkich analizowanych przekrojów różnica nośności na zginanie pomiędzy oboma podejściami wynosiła maksymalnie 4,1% a w przypadku ramienia sił wewnętrznych 3,1%.

Wykonane analizy rozkładu naprężeń normalnych wskazują, że wyznaczając ramię sił wewnętrznych, istotne może być uwzględnienie właściwego rozkładu naprężeń odpowiadające wyciężeniu przekroju. W przekrojach w których odkształcenia w stali przekraczają granicę plastyczności lub odkształcenia w betonie przekraczają ϵ_{c1} (ϵ_{c2} , ϵ_{c3}), stosowanie ramienia sił wewnętrznych wyznaczonego dla sprężystego rozkładu naprężeń normalnych może prowadzić do zawyżenia nośności przekroju na ścinanie w myśl zasad metody ogólnej.

Wobec powyższego zdaniem autora, w przypadku przekrojów hybrydowych, wyznaczając nośność na zginanie i ścinanie należy stosować podejście uzależniające wartość naprężeń od odkształceń. Jeżeli w danym przekroju odkształcenia w stali nie przekraczają odkształceń odpowiadających granicy plastyczności, a w betonie odpowiedniej wartości (ϵ_{c1} , ϵ_{c2} , ϵ_{c3}) w zależności od przyjętego podejścia obliczeniowego, można stosować sprężysty rozkład naprężeń. W innym wypadku sugeruje się przyjąć co najmniej sprężysto plastyczną zależność w stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej oraz paraboliczny lub bilinearny rozkład naprężeń ściskających w betonie zgodnie z EC2^{(3.1.7(1-2))}. Są to konserwatywne założenia, ponieważ prowadzone powyżej analizy nie uwzględniają potencjalnego powstania mechanizmu ST. Może on prowadzić do zwiększenia wartości ramienia sił dla małych wartości momentu zginającego. Aspekt ten wzięto pod uwagę w analizach numerycznych opisanych w dalszej części przedmiotowej rozprawy (pkt. 5).

4.8 Podsumowanie założeń metody ogólnej

Podsumowując przedstawione dotychczas zależności dotyczące metody ogólnej wymiarowania na ścinanie, można przyjąć następujące założenia.

1. Metoda ogólna znajduje zastosowanie do wymiarowania na ścinanie dowolnego przekroju, w szczególności hybrydowego.
2. Każda wydzielona część przekroju może zostać ideowo zastąpiona wirtualną wypadkową, odpowiadającą rozkładowi przyrostu naprężeń normalnych. Wartość tej siły oraz jej położenie jednoznacznie określają efekty oddziaływania zastąpionego segmentu na pozostałą część przekroju.
3. Wpływ wprowadzenia wypadkowej ogranicza się jedynie do rozkładu naprężeń w odciętej części przekroju, co przedstawiono schematycznie dla sprężystego rozkładu naprężeń (Rys. 4.35).
4. Wartość siły ścinania podłużnego w zespoleniu zależy jedynie od przyrostu naprężeń normalnych w odciętej części przekroju (wartości wypadkowej). Położenie zespolenia nie wpływa na wartość występującej w nim siły ścinania podłużnego pod warunkiem, że geometria segmentów przekroju pozostanie niezmienna (4.99)(4.100)(4.101).
5. Położenie zespolenia ma kluczowe znaczenie w wymiarowaniu przekroju na ścinanie z uwagi na przebieg strumienia ścinania podłużnego w przekroju (Rys. 4.35).
6. Dla dowolnego przekroju maksymalną siłę ścinania podłużnego można przedstawić w postaci ilorazu siły poprzecznej V i ramienia sił wewnętrznych Z .
7. W szczególnym przypadku, dla sprężystego rozkładu naprężeń globalne ramię sił wewnętrznych sprowadza się do ilorazu momentu bezwładności całego przekroju J_y i maksymalnego momentu statycznego odciętej rozciąganej lub ściskanej części przekroju \bar{S}_y .
8. Wymiarując przekrój hybrydowy na ścinanie można przyjąć konserwatywne założenie, że każda odcięta część przekroju powinna przenosić wartość maksymalną siły ścinania podłużnego ($v_{L,max}$) wyznaczoną na podstawie ramienia sił wewnętrznych (Z).
9. Alternatywnie wartość ścinania podłużnego można wyznaczać indywidualnie dla każdej części przekroju. Jest to istotne w przypadku przekrojów złożonych, w których

w strefie ściskanej lub rozciąganej występują niezależne segmenty rozdzielające strumień ścinania. Należy przy tym uwzględnić przebieg strumienia ścinania podłużnego w przekroju i rzeczywistą szerokość przekroju na którą działa dany składnik siły ścinania podłużnego (4.102).

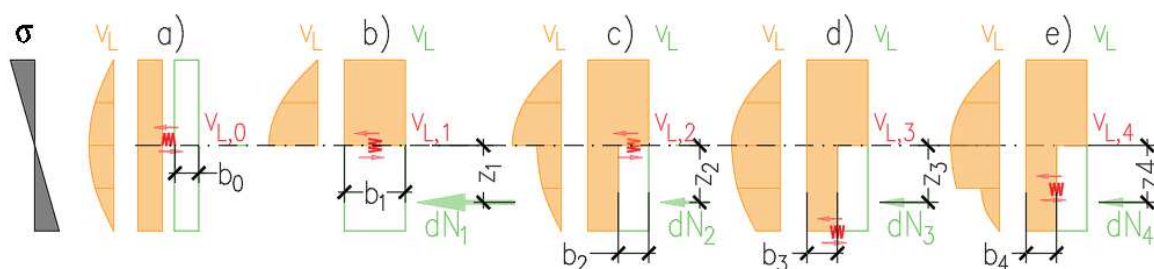
10. Metoda ogólna jest uogólnieniem założeń stosowanych dla żelbetowych elementów zbrojonych na ścinanie zgodnie z EC2.
11. W związku z uniwersalnym charakterem metody ogólnej możliwe jest połączenie modelu ST ścinanego środka żelbetowego i ciągłego środka stalowego przekroju hybrydowego (belki Timoshenki).

$$v_{L,0} = 0; v_{L,1} = 2 \cdot v_{L,2} = 2 \cdot v_{L,3} = 2 \cdot v_{L,4} \quad (4.99)$$

$$N_0 = 0 \quad N_1 = 2 \cdot N_2 = 2 \cdot N_3 = 2 \cdot N_4 \quad (4.100)$$

$$z_1 = z_2 = z_3 = z_4 \quad (4.101)$$

$$2 \cdot b_0 = b_1 = 2 \cdot b_2 = 2 \cdot b_3 = 2 \cdot b_4 \quad (4.102)$$

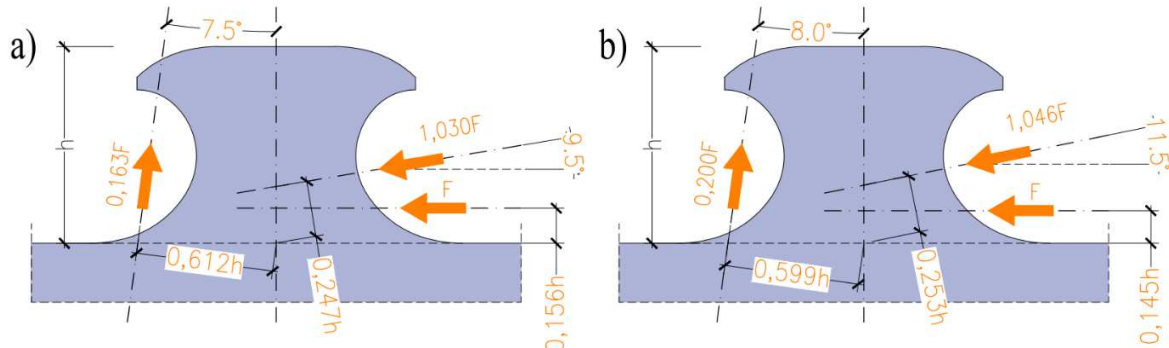


Rys. 4.35 Wypadkowa w części odciętej przekroju zespolonego

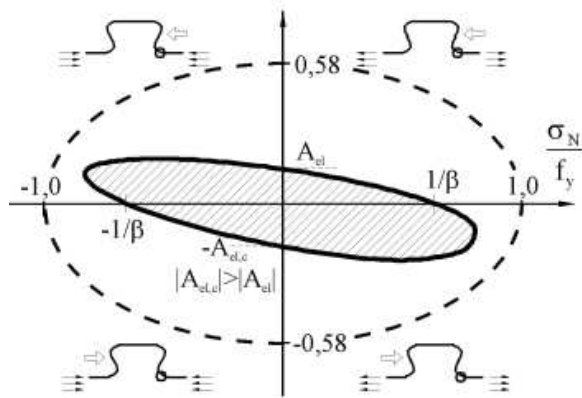
4.9 Mechanizmy zniszczenia i nośność zespolenia CD

Tematyka zespolenia nie jest głównym przedmiotem niniejszej rozprawy, niemniej jest z nim pośrednio związana. Zastosowanie zespolenia typu CD w projektowanych konstrukcjach wymagało określenia jego charakterystyk. W celu właściwego kształtowania konstrukcji o przekroju hybrydowym oraz świadomego uwzględnienia jego zalet i ograniczeń, konieczne jest zgłębienie zagadnienia nośności zespolenia CD. W związku z powyższym przeanalizowano wiele publikacji zawierających wyniki badań i analizy teoretyczne. Dotyczyły one mechanizmów zniszczenia i nośność poszczególnych elementów zespolenia. Z uwagi na połączenie stali i betonu naturalnie wyodrębniono mechanizmy zniszczenia dla obu materiałów.

W celu wyznaczenia nośności części stalowej przeprowadzono szereg badań niszczących i analiz teoretycznych. Obejmowały one między innymi dobór optymalnych



Rys. 4.36 Układ sił działających na łącznik stalowy w fazie sprężystej a) i przy pełnym uplastycznieniu b) przy założeniu współczynnika tarcia pomiędzy stalą i betonem na poziomie $\mu=0,3$ [9] proporcji i kształtu łączników [56], [57], aby uzyskać maksymalną nośność graniczną i zmęczeniową. Ponadto określono też położenie wypadkowych w łączniku stalowym, dla zadanej geometrii i wyznaczono mechanizm zniszczenia z uwzględnieniem położenia sił działających na łącznik (Rys. 4.36). Konsekwencją tych prac było przedstawienie bezwymiarowych współczynników (Rys. 4.37) w stanie granicznym nośności, użyteczności i zmęczenia. Położenie sił, rozkład naprężeń w poszczególnych częściach łącznika stalowego oraz wartości bezwymiarowych współczynników nośności, wyznaczono początkowo dla kształtu MCL w rozstawie 250 mm [9] [58] [59] [12] [60]. Było to możliwe dzięki



Rys. 4.37 Bezwymiarowa obwiednia nośności łącznika w zależności od naprężeń stycznych i normalnych [59]

Następnie analizy zostały uzupełnione o mechanizmy zniszczenia zmęczeniowego wraz z odpowiednimi wartościami współczynników koncentracji naprężeń [62]. Efektem wspomnianych prac badawczych jest kompletny model zniszczenia stalowego łącznika. Uwzględnia on rozkład naprężeń, lokalne i globalne efekty oddziaływania oraz stosowne stany graniczne [4][5]. Na podstawie

wspomnianych wyżej rozważań możliwe jest wymiarowanie zespolenia typu CD z uwagi na nośność części stalowej zespolenia. Dodatkowo przedmiotem badań była również sztywność zespolenia w zależności od przyłożonego obciążenia. [35] Przeprowadzone analizy wykazały

$$P_{pl,k} = \lambda_{geo} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_{yk} \quad (4.103)$$

$$\lambda_{geo,PZ} = 0,286; \lambda_{geo,PZT} = 0,186; \lambda_{geo,MPZT} = 0,249; \lambda_{geo,MCL} = 0,259 \quad (4.104)$$

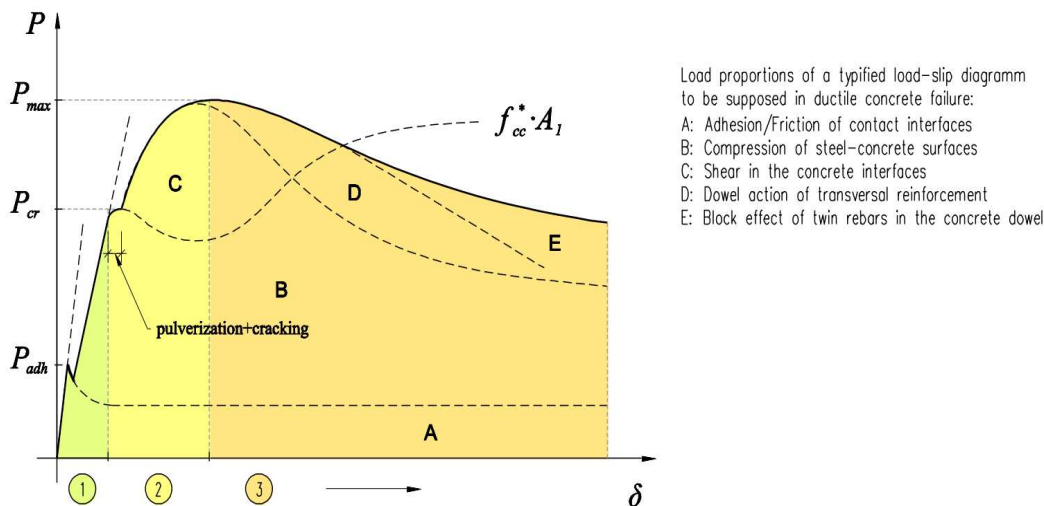
$$\Delta\sigma = \left| k_{f,L} \cdot \frac{\Delta V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} \right| + \left| k_{f,G} \cdot \left(\frac{\Delta N_{Ed}}{A} + \frac{\Delta M_{y,Ed}}{I_y} \cdot z_d \right) \right| \quad (4.105)$$

$$k_{FLS,f,L,PZ} = 8,6; k_{FLS,f,L,CL} = 7,3; k_{FLS,f,G,PZ} = 1,9; k_{FLS,f,G,CL} = 1,5 \quad (4.106)$$

- $P_{pl,k}$ - charakterystyczna nośność łącznika z uwagi na stal
- λ_{geo} - współczynnik kształtu stalowej części łącznika
- e_x - rozstaw podłużny łączników
- t_w - grubość blachy łącznika
- f_{yk} - granica plastyczności stali
- $\Delta\sigma$ - zakres zmienności naprężeń zmęczeniowych
- $k_{f,L}$ - lokalny współczynnik koncentracji naprężeń
- $k_{f,G}$ - globalny współczynnik koncentracji naprężeń

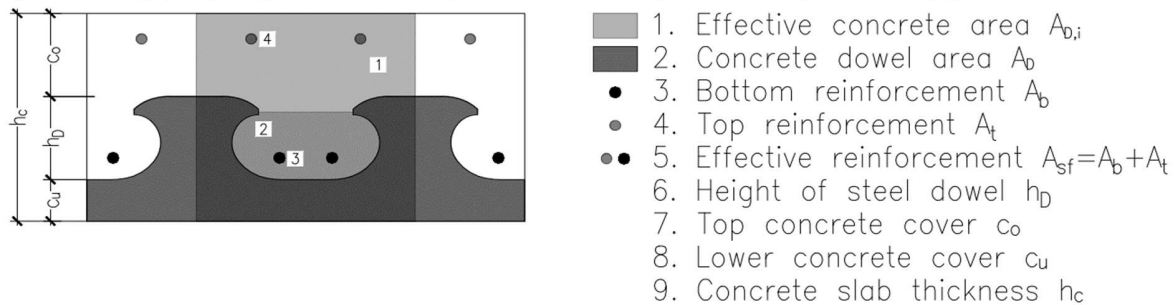
też, że wpływ efektu *uplift* w przypadku ciągłego zespolenia jest pomijalny. Należy go jednak uwzględnić w przypadku analiz stref przejściowych belek hybrydowych lub stosowania krótkich odcinków zespolenia. W stanie granicznym nośności (ULS) przyjmuje się plastyczną nośność łącznika (P_{pl})(4.103) (z uwagi na kryterium zniszczenia stali) z uwzględnieniem odpowiedniego współczynnika dla danego kształtu (PZ, PZT, MPZT oraz MCL) (4.104). Analiza stanu granicznego użytkowalności (SLS) oraz zmęczenia (FLS) uwzględnia lokalne i globalne współczynniki koncentracji naprężeń (4.105). Współczynniki te przyjmują różne wartości, ponieważ w analizie stanu granicznego użytkowalności pod uwagę brane są naprężenia zredukowane, natomiast dla nośności zmęczeniowej są to naprężenia normalne. Wartości współczynników w stanach granicznych również należy dopasować do zastosowanej geometrii łącznika (4.106).

W porównaniu do nośności części stalowej łączników CD, mechanizm zniszczenia betonu jest bardziej złożonym zagadnieniem. Pierwsze próby zastosowania nowego typu zespolenia podjęli Andra [63] i Leonhardt [7]. Analizowali oni nośność łączników PB wykonanych w stalowej listwie połączonej z kształtownikiem stalowym. Stanowiło to podwalinę dla wielu prac badawczych i publikacji [2], [6], [64]–[66]. Idea stopniowo ewoluowała od zastosowania okrągłych otworów do łączników otwartych o zróżnicowanej geometrii. Ostatecznie wyróżniono cztery stosowane obecnie kształty łączników PZ, PZT, MPZT oraz MCL. W zależności od zastosowanego kształtu nośność części betonowej zespolenia jest modyfikowana stosownymi współczynnikami, jednak przyjęte mechanizmy zniszczenia betonu pozostają niezmiennie. Wraz ze wzrostem obciążenia możemy wyróżnić



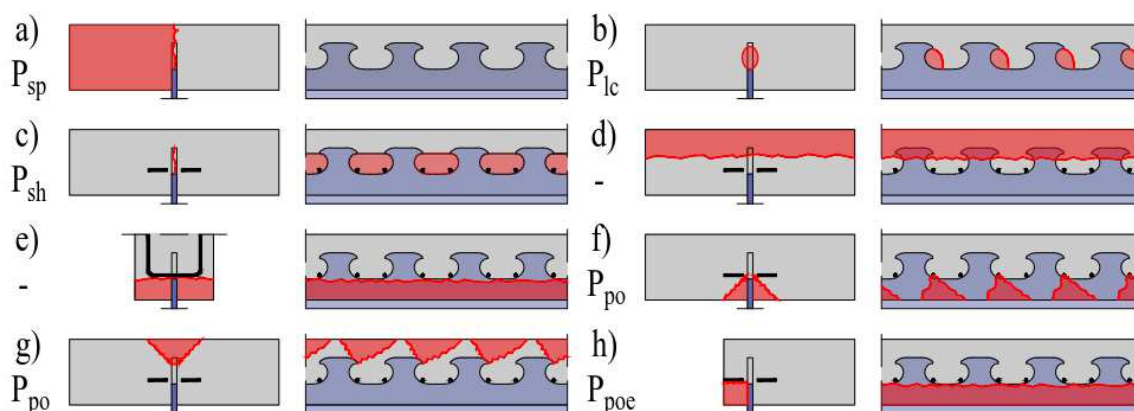
Load proportions of a typified load-slip diagram to be supposed in ductile concrete failure:
 A: Adhesion/Friction of contact interfaces
 B: Compression of steel-concrete surfaces
 C: Shear in the concrete interfaces
 D: Dowel action of transversal reinforcement
 E: Block effect of twin rebars in the concrete dowel

Rys. 4.38 Fazy pracy zespolenia CD z uwagi na zniszczenie części betonowej zespolenia[5]



Rys. 4.39 Schemat podstawowych elementów zespolenia typu CD [5]

pięć podstawowych faz pracy zespolenia (Rys. 4.38): „A” tarcie i adhezję, „B” docisk pomiędzy betonem i stalą, „C” powstanie rysy i ścinanie betonu (ST), „D” efekt *dowel action* zbrojenia poprzecznego przecinającego płaszczyznę powstania rysy oraz „E” efekt blokowy wynikający z uwzględnienia dwóch prętów przechodzących przez łącznik. Zastosowanie pary prętów pozwala na zwiększenie sztywności, ciągliwości i nośność zespolenia w końcowej fazie jego



Rys. 4.40 Mechanizmy zniszczenia części betonowej zespolenia typu CD: rozszczepienie niezbrojonych łączników betonowych a), zniszczenie betonu w wyniku lokalnej koncentracji naprężeń b), ścinanie zbrojonego łącznika betonowego c), rozszczepienie betonu w płaszczyźnie prostopadłej do zespolenia w górnej d) i dolnej części doweli e), zniszczenie w wyniku odłupania stożka betonowego w części dolnej f), górnej g), na krawędzi elementu h).

pracy. Z uwagi na to w obecnie projektowanych konstrukcjach, stosuje się co najmniej dwa pręty zbrojeniowe przechodzące przez łącznik typu CD (Rys. 4.39). W zależności od zastosowanej geometrii części żelbetowej elementu oraz położenia zespolenia względem jej krawędzi, w toku prac badawczych wyróżniono pięć mechanizmów zniszczenia części betonowej zespolenia. Jest to ścinanie niezbrojonego betonowego łącznika (P_{sp}) (Rys. 4.40 a), ścinanie betonowego łącznika ze zbrojeniem poprzecznym (P_{sh} , A_b) (Rys. 4.40 c), powstanie rysy w elemencie betonowym, w płaszczyźnie prostopadłej do części stalowej zespolenia, w górnej lub w dolnej części łącznika (Rys. 4.40 d, e) oraz zniszczenie betonu wskutek powstania efektu *pry out* lokalnego (P_{po}) (Rys. 4.40 f, g) lub krawędziowego (P_{poe}) (Rys. 4.40 h). W przypadku zastosowania kształtu łącznika innego niż wymienione w przedmiotowej rozprawie dodatkowym mechanizmem zniszczenia może być zniszczenie betonu wskutek koncentracji naprężeń ściskających w betonie, spowodowanej lokalnym dociskiem stali do betonu (P_{pl}). Wspomniany mechanizm nie jest decydujący dla łączników PZ, MPZ, MPZT i MCL. Z uwagi na fakt, że w projektowanych konstrukcjach łączniki bez zbrojenia poprzecznego nie są stosowane, pierwszy mechanizm zniszczenia ścinania niezbrojonego łącznika betonowego nie będzie występował w rzeczywistych obiektach. Zgodnie z obecnym stanem wiedzy nośność na ścinanie zbrojonego łącznika (P_{sh}) jest uzależniona od jego geometrii, wytrzymałości betonu na rozciąganie (w funkcji wytrzymałości na ściskanie) oraz stopnia zbrojenia (4.107)-(4.110). Jednocześnie pole zbrojenia (A_b) nie powinno być

mniejsze od wartości minimalnej, która jest zależna od przebiegu strumienia ścinania w elemencie. Jego wpływ określono poprzez zastosowanie współczynnika k_s , którego wartość

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (4.107)$$

$$\eta_{D,PZ} = 2 - \frac{e_x}{400}; \eta_{D,PZT} = 1,4 - \frac{e_x}{590}; \eta_{D,MPZT} = 1,1 - \frac{e_x}{770}; \eta_{D,MCL} = 3 - \frac{e_x}{180} \quad (4.108)$$

$$\rho_D = \frac{E_s \cdot A_b}{E_{cm} \cdot A_D} \quad (4.109)$$

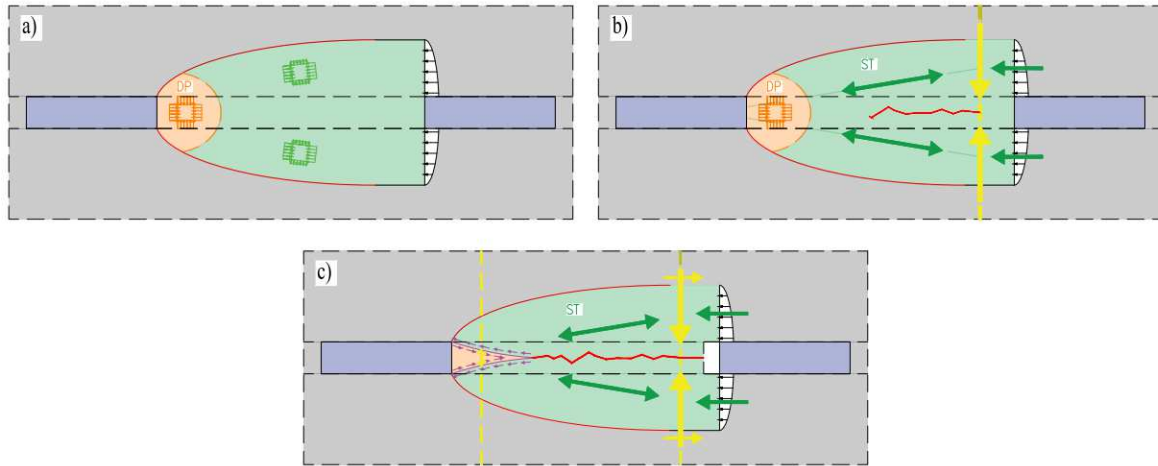
$$A_{D,PZ} = 0,13 \cdot e_x^2; A_{D,PZT} = 0,09 \cdot e_x^2; A_{D,MPZT} = 0,07 \cdot e_x^2; A_{D,MCL} = 0,20 \cdot e_x^2 \quad (4.110)$$

$$A_b \geq k_s \cdot \frac{P_{s,Rd}}{f_{sd}} \text{ gdzie } k_{s,w} = 0,3; k_{s,p} = 0,5 \quad (4.111)$$

- $P_{sh,k}$ - charakterystyczna nośność łącznika z uwagi na stal
- η_D - współczynnik kształtu betonowej części łącznika
- e_x - rozstaw podłużny łączników
- t_w - grubość blachy łącznika
- f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
- ρ_D - stopień zbrojenia łącznika betonowego
- A_b - pole przekroju zbrojenia poprzecznego przechodzącego przez łącznik
- A_D - pole przekroju betonowego łącznika
- k_s - współczynnik obciążenia poprzecznego zbrojenia
- E_s - moduł sprężystości stali zbrojeniowej
- E_{cm} - moduł sprężystości betonu
- $P_{s,Rd}$ - obliczeniowa wytrzymałość łącznika na ścinanie

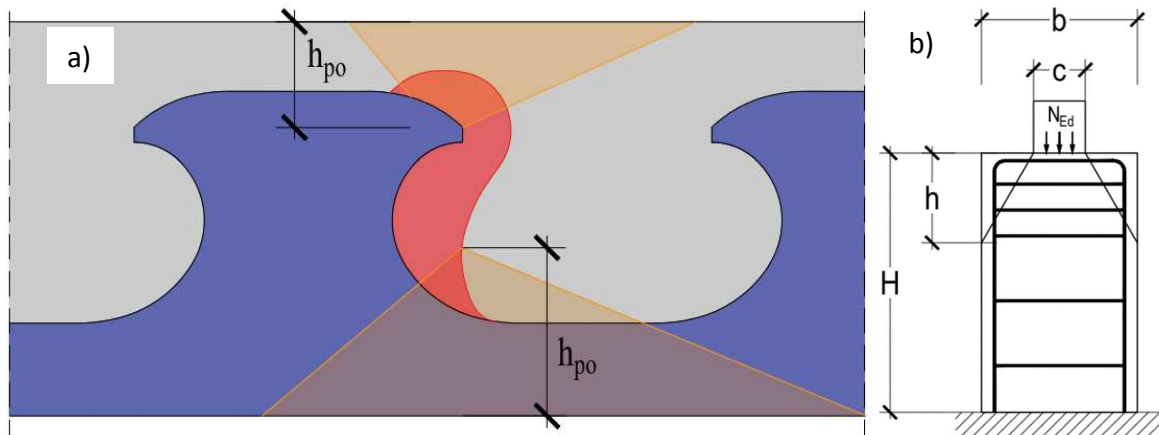
wynosi 0,3 ($k_{s,w}$) dla średników belek hybrydowych ze strzemionami, których poziome ramię przechodzi przez łącznik zespalający oraz 0,5 ($k_{s,p}$) dla płyt oraz wszystkich pozostałych przypadków (4.111). Inne mechanizmy zniszczenia, w postaci zarysowania w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny stalowego średnika w górnej lub dolnej części łączników, skutkujące rozłupaniem elementu oraz lokalne odłupanie betonu w wyniku efektu *pry out*, są w istocie różnymi wariantami tego samego mechanizmu zniszczenia. W przypadku zastosowania małej otuliny łącznika i dużej szerokości elementu (na kierunku prostopadłym do średnika), siły odpowiedzialne za przekazanie obciążenia ze stali na beton będą znajdować się blisko krawędzi wobec czego może wystąpić lokalny efekt *pry out*. Wówczas powierzchnia zniszczenia będzie zbliżona do stożka/ostrostupa. Zwiększanie otuliny poniżej podstawy łącznika sprawi, że wspomniany mechanizm w wyniku nakładania się powierzchni zniszczenia sąsiednich stożków, przekształci się w liniowe odłupanie betonu. Dalsze zwiększanie otuliny pionowej sprawi że mechanizm ten zmieni się w rozszczepienie elementu prostopadle do płaszczyzny zespolenia, ponieważ efektywna powierzchnia rozciąganego betonu

odpowiadająca mechanizmowi *pry out* będzie większa od wymiarów elementu. Podobnie zmniejszanie bocznej otuliny elementu spowoduje przekształcenie lokalnego efektu *pry out*



Rys. 4.41 Fazy pracy łącznika ze zbrojeniem dwoma prętami [67]

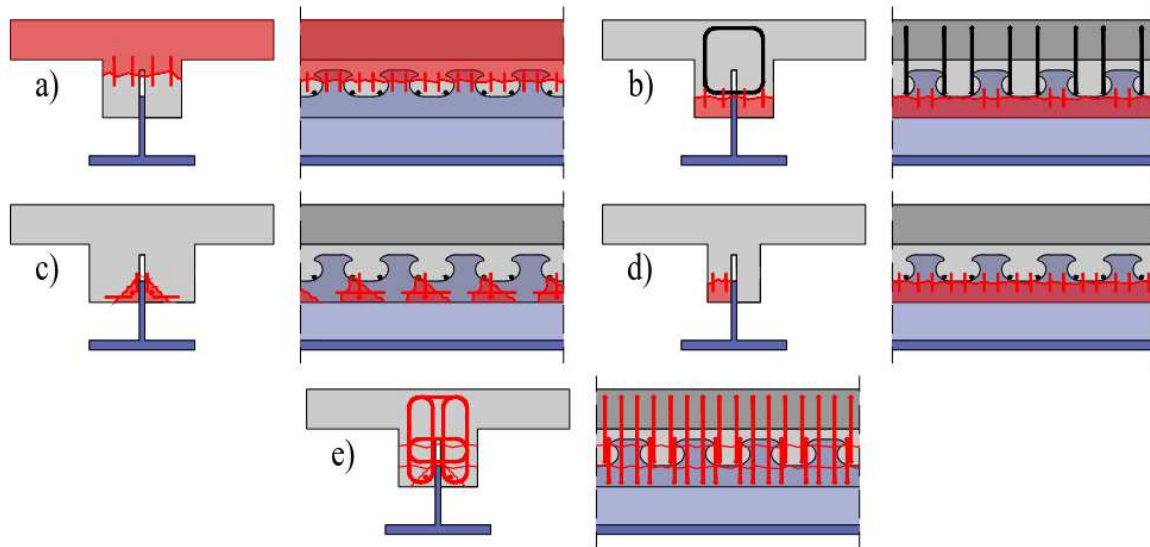
w krawędziowy. Wspomniane mechanizmy zniszczenia są związane z lokalnym układem sił wewnątrz łącznika, zapewniającym przeniesienie obciążenia ze stali na beton. W początkowej fazie pracy łącznika po wyczerpaniu nośności wynikającej z adhezji i tarcia (A Rys. 4.38) następuje sprężysty docisk pomiędzy stalą i betonem (B Rys. 4.38). Bezpośrednio w strefie docisku występuje trójosiowe ściskanie w betonie (strefa DP), które przechodzi stopniowo w naprężenia ściskające i poprzeczne do nich naprężenia rozciągające (Rys. 4.41 a) [68]. Po



Rys. 4.42 Mechanizm pry out w łączniku CD a) [69]. Schemat elementu żelbetowego obciążonego siłą skupioną b) [16]

przekroczeniu przez te naprężenia nośności na rozciąganie betonu w obrębie łącznika powstaje rysa (Rys. 4.38 C) (Rys. 4.41 b). Wówczas poprzeczne siły rozciągające przejmuje zbrojenie prostopadłe do płaszczyzny zespolenia przechodzące przez łącznik (A_b Rys. 4.39). Tym samym w obrębie betonowego łącznika pomiędzy zbrojeniem i strefą docisku wykształcają się ściskane

krzyżulce odpowiedzialne za drugą strefę pracy łącznika (strefa ST). Dalsze zwiększanie obciążenia powoduje wyczerpanie nośności na ścinanie pomiędzy krzyżulcami a strefą docisku. W konsekwencji następuje poślizg i zjawisko *dowel action* zbrojenia przechodzącego przez łącznik (Rys. 4.41 c) (D,E Rys. 4.38). W przypadku małej otuliny zespolenia lub szerokości elementu naprężenia rozciągające wynikające z mechanizmu pracy łącznika mogą doprowadzić



Rys. 4.43 Dodatkowe zbrojenie zapobiegające kruchym mechanizmom zniszczenia łącznika CD dla rozłupania elementu w górnej a) i dolnej strefie zespolenia b) z uwagi na efekt „pry out” lokalnie c) oraz krawędziowo d). Zbrojenie belek hybrydowych z uwzględnieniem mechanizmów zniszczenia zespolenia wraz z potencjalnymi płaszczyznami zniszczenia e).

do kruchego zniszczenia zespolenia poprzez mechanizm *pry out* (Rys. 4.42 a) lub rozszczepienie elementu. Analogicznie jak w przypadku elementów żelbetowych obciążonych siłą skupioną (Rys. 4.42 b) można temu przeciwdziałać stosując odpowiednie zbrojenie na kierunku prostopadłym do naprężeń rozciągających. Mechanizmowi zniszczenia w postaci rozszczepienia betonu w górnej części doweli, prostopadle do płaszczyzny zespolenia, (Rys. 4.40 d) przeciwdziała zbrojenie prostopadłe do płaszczyzny rysy zwane *confinement reinforcement*. W taki sam sposób można wyeliminować mechanizm kruchego zniszczenia betonu bezpośrednio poniżej podstawy doweli (Rys. 4.40 e)). W tym celu należy zastosować dodatkowe pręty prostopadłe do płaszczyzny teoretycznej rysy, przechodzące poniżej podstawy stalowego łącznika (Rys. 4.43 a, b). Oprócz powyższego, aby uniemożliwić powstanie mechanizmu zniszczenia *pry out* przy stalowym środniku, dla małych wartości otuliny łącznika, należy zastosować dodatkowe zbrojenie równoległe do płaszczyzny zespolenia bezpośrednio przy środniku stalowym (Rys. 4.43 c). Zastosowanie wspomnianych rozwiązań połączonych

z wystarczająco dużą otuliną zespolenia i odpowiednim rozstawem prętów zbrojeniowych, pozwala wyeliminować kruche mechanizmy zniszczenia zespolenia.

Jeżeli wspomniane zabiegi nie są stosowane, zgodnie z aktualnym stanem wiedzy [14] łącznik CD powinien spełniać warunki nośności uwzględniające lokalny i krawędziowy efekt *pry out*. W przypadku efektu lokalnego należy wziąć pod uwagę kształt łącznika stalowego (k_1), wytrzymałość betonu, rozstaw łączników na kierunku podłużnym (χ_x) i poprzecznym (χ_y), wysokość teoretycznego stożka (h_{po}) oraz współczynnik redukcyjny uwzględniający zarysowanie betonu na kierunku poprzecznym do zespolenia (ψ_{crack}) (4.112)(4.121)-(4.118). Rozstaw poprzeczny łączników nie powinien być przy tym mniejszy niż 120 mm. Nośność zespolenia z uwagi na wystąpienie efektu krawędziowego należy wyznaczać uwzględniając współczynnik dostosowawczy (k_2), efekt skali (k), otulinę na kierunku prostopadłym do płaszczyzny zespolenia ($c_{D,s}$), szerokość (t_w), efektywną wysokość stalowego łącznika ($h_{d,ef}$) i rozstaw łączników (e_x) (4.119)-(4.125). Otulina na kierunku poprzecznym powinna być większa od 45 mm. W przypadku gdy nośność z uwagi na efekt krawędziowy jest decydująca, dodatkowo nośność części stalowej powinna być od niej większa co najmniej o 50% (4.126).

$$P_{po,k} = k_1 \cdot \chi_x \cdot \chi_y \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \psi_{crack} \quad (4.112)$$

$$k_{1,PZ} = 71; k_{1,PZT} = 71; k_{1,MPZT} = 71; k_{1,MCL} = 95 \quad (4.113)$$

$$\chi_x = \min \left\{ 1,00; \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \right\} \quad (4.114)$$

$$\chi_y = \min \left\{ 1,00; \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1 \right) \right\} \text{ dla łączników środkowych} \quad (4.115)$$

$$\chi_y = \min \left\{ 1,00; \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1 \right) \right\} \text{ dla łączników skrajnych} \quad (4.116)$$

$$e_{y,min} = 120 \text{ mm} \quad (4.117)$$

$$h_{po,PZ} = \min \left\{ c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x; c_{D,u} + 0,08 \cdot e_x \right\}; h_{po,PZT} = \min \left\{ c_{D,o} + 0,05 \cdot e_x; c_{D,u} + 0,06 \cdot e_x \right\}; \quad (4.118)$$

$$h_{po,MPZT} = \min \left\{ c_{D,o} + 0,05 \cdot e_x; c_{D,u} + 0,06 \cdot e_x \right\}; h_{po,MCL} = \min \left\{ c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x; c_{D,u} + 0,13 \cdot e_x \right\}$$

$$c_{D,o,min} = 30 \text{ mm}; c_{D,u,min} = 30 \text{ mm} \quad (4.91) \quad (4.119)$$

$$P_{poe,k} = k_2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t_w \cdot h_{d,ef}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \quad (4.92) \quad (4.120)$$

$$k_2 = 2,16 \quad (4.121)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{c_{D,s}}} \quad (4.122)$$

$$h_{d,ef,PZ} = 0,194 \cdot e_x; h_{d,ef,PZT} = 0,1 \cdot e_x; \quad (4.123)$$

$$h_{d,ef,MPZT} = 0,1 \cdot e_x; h_{d,ef,MCL} = 0,313 \cdot e_x \quad (4.124)$$

$$c_{D,s,min} = 45 \text{ mm} \quad (4.125)$$

$$P_{pl,k} = 1,5 \cdot P_{poe,k} \quad (4.126)$$

| | |
|----------------|---|
| $P_{po,k}$ | - charakterystyczna nośność łącznika z uwagi na efekt „pry out” |
| k_1 | - współczynnik obliczeniowy zależny od kształtu łącznika dla efektu „pry out” |
| χ_x | - współczynnik redukcyjny nakładających się stożków na kierunku podłużnym |
| χ_y | - współczynnik redukcyjny nakładających się stożków na kierunku poprzecznym |
| f_{ck} | - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie |
| h_{po} | - wysokość teoretycznego stożka betonowego zależne od kształtu łącznika |
| ψ_{crack} | - współczynnik redukcyjny z uwagi na poprzeczne zarysowanie betonu |
| e_y | - rozstaw poprzeczny łączników |
| $c_{D,o}$ | - otulina betonu ponad łącznikiem stalowym |
| $c_{D,u}$ | - otulina betonu poniżej łącznika stalowego |
| $P_{poe,k}$ | - charakterystyczna nośność łącznika z uwagi na krawędziowy efekt „pry out” |
| k_2 | - współczynnik obliczeniowy dla efektu krawędziowego „pry out” |
| k | - współczynnik efektu skali |
| $c_{D,s}$ | - otulina na kierunku prostym do powierzchni łącznika stalowego |
| $h_{d,ef}$ | - efektywna wysokość łącznika w zależności od jego kształtu |

4.10 Tezy rozprawy

Przeprowadzona analiza dostępnej literatury w zakresie mechanizmów zniszczenia przekrojów zespolonych i żelbetowych, charakterystyk zespolenia CD oraz przeprowadzone analizy modeli numerycznych obiektu pilotażowego i wycinkowych modeli lokalnych pozwoliły na sformułowanie głównych tez niniejszej rozprawy.

- A. Mechanizm przenoszenia siły poprzecznej przez belkę o przekroju hybrydowym stalowo-betonowym oraz wynikająca z niego metoda projektowania stanowi nowy problem naukowy. Metoda ta definiuje przekrój hybrydowy. (Mechanizm przenoszenia momentu zginającego jest poznany, a dostępne koncepcje wyczerpująco opisują to zjawisko).
- B. W przenoszeniu siły poprzecznej, w przekroju hybrydowym bierze udział część stalowa (belka Timoshenki) i żelbetowa (mechanizm ST), co opisuje model mechaniczny metody ogólnej (Rys. 2.14). Na podstawie metody ogólnej obliczania nośności na ścinanie bazującej na ramieniu sił (Z) wewnętrznych, możliwe jest wymiarowanie dowolnego przekroju w szczególności hybrydowego. Dotyczy to zarówno żelbetowej, jak i stalowej części przekroju hybrydowego.

- C. Kąt nachylenia krzyżulców (θ) w przekroju hybrydowym jest zależny od rozkładu odkształceń w części żelbetowej. Jego wartość ma zatem związek z udziałem części stalowej i żelbetowej w całkowitej wysokości przekroju. Wartość kąta będzie maleć wraz ze zmniejszeniem udziału betonu w strefie rozciąganej.
- D. Wyznaczając nośność krzyżulca betonowego należy brać pod uwagę mechanizmy zniszczenia opisane w EC2. Wobec tego trzeba uwzględnić zmniejszenie wytrzymałości spowodowane zarysowaniem na ścinanie (v (EC2^{6.2.3}[16]), CSO (*concrete softening*)). Z uwagi na dowolność kształtowania geometrii naturalną konsekwencją stosowania przekrojów hybrydowych będzie zmniejszanie udziału betonu w strefie rozciąganej. To z kolei będzie prowadziło do zwiększenia średnich naprężeń ściskających w części betonowej. W przeciwieństwie do typowych zginanych elementów żelbetowych należy zatem uwzględnić potencjalną redukcję nośności z uwagi na złożony stan naprężeń (α_{cw} (EC2^{6.2.3}[16])) pomiędzy krzyżulcem i strefą ściskaną.
- E. W obliczeniach nośności środnika żelbetowego można uwzględniać zarówno strzemiona, których poziome ramię stanowi zbrojenie doweli (A_b), jak i strzemiona właściwie zakotwione w betonie poniżej podstawy łącznika.

Redystrybucja sił wewnętrznych na skutek zarysowania i reologii, mechanizm zmęczenia połączenia ścinanego oraz sposób określania wartości ścinania podłużnego w przekrojach hybrydowych, to nowe i niezwykle złożone zagadnienia, które wymagają odniesienia się do nich w przyszłości. Nie są one bezpośrednio przedmiotem rozważań prowadzonych w ramach przygotowania przedmiotowej rozprawy. Tematami tymi zajmuje się obecnie dr M. Kożuch [70]. W związku z tym, że w trakcie prowadzonych analiz, a zwłaszcza podczas projektowania i realizacji innowacyjnych konstrukcji zdobyta została wiedza (która spowodowała, że możliwe stało się wyciągnięcie pewnych istotnych wniosków). Autor w końcowej części opracowania podsumowuje przemyślenia i wnioski ze swoich prac celem wykorzystania przez innych inżynierów i badaczy w przyszłości.

5 ANALIZY NUMERYCZNE

5.1 Założenia ogólne

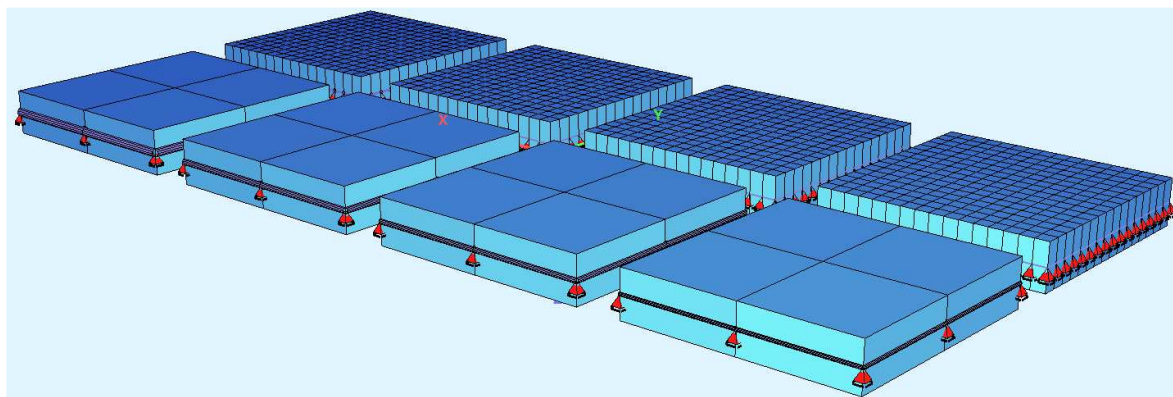
Analizy numeryczne w ramach przedmiotowej rozprawy, obejmujące analizy nieliniowe z uwzględnieniem zarysowania betonu, prowadzono w programie SOFiSTiK [71], natomiast weryfikację globalnych modeli konstrukcji w zakresie sprężystym wykonano również w programie Midas Civil [72]. Wybór ten jest związany z faktem, że wspomniane oprogramowanie jest szeroko stosowane w projektowaniu rzeczywistych konstrukcji. Dzięki temu możliwa jest weryfikacja zastosowanych w poszczególnych modelach rozwiązań i ich implementacja w modelach rzeczywistych obiektów. Jest to również związane z wdrożeniowym charakterem prac badawczych i komercyjnym wykorzystaniem wyników z analiz wykonanych w programie przez biuro Fasys Mosty. Prowadzone obliczenia podzielono na trzy niezależne części, tj, analizy lokalnych modeli wycinkowych, lokalnych modeli niszczonego elementu oraz globalnych modeli rzeczywistej konstrukcji w szczególności obiektu pilotażowego w km 67.709 w Dąbrowie Górniczej. W przypadku zastosowania nieliniowości materiałowych, zakładano implementację betonu jako materiału Druckera-Pragera (DP), a stali zbrojeniowej i konstrukcyjnej w postaci materiału sprężysto-plastycznego.

5.2 Lokalne modele wycinkowe

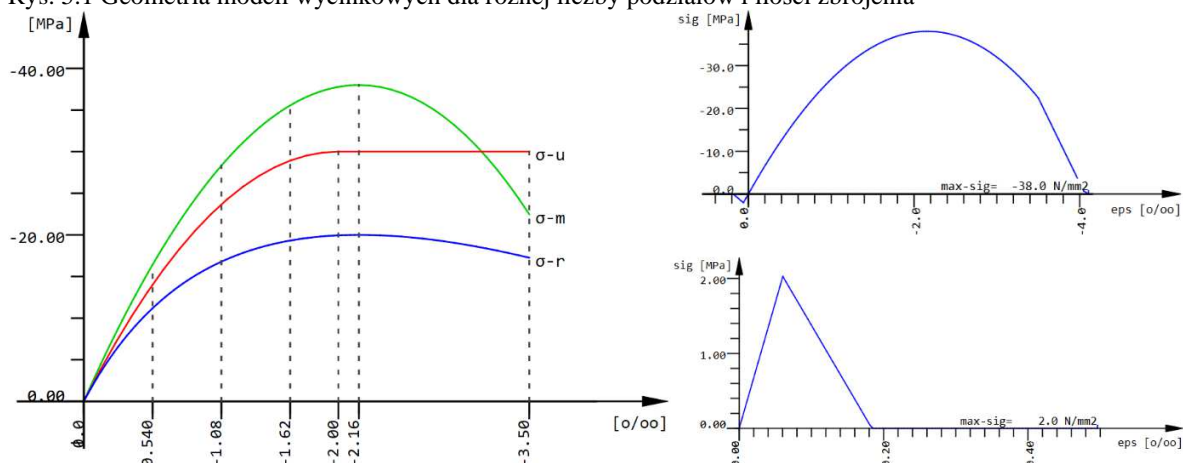
W ramach przygotowania modeli wycinkowych, w programie SOFiSTiK przygotowano modele z elementów typu QUAD reprezentujących obciążone krawędziowo tarcze betonowe i żelbetowe. Zbrojenie wprowadzono z wykorzystaniem modułu BEMESS (BS) lub fizycznej reprezentacji prętów elementami TRUSS (TS) (Rys. 5.1). Celem przeprowadzonych analiz było stworzenie punktu odniesienia wykorzystywanego w późniejszych bardziej złożonych modelach (były to analizy modeli tzw. Benchmark).

Ze względu na złożoność zagadnienia jakim jest ścinanie przekroju hybrydowego, na które wpływ ma min. kąt nachylenia wykształconego krzyżulca betonowego, sztywność zespolenia CD, wytrzymałość betonu na rozciąganie, efekt *tension stiffening* (TSF) [48] [73], *concrete softening* (CSO), itd. konieczne było przeprowadzenie weryfikacji zachowania podstawowych modeli. W ramach powyższego weryfikacji poddano mechanizmy zniszczenia w zależności od zadanych parametrów materiałowych i analizy. Do obliczeń przyjęto beton klasy C30/37 i wykorzystano krzywą odpowiadającą stanowi granicznemu użyteczności (SL) bez

dotychczasowych współczynników materiałowych (Rys. 5.2). Z uwagi na testowy charakter wspomnianych analiz szczegółowe wyniki przedstawiono w oddzielnych opracowaniach (Załącznik nr 1, Załącznik nr 2), poniżej zestawiono natomiast główne aspekty analiz, które podlegały weryfikacji.



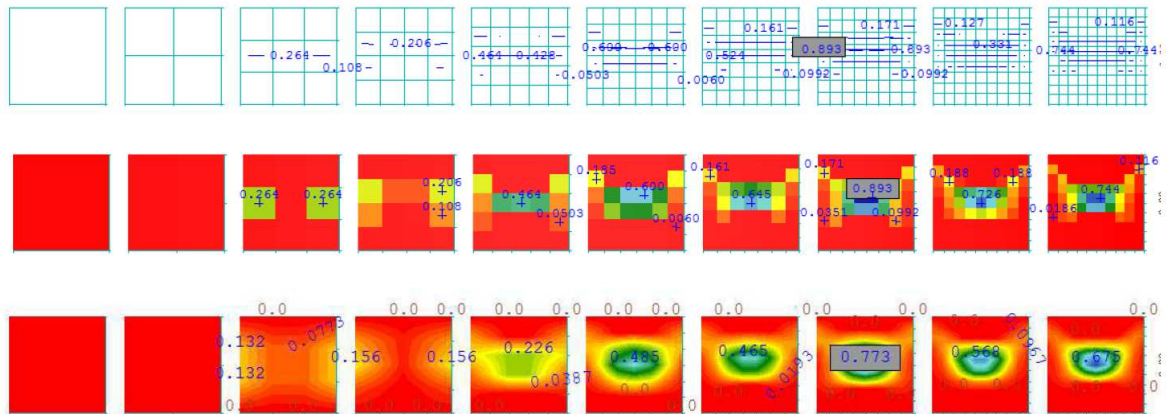
Rys. 5.1 Geometria modeli wycinkowych dla różnej liczby podziałów i ilości zbrojenia



Rys. 5.2 Krzywe materiałowe dla betonu w prowadzonych analizach a) dostępne krzywe zależności naprężenia i odkształcenia w betonie (C30/37), b) wybrana krzywa (SL) do analiz, z uwzględnieniem naprężeń rozciągających w betonie

1. Wpływ liczby podziałów i względnych wymiarów elementów na uzyskane wyniki.
2. Uwzględnienie przez program obliczeniowy właściwej krzywej materiałowej (EL,SL, UL etc.).
3. Uwzględnienie nieliniowości materiałowej elementów TRUSS, BEAM i QUAD.
4. Wpływ ilości zbrojenia na kierunkach prostopadłych i równoległych do obciążenia na wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie.

5. Wpływ naprężeń i blokady przesuwu na kierunku poprzecznym (Rys. 5.3) na wytrzymałość betonu na ściskanie (charakterystyka materiału DP w płaskim stanie naprężenia i odkształcenia)
6. Wykształcenie się mechanizmów zniszczenia ścinanego elementu, w postaci uplastycznienia zbrojenia, zniszczenia betonu na rozciąganie ($A_{sw} < A_{sw,min}$) lub ściskanie, poprzez sterowanie charakterystykami betonu i stali.
7. Wpływ zaimplementowanego mechanizmu TSF (*tension stiffening*) na odkształcenia i wartość obciążenia niszczącego.
8. Wpływ wprowadzonego układu obciążenia (ściskanie i rozciąganie ze ścinaniem) i ilości zbrojenia na rozpoznane mechanizmy zniszczenia i kąt nachylenia betonowych krzyżulców mechanizmu ST.



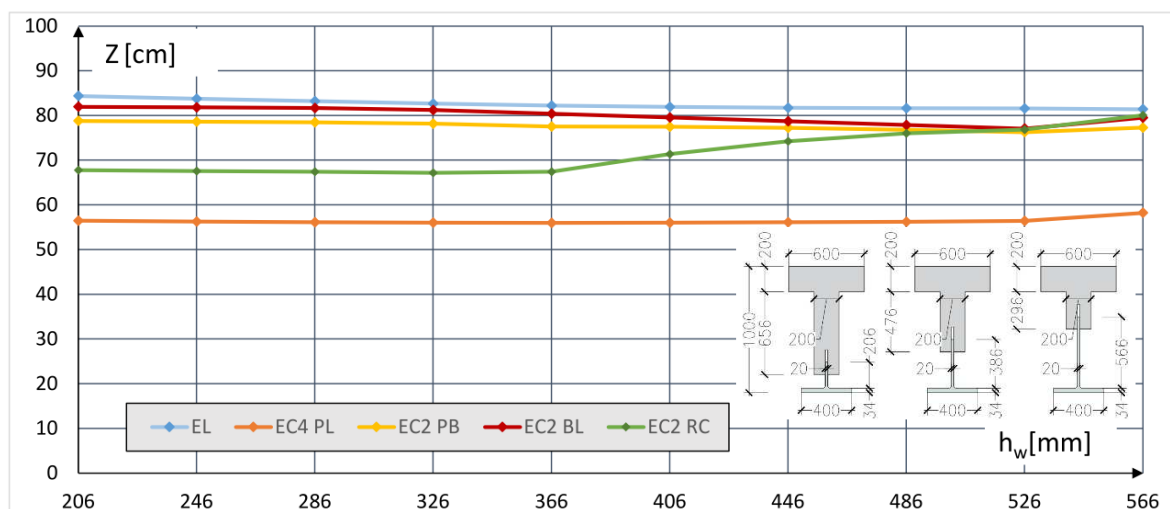
Rys. 5.3 Przykładowy wynik zależności rozkładu naprężeń rozciągających na kierunku poprzecznym od dyskretyzacji modelu, podczas próby ściskania betonowej tarczy z blokadą przesuwu poprzecznego na górnej i dolnej krawędzi, odpowiednik próby wytrzymałościowej kostki betonowej.

Przeprowadzone analizy pozwoliły na dalszy rozwój modeli elementów przeznaczonych do badań niszczących. W związku z tym przygotowano również automatyzację eksportu wyników do zewnętrznych plików, co znacząco przyspieszyło dalsze reprezentacje wyników.

5.3 Modele lokalne belek

5.3.1 Założenia

Analizy modeli lokalnych, odwzorowujących zachowanie belek przeznaczonych do badań, prowadzono w oparciu o uzyskane wyniki z analiz lokalnych modeli wycinkowych i wstępnej fazy badań niszczących. Prace nad modelami lokalnymi rozpoczęto przed realizacją badań i na bieżąco wprowadzano w nich modyfikacje. Na tej podstawie stworzono modele kilku klas, aby



Rys. 5.4 Ramie sił wewnętrznych w funkcji wysokości środka stalowego belek hybrydowych o analogicznych wymiarach jak belka SRCD-1 [74] przy założeniu zmiany wysokości środka stalowego i żelbetowego (oznaczenia zgodnie z Tab. 4.1)

ocenić wpływ szczegółowości modeli na uzyskane wyniki oraz przeanalizować potencjalne mechanizmy zniszczenia, uwzględniane lub pomijane przez poszczególne modele. Każdy z nich przedstawia połowę rzeczywistej belki przeznaczonej do badań o rozpiętości teoretycznej $L_t=6,50$ m, z zablokowaną możliwością obrotu względem własnej osi. Uwzględniając symetrię, założono blokadę przesuwu poziomego i obrotu w środku rozpiętości belki oraz blokadę przesuwu pionowego w przekroju podporowym. Z punktu widzenia modelu obliczeniowego modyfikacja w celu analizy wycinka $\frac{1}{4}$ zamiast $\frac{1}{2}$ belki skutkuje niepożądanym mimośrodem obciążenia na grubości środka. Jednocześnie prowadzi ona do niewielkiego zmniejszenia liczby elementów, w związku z czym nie została ona wprowadzona. Podobnie jak w przypadku rzeczywistej belki założono, że dolna część zespolenia będzie znajdować się w odległości 100 mm od dolnej powierzchni żelbetowego środka. Do pierwszego etapu analiz przyjęto geometrię analogiczną do belki przeznaczonej do badań fazy wstępnej opisanych w pkt. 6.2 (SRCD-1) (Rys. 6.8) przyjmując całkowitą wysokość belki na poziomie 1000 mm. Na potrzeby dalszej analizy dopuszczono zmianę poziomu zespolenia, a tym samym różnicowanie

wysokości stalowego i żelbetowego środnika. Modyfikacja ta stanowi istotę metody ogólnej wymiarowania przekrojów hybrydowych na ścinanie. Zmiana wysokości stalowego i zarysowanego żelbetowego środnika w niewielkim stopniu wpływa na rozkład naprężeń w przekroju, a co za tym idzie na wartość ramienia sił wewnętrznych. Zmienność wartości ramienia sił wewnętrznych przedstawiono w funkcji wysokości środnika stalowego modyfikując ją w zakresie od 206 mm do 766 mm (Rys. 5.4). Jednocześnie zachowano odległość poziomemu zespolenia od spodu żelbetowego środnika. Wartość maksymalnej siły rozwarstwiającej w przekroju również nie ulega znaczącej zmianie. Zgodnie z założeniami metody ogólnej, o nośności przekroju decyduje siła rozwarstwiająca, a nie suma nośności poszczególnych elementów przekroju. W elementach zastosowano te same grubości środników i ilość zbrojenia na ścinanie. W związku z tym, mimo zmiany wysokości środnika stalowego i żelbetowego, nośności przedstawionych belek hybrydowych z uwagi na ścinanie powinny być do siebie zbliżone.

Mając na celu implementację uzyskanych wyników i zastosowanych algorytmów w modelach rzeczywistych konstrukcji mostowych, wszystkie modele lokalne belek hybrydowych przygotowano w programie SOFiSTiK. Z uwagi na możliwości parametryzacji modele tworzono w całości w module TEDDY. Pozwala on na tekstową definicję zarówno geometrii, obciążeń jak i parametrów analiz. Dodatkową zaletą tego rozwiązania jest automatyzacja eksportu wyników do zewnętrznych plików z bazy CDB programu. Aspekt ten testowano i rozwijano już na etapie przygotowania modeli wycinkowych. Dzięki temu możliwa jest automatyczna analiza odkształceń wybranych punktów konstrukcji oraz sił w elementach. Algorytm przygotowano w taki sposób, aby dla zadanego zdefiniowanego elementu geometrycznego, o znanych parametrach (SLN, SAR), automatycznie wyszukiwano wszystkie zdefiniowane w jego obrębie elementy skończone przez moduł SOFIMSHC. Następnie wybrane dla nich wyniki są zapisywane do plików zewnętrznych. Zastosowanie definicji poszczególnych parametrów w formie wektorowej i stosowanie komend pętli (LOOP) o liczbie powtórzeń równej liczbie argumentów wektora pozwala na znaczne uproszczenie i stworzenie uniwersalnego kodu (Rys. 5.5). Przygotowany fragment definiujący parametry geometryczne przekroju oraz liczbę i rozstaw prętów zbrojeniowych ma uniwersalny charakter. Dzięki temu możliwe jest odniesienie do niego modułów AQUA i SOFIMSHC odpowiedzialnych za właściwości materiałowe, geometrię przekrojów poprzecznych i elementów skończonych.

Prace nad rozwojem modeli poszczególnych klas prowadzono równolegle, wprowadzając do algorytmu stosowne usprawnienia i parametryzację. W celu uproszczenia porównań wyników, w obrębie modelu jednej klasy, zdecydowano się zdefiniować geometrię 3 belek.

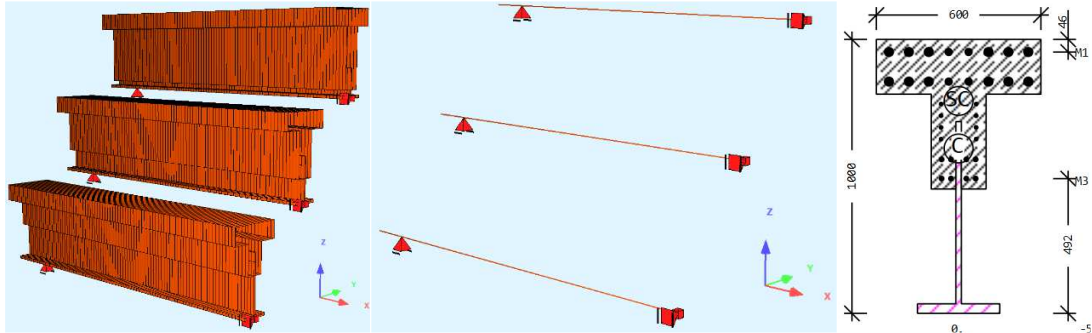
| | |
|--|---|
| <pre> +PROG TEMPLATE urs:57 HEAD Geometry data input \$General STO#Z0 0.0[m] \$Bottom level of beams STO#SPAC_Y 0.20[m] \$Beam spacing Y STO#SPAC_Z 1.40[m] \$Beam spacing Z STO#SPAN_DX (0.375,3.250,3.250,0.375)[m] \$Span spacing STO#SIR_DIV_X (3,26,26,3) \$Additional beam x divisions \$Cros section STO#TOTAL_H (1.00,1.00,1.00)[m] \$Total girder height \$Concrete part STO#C_HW (660,660,660)[mm] \$Concrete web height STO#C_B (600,600,600)[mm] \$Concrete deck width STO#C_TW (200,200,200)[mm] \$Concrete web width STO#C_TF (200,200,200)[mm] \$Concrete flange thickness \$Steel part STO#S_HW (205,205,205)[mm] \$Steel web height STO#S_B (402,402,402)[mm] \$Steel flange width STO#S_TW (20,20,20)[mm] \$Concrete web width STO#S_TF (33.8,33.8,33.8)[mm] \$Concrete flange thickness STO#DOWEL_H 100[mm] \$Dowel height STO#DOWEL_KX 724286[kN/m3] \$Dowel initial lateral stiffness STO#DOWEL_STIFF_FAC (10.00,1.00,0.20) \$Dowel stiffness factor \$Ribs STO#R_TW (12,12,12)[mm] \$Ribs thickness STO#R_B (300,300,300)[mm] \$Ribs width \$Vertical divisions STO#C_TF_DIV 2 \$Concrete flange number of divisions STO#C_WEB1_DIV 2 \$Concrete main web number of divisions STO#C_WEB2_DIV 2 \$Concrete secondary web number of divisions STO#S_WEB1_DIV 1 \$Steel web number of divisions \$Support conditions STO#ZFIX (0,1,0,1,0) STO#XFIX (0,1,0,0,0) STO#YFIX (0,1,0,1,0) \$Ribs placement STO#RIBS (0,1,0,1,0) \$Another variables STO#UNIT_1M 1[m] END </pre> | <pre> \$Check number of divisions @KEY GAR_ELNR #SAR_ID STO#FIRST_QUAD @(NR,0) @KEY QUAD STO#SPT1 @(#FIRST_QUAD,NODE+0) STO#SPT2 @(#FIRST_QUAD,NODE+1) STO#SPT3 @(#FIRST_QUAD,NODE+2) STO#SPT4 @(#FIRST_QUAD,NODE+3) LET#SPT_MAX MAX(#SPT1,#SPT2,#SPT3,#SPT4) IF #SPT_MAX==#N_MAX STO#VAR 1 \$No subdivisions of area ELSE STO#VAR 2 \$Area is subdivided ENDIF IF #VAR==1 STO#LOOP_SIZE 1 ELSEIF #VAR==2 @KEY GAR_ELNR #SAR_ID STO#LAST_QUAD -@(NR,1) STO#LOOP_SIZE #LAST_QUAD-#FIRST_QUAD+1 ENDIF LOOP#S #LOOP_SIZE \$Nodes @KEY KWH NODE LET#X1 @(#SPT1,XYZ+0) LET#Z1 @(#SPT1,XYZ+2) @KEY KWH NODE LET#X2 @(#SPT2,XYZ+0) LET#Z2 @(#SPT2,XYZ+2) LOOP#K #LC_STEP \$Loadcase number LET#ID_LC #LC_START+#K \$Quad results LET#QUAD_NO #FIRST_QUAD+#S @KEY KWH QUAD_RLC KWL #ID_LC #QUAD_NO LET#SIGX @(SIGX) LET#SIGY @(SIGY) LET#TAU @(TAU) </pre> |
|--|---|

Rys. 5.5 Wycinki kodu z programu SOFiSTiK dla modeli SL20-SL40 a) pozwalającego na zdefiniowanie geometrii dowolnej liczby belek, b) odszukanie w bazie CDB danego obiektu geometrycznego, przypisanych mu elementów skończonych i odpowiadających im wyników.

W modelu o najmniejszym poziomie szczegółowości całą belkę zamodelowano w postaci pojedynczego pręta (SL00) (Rys. 5.6). Jej przekrój poprzeczny składa się z elementu żelbetowego połączonego z teownikiem stalowym. W przekroju poprzecznym uwzględniono geometrię stalowej i żelbetowej części przekroju oraz przyporządkowano im właściwy materiał. Geometria przekroju poprzecznego definiowana jest automatycznie na podstawie wprowadzonych wymiarów, liczby oraz rozstawu prętów zbrojeniowych. W środku rozpiętości belki zablokowano możliwość obrotu i przesuwu poprzecznego natomiast w przekroju podporowym możliwość przesuwu na kierunku pionowym i poprzecznym do osi belki. Zdefiniowano również rzeczywisty rozkład zbrojenia, aby możliwe było jego wykorzystanie w analizie nieliniowej. Nieliniowe zachowanie materiału zdefiniowano w module ASE

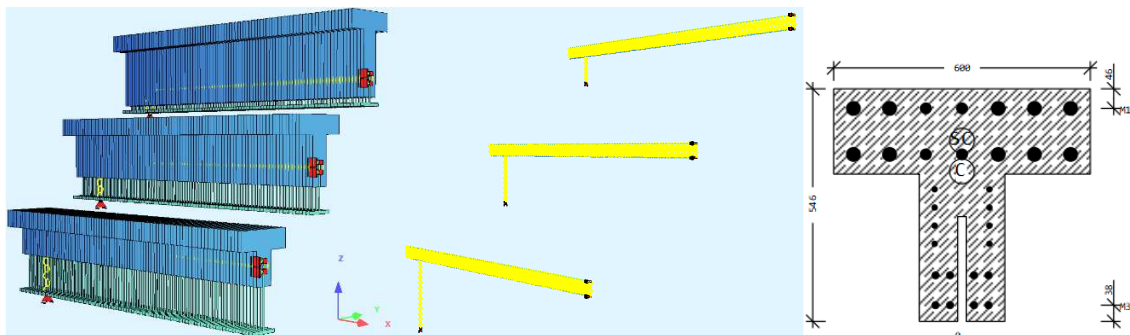
Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

(NSTR) poprzez przypisanie zadanych krzywych materiałowych (KSV) i uwzględnienie wewnętrznej weryfikacji odkształceń w przekroju w module AQB (KMOD). Program na podstawie sił wewnętrznych w danym przekroju wyznacza zasięg strefy ściskanej, sztywność oraz odpowiadające im wartości naprężeń normalnych w betonie, zbrojeniu i stali.



Rys. 5.6 Model bełek przeznaczonych do badań niszczących SL00

Kolejny model (SL10) zakłada zastosowanie dwóch elementów prętowych, żelbetowego uwzględniającego rozkład zbrojenia i stalowego teownika połączonych ze sobą sztywno na

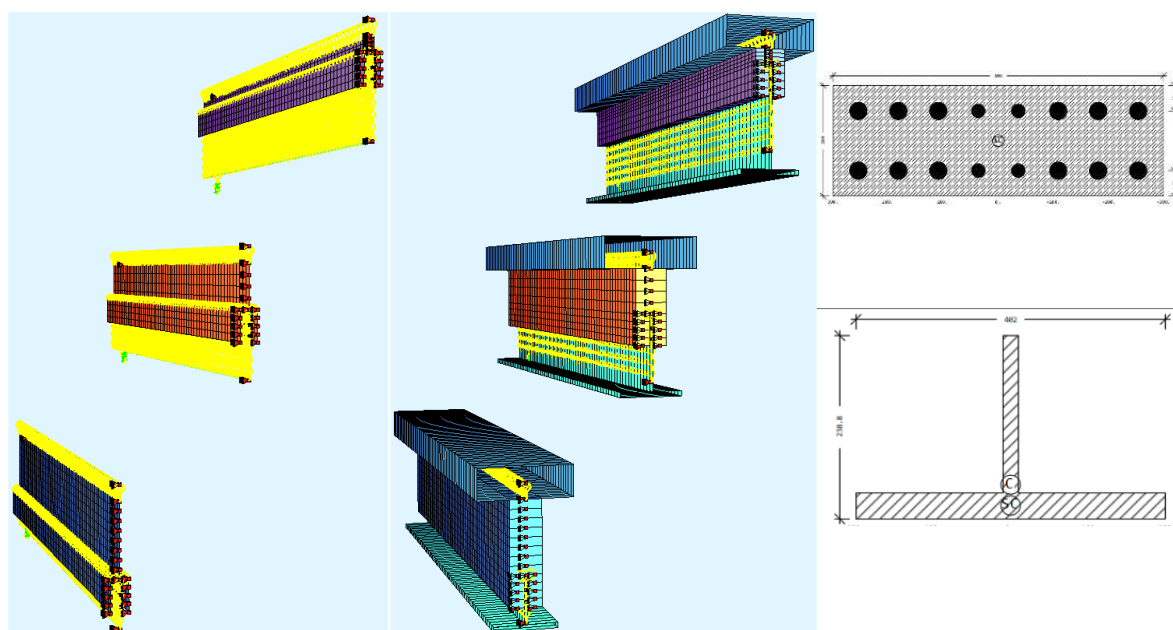


Rys. 5.7 Model bełek przeznaczonych do badań niszczących SL10

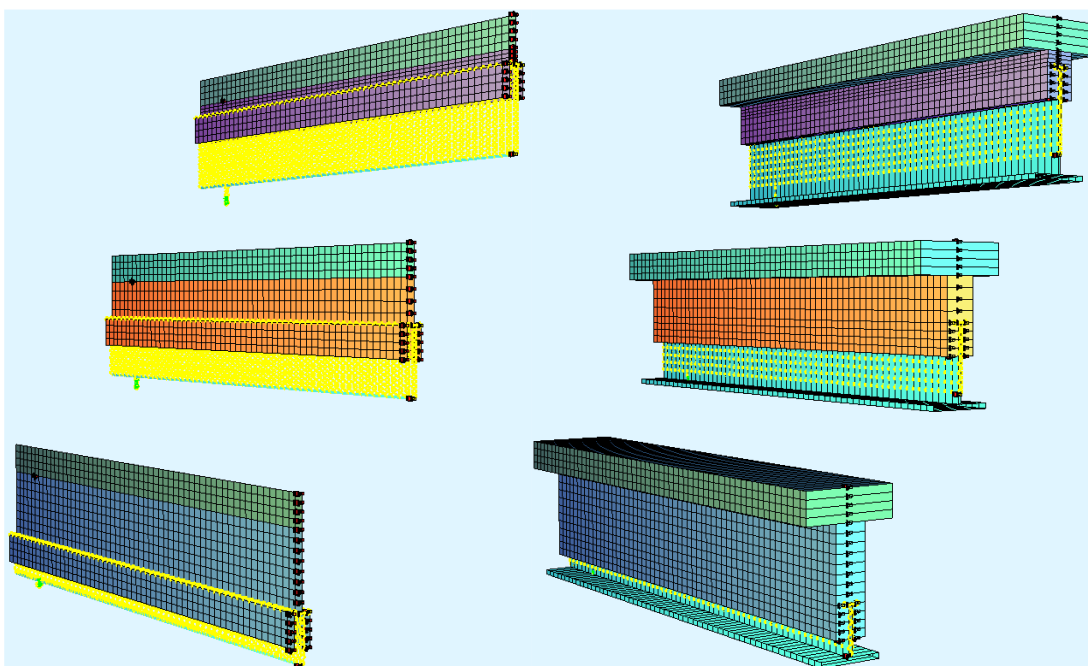
całej długości belki (Rys. 5.7). Osie prętów położone są w dolnej i górnej części zespolenia CD. Punkt podparcia na podporze belki został przesunięty na rzędną odpowiadającą dolnej powierzchni pasa dolnego kształtownika, a następnie sztywno połączony z prętem, który go reprezentuje. Zdefiniowanie elementów w taki sposób umożliwia zmianę sztywnego połączenia na podatne o stałej lub zmiennej sztywności w funkcji obciążenia, co pozwala na uwzględnienie poślizgu w zespoleniu. Tak zabieg nie jest możliwy w przypadku zastosowania stali i betonu w postaci jednego przekroju poprzecznego (SL00). Również w tym przypadku program wyznacza zasięg strefy niezarysowanego betonu i odpowiadające jej parametry i wartości naprężeń. Z uwagi na brak fizycznej reprezentacji środka żelbetowego żaden z dwóch wspomnianych modeli nie pozwala na weryfikację wykształcenia się mechanizmu ST i związanych z nim mechanizmów zniszczenia i odkształcenia. Sztywność postaciowa w ich

wypadku jest jedynie charakterystyką przekroju. Wobec powyższego zawieszono dalszy rozwój dwóch najmniej szczegółowych modeli konstrukcji (SL00 i SL10) na potrzeby prac badawczych. Z punktu widzenia projektowania rzeczywistych konstrukcji ich niewątpliwą zaletą jest znaczne uproszczenie modelu. Stosunkowo długo trwa natomiast generowanie przekroju z betonu zbrojonego, w którym każdy pręt znajduje geometryczną reprezentację.

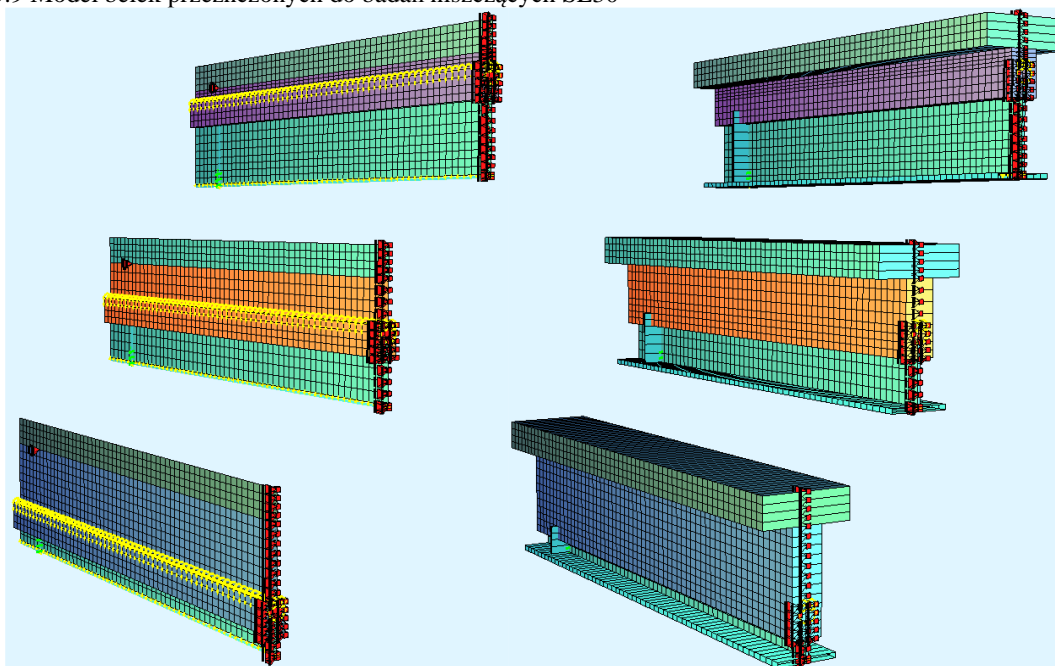
Dalsza ewolucja modeli obliczeniowych zakładała wprowadzenie środnika żelbetowego w postaci elementów typu QUAD w płaszczyźnie obciążenia. Rozwój modeli SL20-SL40 prowadzono równoległe. Scalono algorytm i wprowadzono możliwość wyboru poziomu



Rys. 5.8 Model belek przeznaczonych do badań niszczących SL20 szczególności. W przypadku modelu SL20 (Rys. 5.8) półka żelbetowa i teownik stalowy są reprezentowane przez elementy prętowe a środek żelbetowy został zamodelowany poprzez elementy typu QUAD. Oś pręta żelbetowej półki położona jest w połowie jej wysokości i połączona sztywno z górną krawędzią elementów środnika żelbetowego. Podobnie jak w przypadku mniej szczegółowych modeli zdefiniowano przekrój poprzeczny z reprezentacją poszczególnych prętów w elemencie, pozwalający na analizę nieliniową prętów. Środek żelbetowy w postaci elementów QUAD został podzielony na część główną w osi belki i dwie dodatkowe płaszczyzny reprezentujące część środnika poniżej zespolenia. Zostały one połączone sztywno z dolną krawędzią żelbetowego środnika w tej samej osi co stalowa część przekroju. Kształtownik stalowy reprezentowany jest elementem prętowym z odpowiednim



Rys. 5.9 Model belek przeznaczonych do badań niszczących SL30



Rys. 5.10 Model belek przeznaczonych do badań niszczących SL40

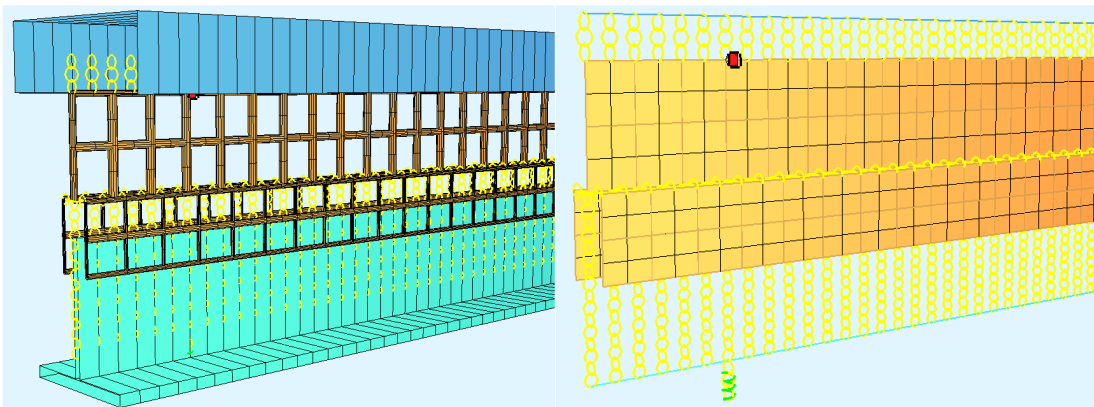
offsetem przekroju. W analizie liniowej zastosowanie wspomnianego offsetu nie ma żadnego wpływu efekt końcowy. W przypadku analizy nieliniowej, w której dodatkowo uwzględniono zespolenie o zmiennej sztywności, położenie elementu prętowego ma wpływ na uzyskiwane wyniki. W związku z tym do algorytmu wprowadzono modyfikację, która zapewnia możliwość wyboru offsetu przekroju poprzecznego pręta teownika. Dopuszcza ona lokalizację pręta

w poziomie dolnej krawędzi zespolenia CD, w środku ciężkości teownika, lub w poziomie dolnej krawędzi pasa stalowego. Biorąc pod uwagę, że elementy stanowią niezależne konstrukcje, zostały przydzielone do oddzielnych grup. Dzięki temu w danym module ASE nieobciążone belki pozostają nieaktywne. Skraca to czas analiz i pozwala na poprawę zbieżności wyników. Również w tym celu blokada przesuwu pionowego w przekroju podporowym została zapewniona przez podporę sprężystą o sztywności 200 GN/m, co w praktycznym ujęciu odpowiada sztywnemu podparciu elementu. Blokada przesuwu poprzecznego i obrotu została zastosowana w środku rozpiętości rzeczywistej belki na całej wysokości przekroju oraz w przekroju podporowym w poziomie dolnej krawędzi półki żelbetowej.

Model SL30 (Rys. 5.9) stanowi rozwinięcie SL20, w którym prętowa półka żelbetowa została zastąpiona elementami typu QUAD, leżącymi w płaszczyźnie środnika z odpowiednio zwiększoną grubością. Dzięki temu zapewniona jest ciągłość elementów na granicy pomiędzy środnikiem, a półką w kontekście powstania potencjalnego mechanizmu ST na wysokości półki. Zapewnia to również możliwość kontroli potencjalnego zniszczenia betonowego krzyżulca na połączeniu ze strefą ściskaną, w wyniku złożonego stanu naprężeń. Z uwagi na wizualizację wyników w programie, pozwala to też na bardziej przejrzystą ocenę przepływu sił i rozkładu naprężeń w przekroju. Ponadto analiza w zakresie nieliniowym elementów prętowych wymaga dodatkowego wewnętrznego odwołania do modułu AQB, który wyznacza rozkład naprężeń w przekroju, na podstawie sił wewnętrznych w pręcie. Należy mieć to na uwadze optymalizując czas obliczeń w modelach rzeczywistych konstrukcji. Przedstawiony model (SL30) prezentuje zdaniem autora preferowany poziom szczegółowości dla projektowanych rzeczywistych konstrukcji w zakresie analizy nieliniowej. W przypadku zastosowania liniowo-sprężystych parametrów materiałowych dla elementów prętowych, należy weryfikować dodatkowo stan odkształceń i naprężeń w teowniku stalowym (KMOD S0).

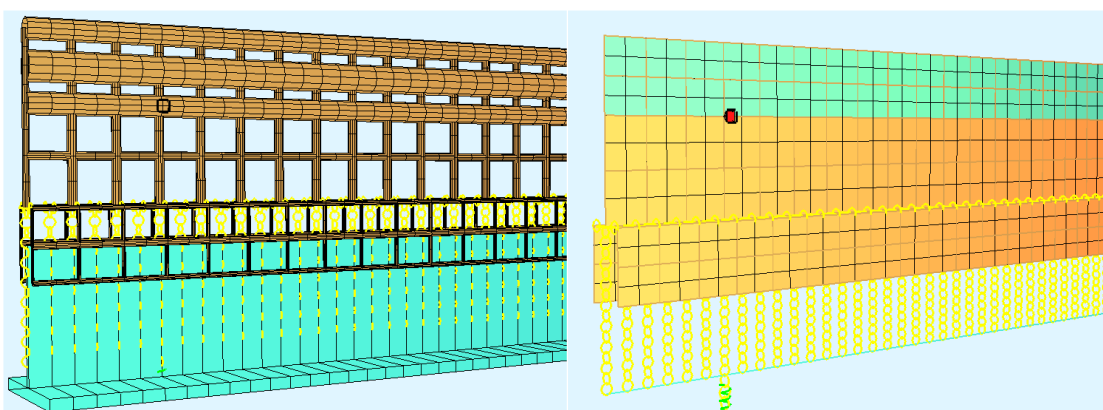
Model SL40 (Rys. 5.10) w odróżnieniu od mniej szczegółowych modeli pozwala na zamodelowanie środnika stalowego elementami typu QUAD, połączonymi sztywno z prętem reprezentującym dolną półkę stalową. Wprowadzenie takiej modyfikacji pozwala na wykształcenie się mechanizmu zniszczenia wynikającego z uplastycznienia stali, uwzględniając rozkład naprężeń w środniku. Ze względu na łatwy do wyznaczenia poziom siły

niszczącej z uwagi na nośność stalowego pasa dolnego, jego kontrola dla elementu prętowego jest stosunkowo prosta i sprowadza się głównie do weryfikacji siły osiowej. W ramach omawianego modelu dodano pręt stanowiący żebro podporowe. Zastosowanie elementów typu QUAD ułatwia również weryfikację różnicy odkształceń pomiędzy betonem i stalą na dowolnym poziomie, wobec czego możliwe jest bezpośrednie porównanie z wynikami poślizgów uzyskanych w czasie badań niszczących.

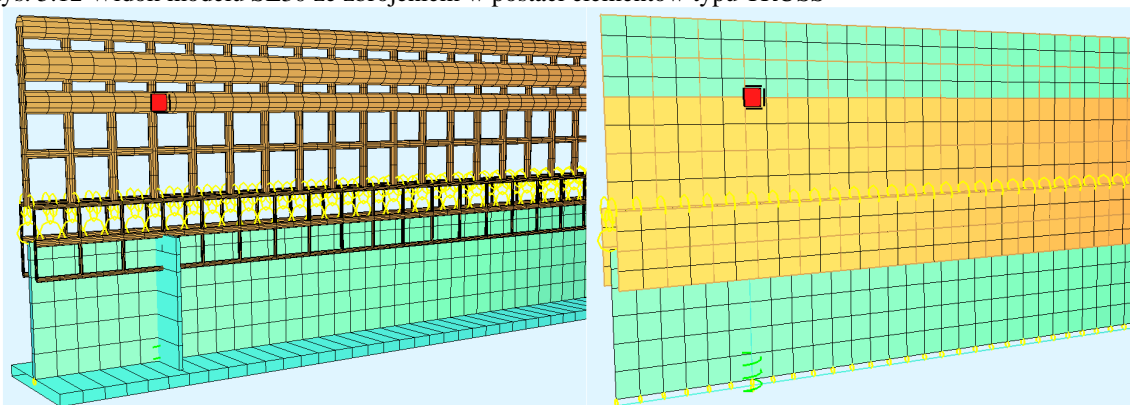


Rys. 5.11 Widok modelu SL20 ze zbrojeniem w postaci elementów typu TRUSS

Algorytmy modeli SL20-SL40 dopuszczają dwa sposoby reprezentacji prętów zbrojeniowych w elementach typu QUAD. Pierwszym z nich jest zastosowanie modułu BEMESS (BS) i zadanie rzeczywistych pól przekroju danych warstw zbrojenia. Druga metoda zakłada zastosowanie elementów prętowych przegubowych TRUSS (TS) reprezentujących pręty zbrojeniowe oraz elementów QUAD z betonu niezbrojonego (Rys. 5.11, Rys. 5.12, Rys. 5.13). Pola przekroju elementów prętowych dobierane są automatycznie w zależności od zadanej ilości zbrojenia w przekroju i zastosowanych podziałów na elementy. Zastosowany kołowy przekrój poprzeczny zbrojenia ma wymiar jedynie wizualny, ponieważ dla elementów TS jedyną charakterystyką przekroju braną pod uwagę, jest pole przekroju poprzecznego. Bazując na wcześniejszych doświadczeniach z analizami elementów wycinkowych, pole przekroju odpowiada średniej ilości zbrojenia z sąsiadujących elementami. Mając to na uwadze sztywność prętów skrajnych jest mniejsza niż prętów pomiędzy elementami. W ten sposób zdefiniowane pręty tworzą siatkę zbrojenia pozwalającą na przenoszenie sił rozciągających w węzłach stanowiących naroża elementów QUAD.



Rys. 5.12 Widok modelu SL30 ze zbrojeniem w postaci elementów typu TRUSS



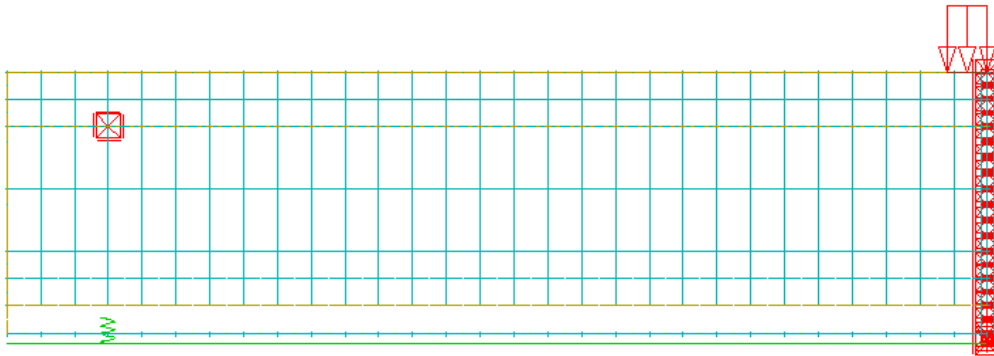
Rys. 5.13 Widok modelu SL40 ze zbrojeniem w postaci elementów typu TRUSS

Dla uproszczenia interpretacji wyników poniżej zestawiono najważniejsze charakterystyki modeli i używane w ramach analiz numerycznych skrótkowe oznaczenia modeli (Tab. 5.1).

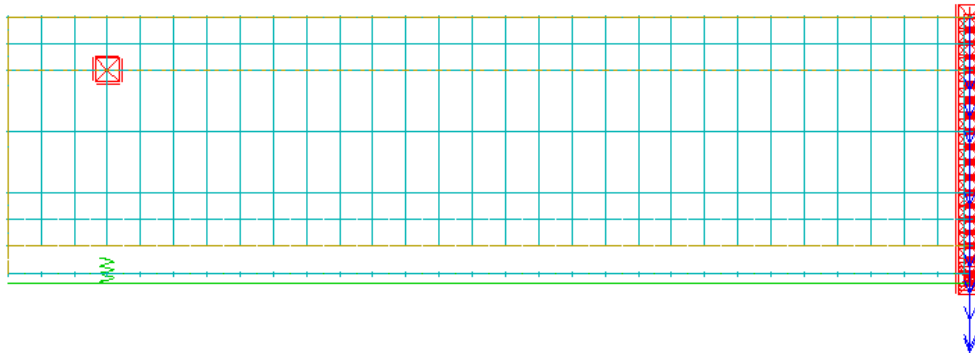
| | |
|------|--|
| SL00 | Część stalowa i żelbetowa belki modelowana jest w jednym przekroju. |
| SL10 | Część stalowa i żelbetowa belki modelowana jest elementami prętowymi |
| SL20 | Półka górna i teownik stalowy modelowany jest elementem prętowym. Środek żelbetowy zamodelowano elementami powierzchniowymi. |
| SL30 | Część żelbetowa (półka i środek) belki modelowana jest elementami powierzchniowymi. Teownik stalowy modelowany jest elementem prętowym. |
| SL40 | Jedynie pas dolny teownika modelowany jest elementem prętowym. Środek stalowy i żelbetowy oraz półka żelbetowa zamodelowana jest elementami powierzchniowymi. |
| BS | Zbrojenie w elementach powierzchniowych modelowane jest poprzez moduł BEMESS. |
| TS | Zbrojenie w elementach powierzchniowych modelowane jest poprzez elementy typu TRUSS. |
| TSF | Mechanizm <i>tension stiffening</i> |
| ULTI | Wymuszenie poprzez obciążenie rozłożone. Analiza z wykorzystaniem modułu ULTI pozwalającego na stopniowe zwiększanie obciążenia aż do zniszczenia elementu z uwzględnieniem historii obciążenia. |
| WZZ | Wymuszenie poprzez obciążenie rozłożone. Analiza z wykorzystaniem szeregu niezależnych przypadków nieliniowych obciążenia. |
| PZZ | Wymuszenie poprzez jednostkowe przemieszczenie w środku rozpiętości belki. Analiza z wykorzystaniem szeregu niezależnych przypadków nieliniowych obciążenia. |

Tab. 5.1 Zestawienie oznaczeń wykorzystywanych w analizach numerycznych

W celu dodatkowej weryfikacji uzyskanych wyników każda analiza została wymuszona na trzy różne sposoby. W tym celu do górnej krawędzi pólki żelbetowej testowego elementu, na długości blachy pod siłownikiem, przyłożono równomiernie rozłożone obciążenie liniowe (ULTI, PZZ) (Rys. 5.14). Alternatywnie zastosowano wymuszenie jednostkowego przemieszczenia (WZZ) (Rys. 5.15) wszystkich punktów zdefiniowanych w przekroju, w środku rozpiętości belki. Analizy obciążenia rozłożonego były prowadzone z wykorzystaniem modułu pozwalającego na stopniowe zwiększanie obciążenia, aż do zniszczenia elementu (ULTI) oraz jako seria niezależnych przypadków obciążenia nieliniowego (PZZ). W przypadku wymuszonego przemieszczenia (WZZ) zastosowano tylko drugą metodę niezależnych przypadków obciążenia (Tab. 5.1).



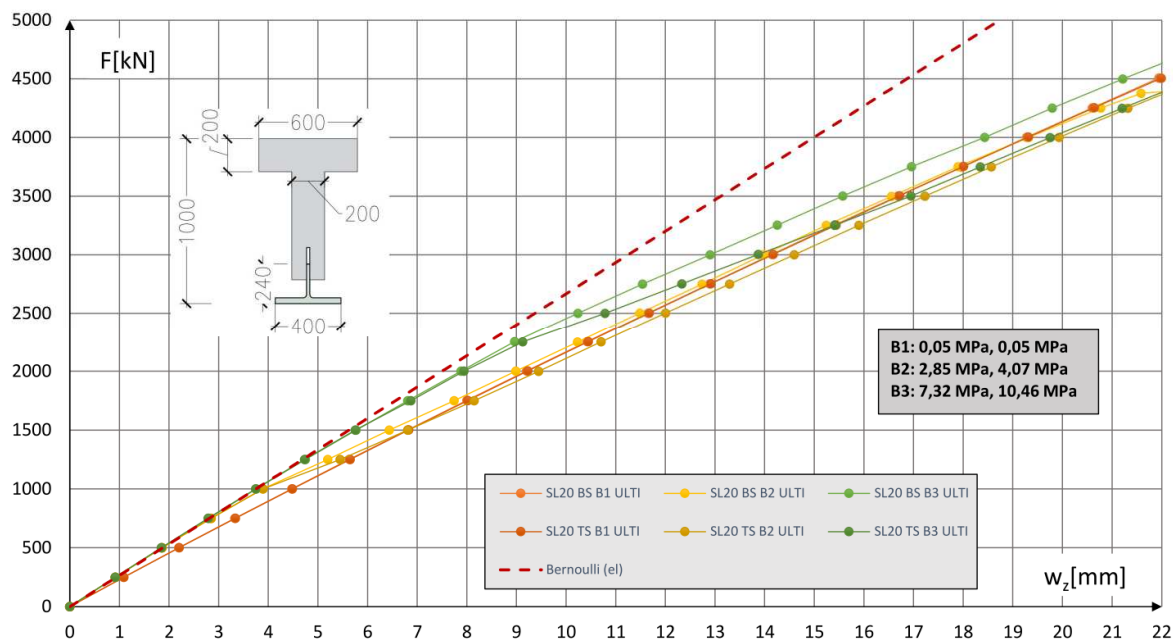
Rys. 5.14 Obciążenie liniowe przyłożone do górnej krawędzi modelu



Rys. 5.15 Obciążenie modelu w postaci wymuszenia przemieszczenia

5.3.2 Wpływ efektu *tension stiffening* (TSF)

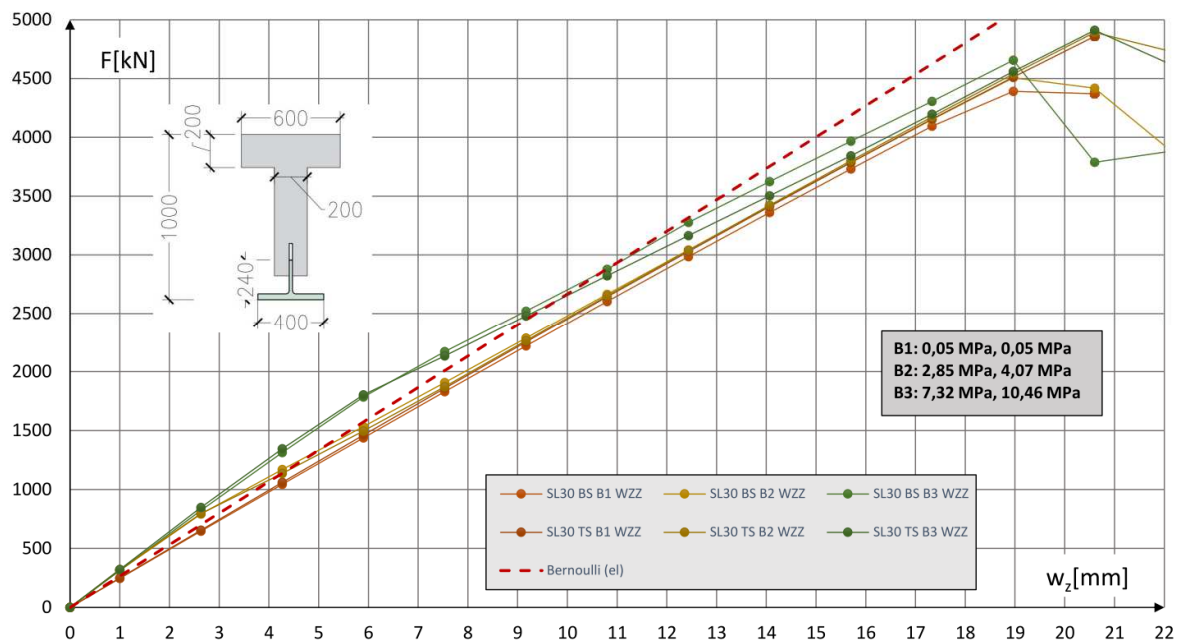
Ocenę wpływu efektu *tension stiffening* (TSF) na sztywność i mechanizm zniszczenia belki hybrydowej, opracowano w oparciu o analizę porównawczą odkształceń modeli SL20-SL40, ze zbrojeniem w postaci prętów TRUSS (TS) i z wykorzystaniem modułu BEMESS (BS). Do analiz przyjęto geometrię przekroju belki odpowiadającą elementowi SRCD-1 (Rys. 6.8). Duża względna wysokość środnika żelbetowego pozwoli na obserwację maksymalnego wpływu analizowanego efektu na elementy o przekroju hybrydowym. W przypadku modeli z fizycznymi prętami zastosowanie analizy uwzględniającej efekt TS jest niemożliwe, ponieważ element bez zbrojenia nie jest w stanie przenieść naprężeń



Rys. 5.16 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia ULTI w modelu SL20 (sztywne zespolenie)

rozciągających po zarysowaniu. Siły na pręty przekazywane są jedynie w węzłach. Na tym etapie analiz postanowiono dla 3 belek zastosować różne wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie poprzez modyfikację parametrów materiału w module AQUA (jest to również możliwe w ramach modyfikacji ASE CONC V4). Domyślna wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu C50/60 dla krzywej SL wynosi 2,85 MPa. W związku z powyższym w modelach typu TRUSS wprowadzono wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie 0,05 MPa, 2,85 MPa, oraz 7,32 MPa (co stanowi dwukrotność wytrzymałości dla betonu C100/115) nadając im odpowiednio oznaczenia B1, B2 i B3. Moduł BEMESS uwzględnia efekt TSF domyślnie na podstawie EC2, jednak możliwe jest także sterowanie nim z poziomu

modułu AQUA poprzez modyfikację parametrów betonu lub w module ASE (komenda CONC V3). W ramach tego możliwe jest podanie wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie zgodnie z EC2 odpowiadających mechanizmowi TSF. Wartością nominalną efektu TS dla betonu C50/60 jest 4,07 MPa. Wobec tego w analizie zastosowano 3 wartości modyfikacji naprężeń w stali zbrojeniowej 0,05 MPa, 4,07 MPa oraz 10,46 MPa (co stanowi dwukrotnie większą wartość niż domyślne naprężenia dla betonu C100/115 równych 5,23 MPa) (B1-B3). Wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie zostały dobrane analogicznie jak w przypadku modelu TS (TRUSS). Wpływ rozważanego mechanizmu analizowano poprzez porównanie wartości ugięć belek w środku rozpiętości. Analizy przeprowadzono dla modeli SL20-SL40 z uwzględnieniem wspomnianych różnych sposobów wymuszenia odkształcenia. We wszystkich modelach zastosowano zespolenie o zerowej podatności.

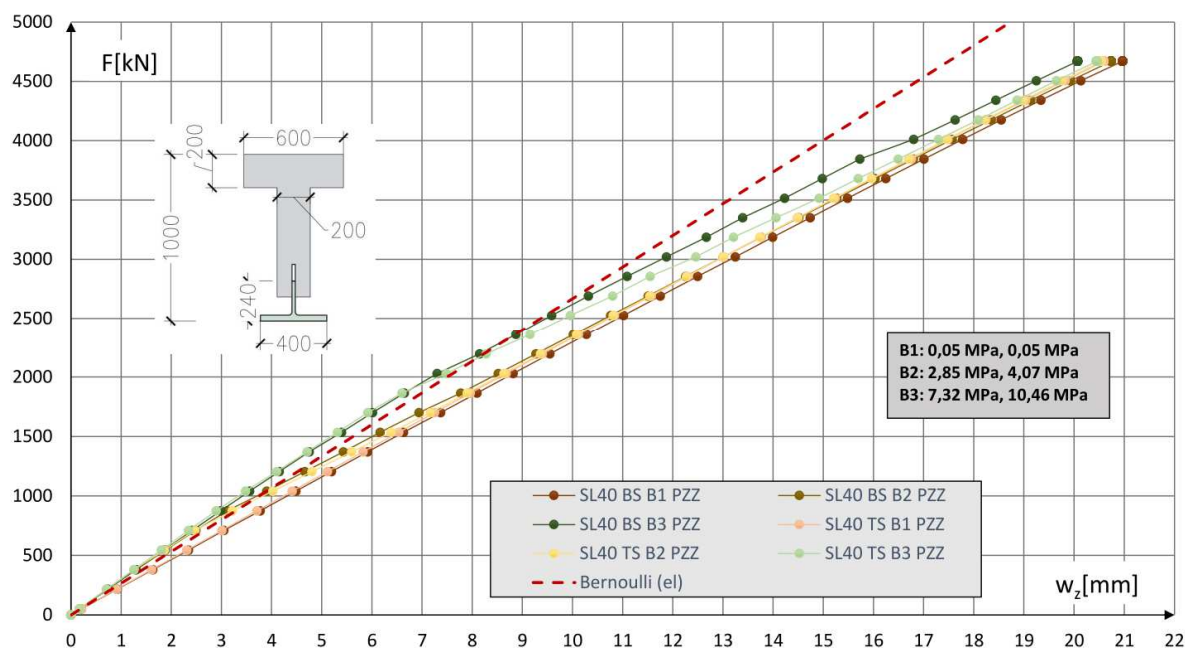


Rys. 5.17 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia WZZ w modelu SL30 (sztywne zespolenie)

W celu zachowania przejrzystości wyników zaprezentowano jedynie wybrane z nich. W przypadku modelu SL20 (Rys. 5.16) przedstawiono porównanie dla wymuszenia poprzez moduł nośności granicznej (ULTI). To samo wykonano dla modelu SL30 (Rys. 5.17) zakładając wymuszenie przemieszczeniowe (WZZ), a dla modelu SL40 (Rys. 5.18) poprzez niezależne przypadki obciążenia (PZZ). W celach porównawczych dodano również ugięcie belki Bernoulliego w zakresie sprężystym z uwzględnieniem zarysowania przekroju. Z uwagi na fakt, że moduł ULTI stosowany jest do wyznaczania granicznej nośności elementu, na tym

etapie analiz w jego przypadku zastosowano większe tolerancje dla wartości rezydualnych analiz nieliniowych. Skutkuje to niższymi o ok 10% wartościami sił przy odpowiadającej wartości ugięcia. Z uwagi na fakt, że ocenie podlega głównie jakościowy wpływ poszczególnych efektów, a moduł ten pełni rolę kontrolną, uznano to za dopuszczalne.

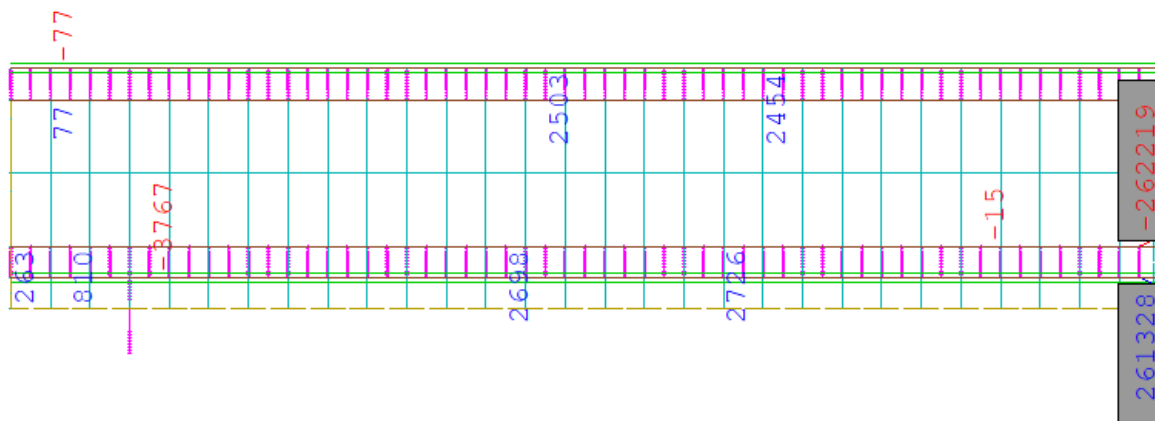
Niezależnie od zastosowanego modelu obliczeniowego (SL20-SL40) i rodzaju wymuszenia, zgodnie z przewidywaniami, modyfikacja wytrzymałości betonu na rozciąganie i efektu TSF ma wpływ na sztywność elementu. Przy czym w przypadku modelu z elementami prętowymi (TS) drugi z wymienionych efektów nie występuje. Również zgodnie z oczekiwaniami wpływ zwiększenia wytrzymałości na rozciąganie betonu w modelu prętowym (TRUSS) tracił na znaczeniu wraz z przyrostem obciążenia. Należy zauważyć, że mimo zastosowania wartości odpowiadających skrajnym, nierzeczywistym przypadkom obu zjawisk, ich wpływ na sztywność całego elementu jest stosunkowo niewielki. Porównaniu poddano wartości ugięcia w skrajnym wypadku dla modelu SL40 przy wartości siły 2030 kN,



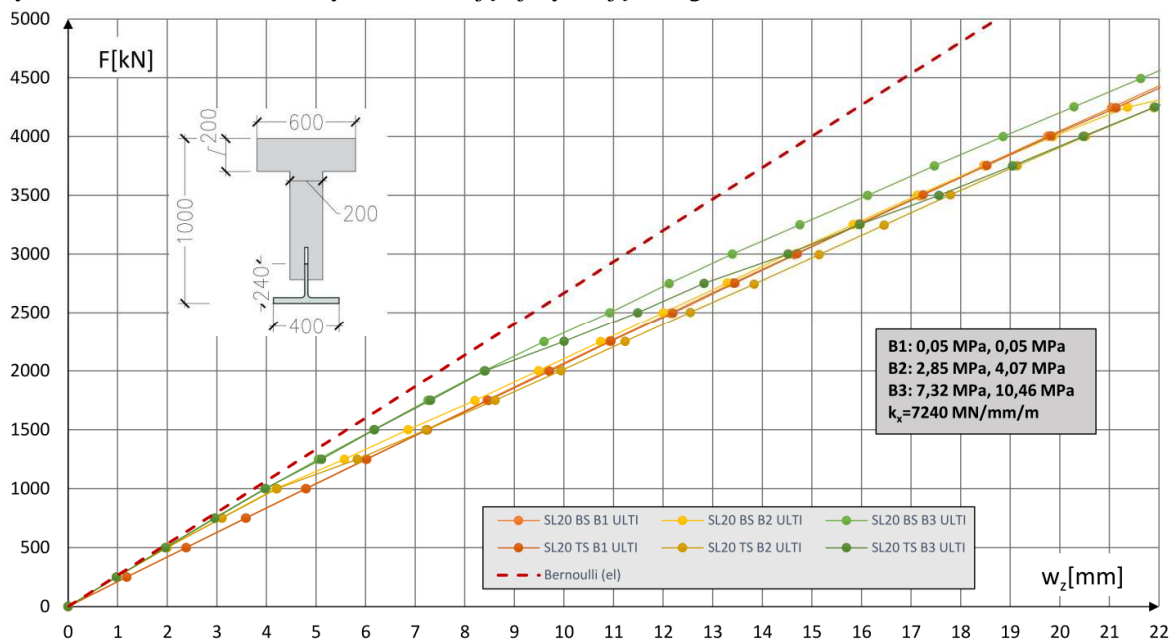
Rys. 5.18 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia PZZ w modelu SL40 (sztywne zespolenie)

gdy rozwartość rys jest mała, a wpływ efektu TSF największy. Wówczas ugięcie belki uwzględniającej sztywność betonu pomiędzy rysami (B3: 7,30 mm) jest mniejsze od ugięcia belki z pominięciem wspomnianego wpływu o 1,52 mm (B1:8,82 mm). Stanowi to redukcję o 17,2%. Są to jednak skrajne przypadki zarówno z punktu widzenia przyjętych przemieszczeń

jak i wartości referencyjnej siły (maksymalizacja efektu bezpośrednio po zarysowaniu). W rzeczywistości wpływ wspomnianych zjawisk będzie znacznie mniejszy. W stanie granicznym (SL40 4670 kN) różnica skrajnych wartości ugięcia wynosiła 0,89 mm (B3: 20,07 mm, B1: 20,96 mm) co odpowiada redukcji o ok 4,2%. Z punktu widzenia analizy rzeczywistych konstrukcji różnicę podatności na tym poziomie, można uznać za pomijalną. Niezależnie od analizowanego modelu otrzymano również istotnie mniejsze wartości ugięć niż uzyskane w toku badań wstępnych (SRCD-1: 43,6 mm dla 4496 kN) zaprezentowanych w pkt. 6.2.

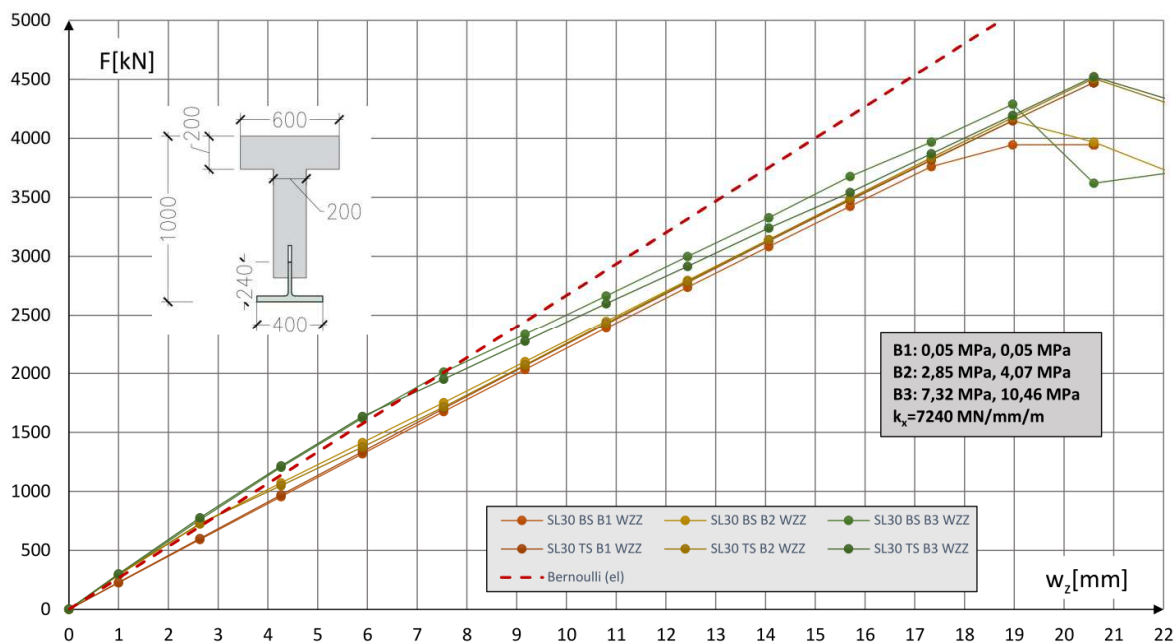


Rys. 5.19 Anomalia wartości siły rozwarstwiającej wynikająca z ograniczenia odkształceń dla modelu SL20

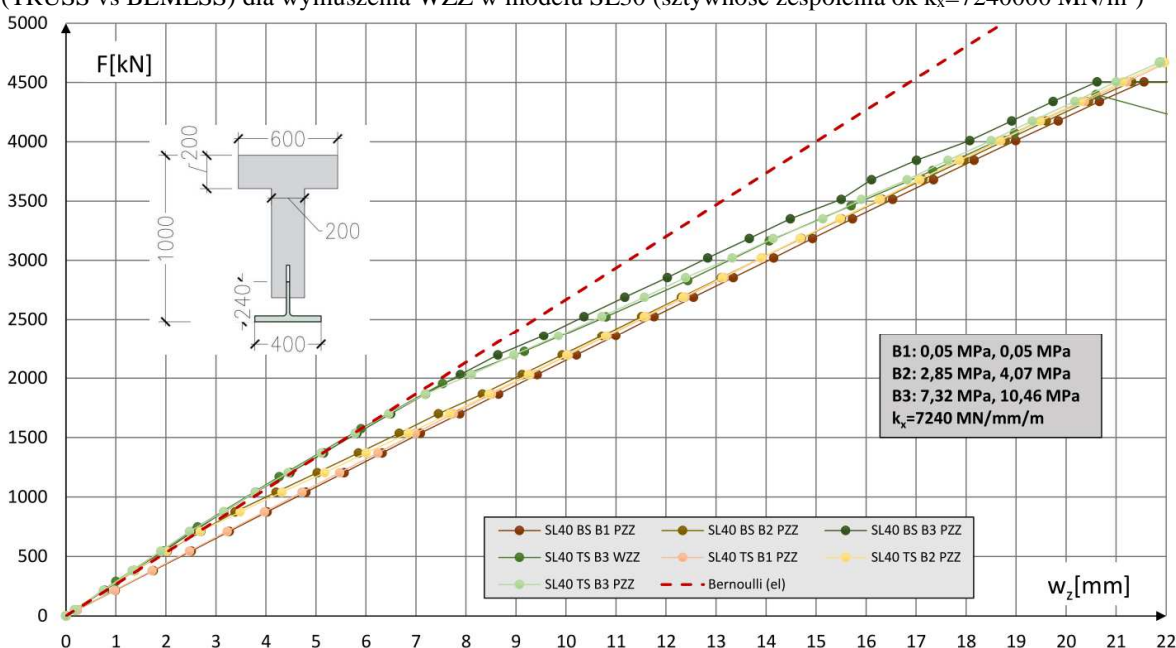


Rys. 5.20 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia ULTI w modelu SL20 (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000$ MN/m²)

Zastosowanie zerowej podatności więzi kinematycznej o wysokości łącznika, spowodowało powstanie w modelach numerycznych lokalnej anomalii w środku rozpiętości



Rys. 5.21 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia WZZ w modelu SL30 (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000$ MN/m²)



Rys. 5.22 Porównanie wartości ugięcia belki (SRCD-1) w zależności od zastosowanej reprezentacji zbrojenia (TRUSS vs BEMESS) dla wymuszenia PZZ w modelu SL40 (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000$ MN/m²)

belki. Skutkuje to skokowym wzrostem wartości siły rozwarstwiającej w tym przekroju (Rys. 5.19). Aby ocenić wpływ tego efektu na uzyskiwane wyniki, a także potencjalnie zminimalizować jego skutki, przygotowano dodatkową analizę wspomnianych modeli

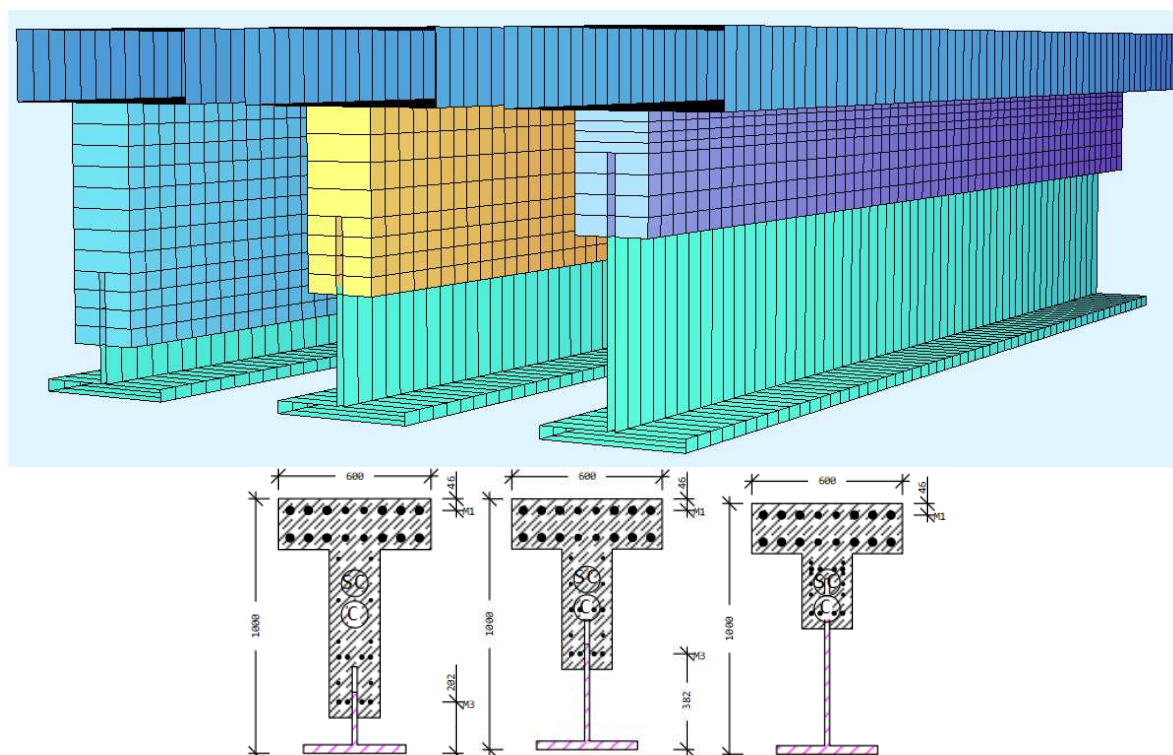
SL20-SL40, przyjmując w miejscu zespolenia więzi sprężyste. Nadano im kierunek równoległy do osi belki dzięki czemu ich wymiar na kierunku pionowym nie wpływa na uzyskane wyniki. Na tym etapie analiz zakłada się, że prognozowana sztywność zespolenia powinna wynosić około 724 MN/m^2 . Zatem w celu reprezentacji sztywnego zespolenia wprowadzono więzi o stałej sztywności zwiększonej współczynnikiem o wartości 10000 (dokładna wartość sztywności przyjęta wprowadzona w modelach to $k_x=7240000 \text{ MN/m}^2$) Przy tak dobranej sztywności przeanalizowano powtórnie wpływ efektu TSF na ugięcia belki. Wyniki ponownie zestawiono dla modeli SL20 (ULTI), SL30 (WZZ) i SL40 (PZZ). Analiza danych ukazuje, że wprowadzona modyfikacja skutkuje, zależnie od modelu i sposobu wymuszenia niewielkim, kilkuprocentowym wzrostem ugięcia belek. W celu oceny wpływu efektu TSF podobnie jak wcześniej porównano wyniki dla modelu SL40 przy obciążeniu o wartości 2030 kN. Wartość ugięcia z uwzględnieniem TSF (B3: 7,89 mm (+8%)) jest mniejsza od modelu bez uwzględnienia tego efektu o 1,53 mm (B1: 9,42 mm (+7%)). Wobec czego stanowi to redukcję o 16,2%. W chwili zniszczenia różnice pomiędzy ugięciami wynosiła natomiast 0,94 mm (B3: 20,62 mm, B1: 21,56 mm) co odpowiada redukcji o ok 4,5%. Przeprowadzona analiza potwierdziła wcześniej uzyskane wyniki, w zakresie wpływu efektu TSF na sztywność analizowanych belek hybrydowych. Biorąc pod uwagę przedstawione wyniki można stwierdzić, że efekt ten ma niewielki wpływ na zmniejszenie ugięcia całego elementu.

Przeprowadzona analiza porównawcza modeli TS i BS potwierdziła zbieżność wyników dla obu modeli, podobnie jak to miało miejsce w przypadku analizy lokalnych modeli wycinkowych. Można zatem przyjąć, że zachowanie elementów powierzchniowych modelowanych z wykorzystaniem modułu BEMESS właściwie oddaje zachowanie elementu żelbetowego w złożonym stanie naprężeń z uwzględnieniem zarysowania zarówno z uwagi na naprężenia normalne jak i styczne. Dotyczy to zarówno ilościowej (wartości przemieszczeń i sił), jak i jakościowej (różne mechanizmy zniszczenia) reprezentacji analizowanych elementów. W związku z powyższym w dalszych analizach skupiono się głównie na modelach BS, które pozwalają na uproszczenie geometrii i ograniczenie liczby elementów. Warianty modeli TS stosowano jedynie na użytek weryfikacji uzyskanych wyników.

5.3.3 Przekroje o różnej wysokości środnika stalowego i żelbetowego

W analizowanych powyżej elementach (SRCD-1) stalowa część środnika, ma stosunkowo niewielką wysokość w odniesieniu do wysokości przekroju. Większość siły

poprzecznej jest w związku z tym przenoszona przez środnik żelbetowy. Zatem przyjęcie analogicznych założeń jak dla przekroju żelbetowego, o ramieniu siły sprowadzonym do poziomu zespolenia (Rys. 2.10), byłoby uzasadnione (takie założenia przyjmowano w przypadku stosowania tzw. przekroju zbrojonego zewnątrz). Jednocześnie jest to konserwatywne podejście i niebędące obciążonym dużym błędem. Wraz ze zwiększeniem wysokości stalowego środnika stosowanie koncepcji zbrojenia zewnętrznego traci sens, ponieważ nie oddaje mechanizmu pracy przekroju (pkt. 2.1) (Rys. 2.14). Wobec tego zmiana stosunku wysokości części stalowej i żelbetowej jest jednym z najistotniejszych aspektów metody ogólnej wymiarowania przekrojów hybrydowych. Aby wykazać, że jej założenia pozostają spełnione niezależnie od względnej wysokości części stalowej i żelbetowej, w kolejnych analizach porównawczych wzięto również pod uwagę wpływ względnych wysokości na odkształcenia i wartości siły w zespoleniu. W tym celu przygotowano 3 modele

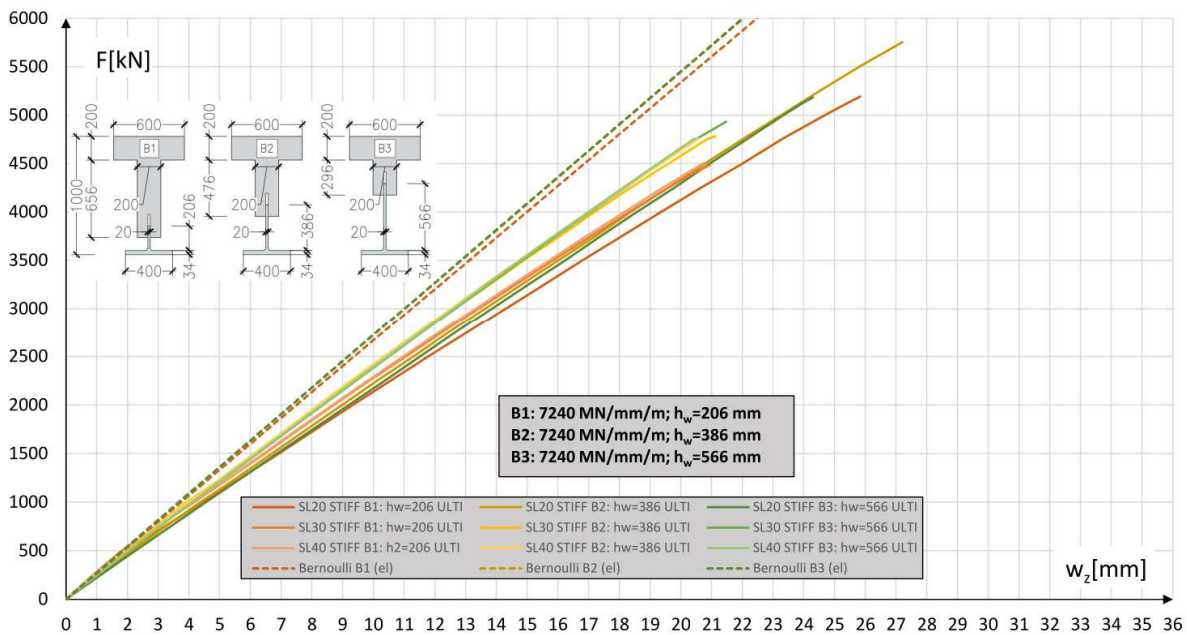


Rys. 5.23 Zestawienie zmiennej geometrii belek (SL20) do weryfikacji wpływu stosunku stalowego i żelbetowego środnika (położenia zespolenia) na wartości siły rozwarstwiającej

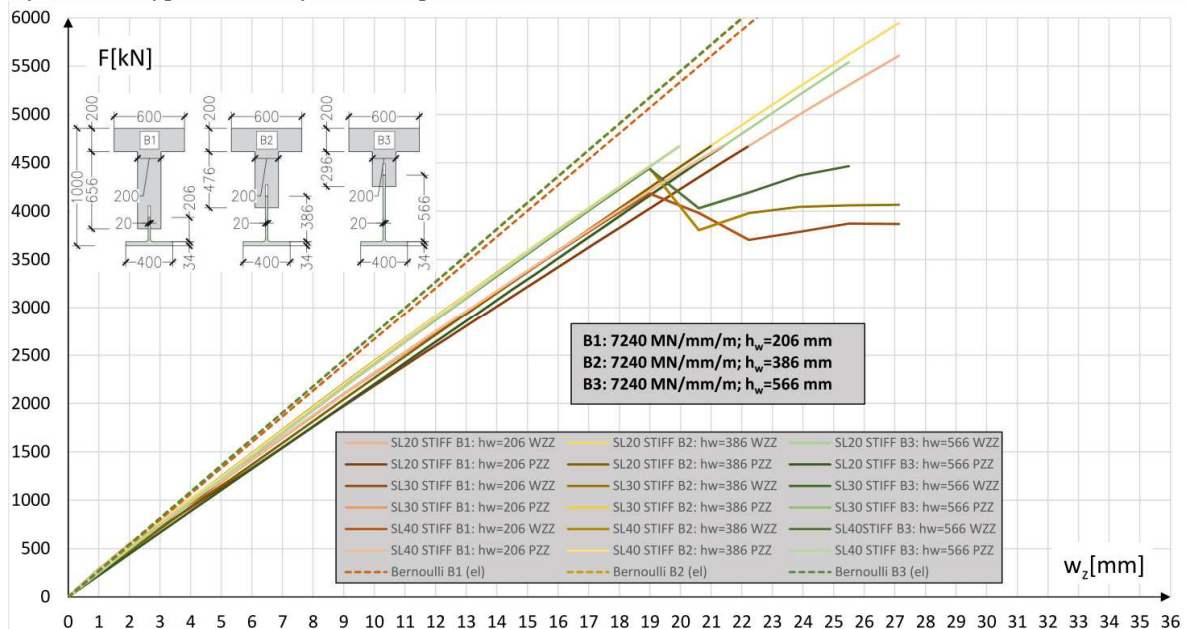
belek (Rys. 5.23) o zmiennej wysokości części stalowej (B1: 206,2 mm, B2: 386,2 mm, B3: 566,2 mm) i odpowiadającej wysokości części żelbetowej środnika (B1: 660 mm, B2: 480 mm, B3: 300 mm). Wielkości dobrano w taki sposób aby odległość podstawy łącznika

od dolnej powierzchni żelbetowego środnika, w każdym przypadku była równa 100 mm. Belka o najniższym stalowym środniku (B1) odpowiada geometrii belki do badań wstępnych (SRCD-1) i wcześniej analizowanych elementów jako model referencyjny.

5.3.4 Wpływ odkształceń postaciowych



Rys. 5.24 Porównanie wartości ugięcia belek o różnych wysokościach środnika modeli SL20-SL40 dla wymuszenia typu ULTI (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000 \text{ MN/m}^2$)

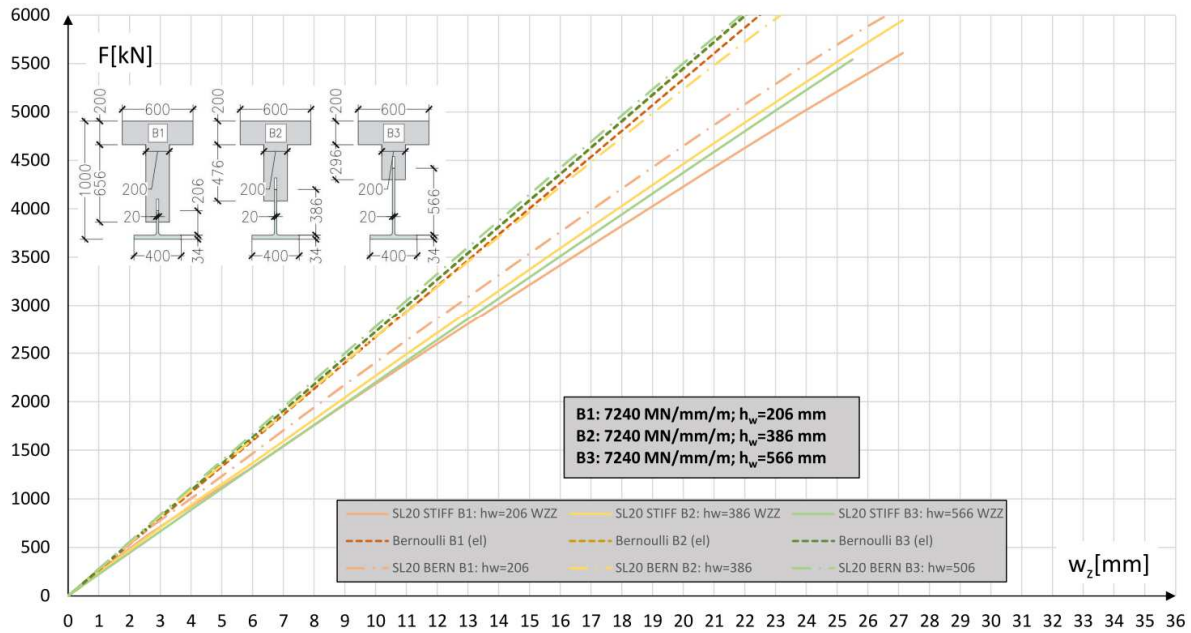


Rys. 5.25 Porównanie wartości ugięcia belek o różnych wysokościach środnika modeli SL20-SL40 dla wymuszenia typu WZZ i PZZ (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000 \text{ MN/m}^2$)

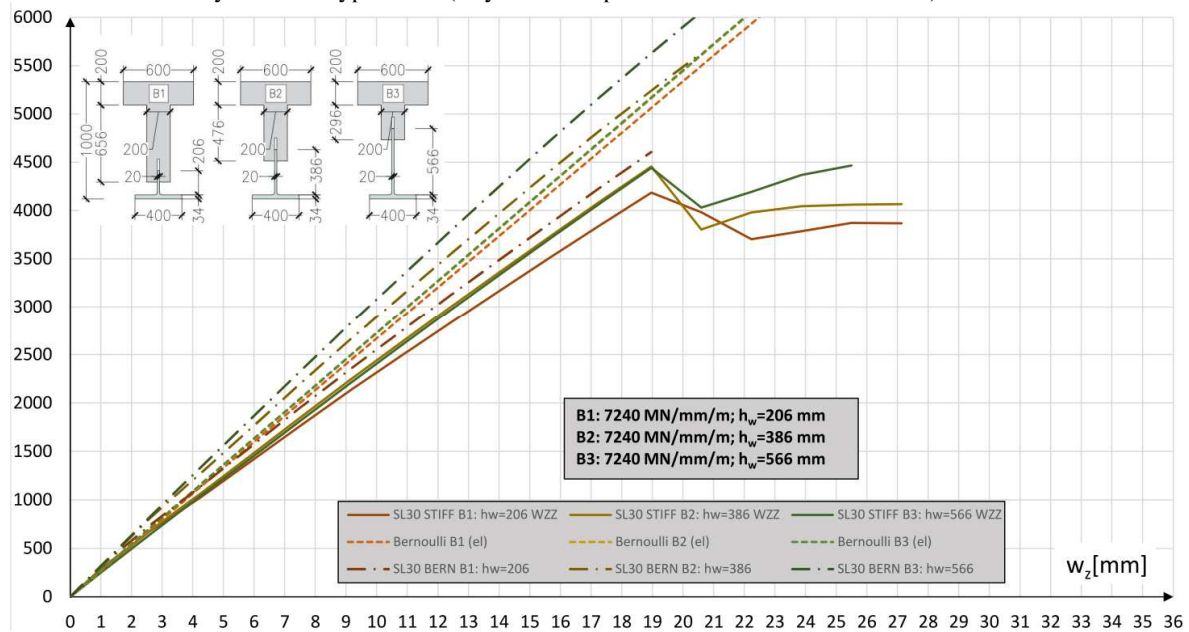
Analizując wartości ugięć przedstawione w pkt. 5.3.2, widoczna jest zauważalna różnica pomiędzy teoretycznymi ugięciami belki Bernoulliego, a wynikami otrzymanymi z modeli numerycznych. Wynika to między innymi z wpływu odkształcenia postaciowego belek. Należy przy tym zauważyć, że w przypadku belek hybrydowych wpływ na ugięcia ma zarówno odkształcenie postaciowe kształtownika stalowego jak i zarysowanego środnika żelbetowego. Wpływ na uzyskane wartości w zależności od analizowanego modelu (SL20-SL40) będą mieć również lokalne efekty rozkładu obciążenia skupionego. Będą one prowadziły do zmniejszenia wartości ugięcia belek w stosunku do uproszczonego modelu belki Bernoulliego z siłą skupioną w środku rozpiętości. Zwraca się uwagę, że wpływ mechanizmu ST i efekty lokalne, są ze sobą silnie powiązane. Uwzględnienie w modelu sztywności postaciowej środnika żelbetowego z uwzględnieniem jego zarysowania, będzie prowadziło do powstania lokalnych wpływów obciążenia skupionego, ponieważ bezpośrednio wykształcenie mechanizmu ST będzie wymagać zastosowania elementów powierzchniowych. Zastosowanie zastępczej kratownicy z elementów prętowych i więzi w jej płaszczyźnie, również będzie prowadziło do podobnych zaburzeń. Zmniejszenie lokalnych efektów poprzez wydłużenie elementu, będzie natomiast skutkowało zmniejszeniem znaczenia odkształceń postaciowych na rzecz deformacji wywołanych zginaniem. Wynika to z natury kształtowania się obu zjawisk w płaszczyźnie środnika żelbetowego. Aby oszacować wpływ obu efektów zdecydowano się na analizę belek o różnym stosunku wysokości części stalowej i żelbetowej (B1: $h_w=206$ mm, B2: $h_w=386$ mm, B3: $h_w=566$ mm). Podobnie jak w przypadku analiz wpływu TSF założono zespolenie nominalne ze współczynnikiem 10000 (ok 7240000 MN/m²), zakładając że odpowiada ono sztywnemu połączeniu. Podobnie jak to miało miejsce wcześniej, wyniki dla wymuszeń WZZ i PZZ pokrywają się ze sobą, a metoda ULTI wykazuje niewielkie odchylenia. Modele SL30 i SL40 generują bardzo zbliżone wartości ugięcia belek, podczas gdy modele SL20 wykazują się nieznacznie mniejszą sztywnością (Rys. 5.24, Rys. 5.25). Różnica w ugięciach belki dla belki B1 ($h_w=206$ mm) przy obciążeniu na poziomie 4670 kN (PZZ) pomiędzy modelami SL20 (22,20 mm) i SL40 (21,34 mm) wynosi 0,86 mm (4,0%). Z uwagi na zaobserwowane wcześniej różnice w ugięciach elementów, w porównaniach uwzględniono również ugięcie belki Bernoulliego w stanie zarysowanym. Niezależnie od analizowanego przekroju (B1-B3), widoczny jest zauważalny wzrost odkształceń uzyskanych dla modeli numerycznych spowodowany odkształceniami postaciowymi. Dla modelu SL40 różnica w ugięciach belki B1 ($h_w=206$ mm) wynosi 4,70 mm (22,19 mm, 17,49 mm) co stanowi wzrost

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

o 26,9%. Analogicznie dla belki B3 ($h_w=566$ mm) różnica ta wynosi 2,82 mm (19,95 mm, 17,13 mm) co stanowi wzrost o 16,5%. Biorąc pod uwagę wpływ efektów związanych z rozkładem obciążenia w strefie podporowej i przęsłowej, w rzeczywistości różnica ta może



Rys. 5.26 Porównanie belek o różnych wysokościach śródka i wpływu odkształceń postaciowych na ugięcia modelu SL20 dla wymuszenia typu WZZ (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000$ MN/m²)



Rys. 5.27 Porównanie belek o różnych wysokościach śródka i wpływu odkształceń postaciowych na ugięcia modelu SL30 dla wymuszenia typu WZZ (sztywność zespolenia ok $k_x=7240000$ MN/m²)

być nieznacznie większa. W celu dodatkowej analizy wpływu odkształceń postaciowych i efektów lokalnych, w modelu SL30 kształtownik stalowy, a w modelu SL20 również półkę

żelbetową zamodelowano w postaci belek Bernoulliego. Do porównania odkształceń przyjęto wyniki dla wymuszenia typu przemieszczeniowego (WZZ). Wyniki analiz, w których pominięto odkształcenia postaciowe oznaczono jako BERN. Różnice pomiędzy ugięciami modeli SL20 z uwzględnieniem i pominięciem sztywności postaciowej elementów prętowych, przy obciążeniu 4670 kN (Rys. 5.28) wynoszą odpowiednio B1: 2,11 mm (22,20 mm, 20,09 mm, +10,5%), B2: 3,24 mm (20,97 mm, 17,72 mm, +18,3%) i B3: 4,48 mm (21,38 mm, 16,90 mm, +26,5%). W przypadku modelu SL30 porównania dokonano dla obciążenia na poziomie 4000 kN (Rys. 5.27). Wówczas różnice w ugięciach wynoszą odpowiednio B1: 1,81 mm (18,05 mm, 16,24 mm, +11,1%), B2: 2,77 mm (16,87 mm, 14,10 mm, +19,6%) i B3: 3,82 mm (16,96 mm, 13,14 mm, +29,1%). Widać zatem, że wpływ modyfikacji jest zbliżony w przypadku obu modeli (SL20 i SL30). Największa różnica w ugięciach jest zauważalna dla belki B3 ($h_w=566$ mm). Jest to zrozumiałe biorąc pod uwagę wysokość jej stalowego środnika, którego odkształcenia postaciowe zostają pominięte. W tym elemencie zasięg strefy rozciąganej betonu jest minimalny. Dla sprężystego rozkładu naprężeń w przekroju wynosi około 20 mm, a w modelu obliczeniowym około 50 mm. Wysokość żelbetowego środnika w mechanizmie ST również jest minimalna (100 mm). Wobec tego wprowadzona modyfikacja powinna sprawić niemal całkowite wyeliminowanie odkształceń postaciowych tego modelu. Porównując ugięcia belek B2 i B3 (Rys. 5.26) widać, że pierwotnie sztywniejsza belka B2 po pominięciu odkształceń postaciowych w stalowym środniku, charakteryzuje się większymi ugięciami. Można zatem przyjąć, że zbieżność ich ugięć była przypadkowym efektem podobnej sztywności środnika stalowego i zarysowanego środnika żelbetowego.

Model SL20 powinien wykazywać się najmniejszą podatnością na działanie wpływów lokalnych. Zmodyfikowane ugięcia z pominięciem odkształceń postaciowych, w jego przypadku dla belki B3 niemal pokrywają się z wartościami dla belki Bernoulliego. Dla modelu SL30 ugięcie modelu numerycznego jest mniejsze o ok 1,53 mm (14,67 mm, 13,14 mm, +11,7%) od teoretycznego ugięcia wynikającego ze zginania. Można przypuszczać, że w przypadku tego modelu jest to wpływ lokalnego efektu przyłożenia obciążenia.

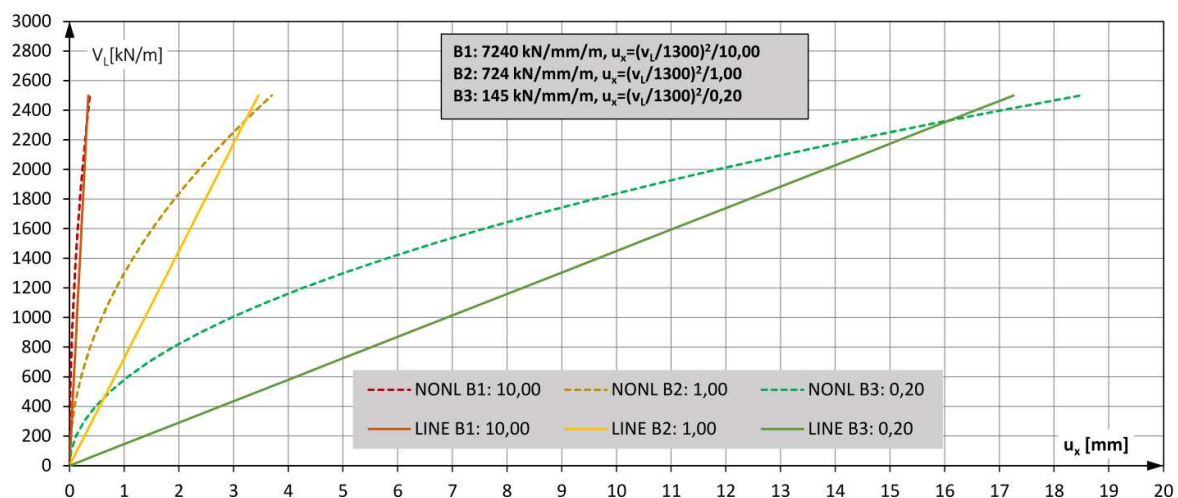
Przeprowadzone analizy wskazują, że uwzględnienie odkształceń postaciowych środnika, w przypadku zadanej geometrii prowadzi do zwiększenia ugięcia rozważanych modeli względem teoretycznej belki Bernoulliego o około 30%. Efekt TSF powoduje niewielką

redukcję ugięcia względem modeli, w których efekt ten jest pomijany, jednak różnica ta jest mniejsza niż 10%. Przeanalizowane mechanizmy nie tłumaczą zatem w pełni znacznego wzrostu odkształceń badanych elementów SRCD-1 względem ugięcia sprężystego belki Bernoulliego i analizowanych modeli uwzględniających odkształcenia postaciowe. Wartość ugięć belki wynikająca jedynie ze sztywności na zginanie, w zakresie sprężystym i uwzględnieniem zarysowania betonu, dla wartości siły 4496 kN jest równa 16,8 mm. Tymczasem ugięcie belki SRCD-1 podczas badań wyniosło 43,6 mm co stanowi wzrost o około 160%.

Mimo zminimalizowania efektu TSF i uwzględnieniu zarysowania środnika, wartości ugięcia modeli numerycznych i sprężystego ugięcia belki Bernoulliego są znacznie mniejsze od wartości uzyskanych w toku wstępnych badań niszczących (SRCD-1).

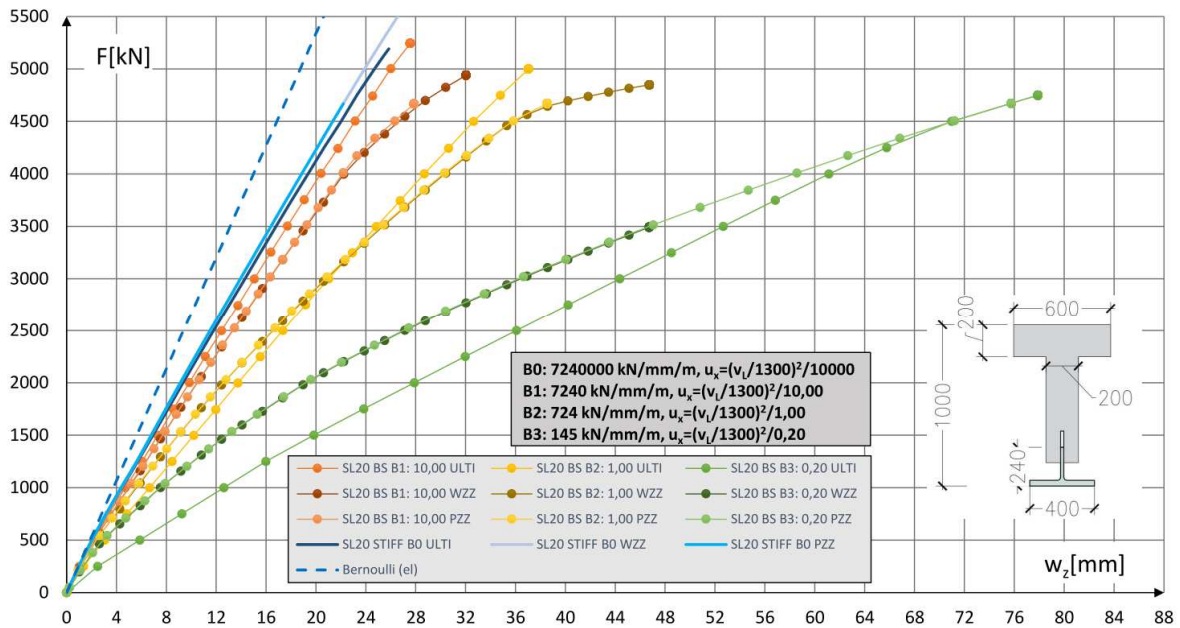
5.3.5 Sztywność zespolenia

Mając na uwadze uzyskane wyniki ugięć, w celu przygotowania modelu pozwalającego na możliwie najlepszą reprezentację rzeczywistych elementów, analizie poddano również wpływ podatności zespolenia na uzyskiwane wyniki. Analogicznie jak w przypadku

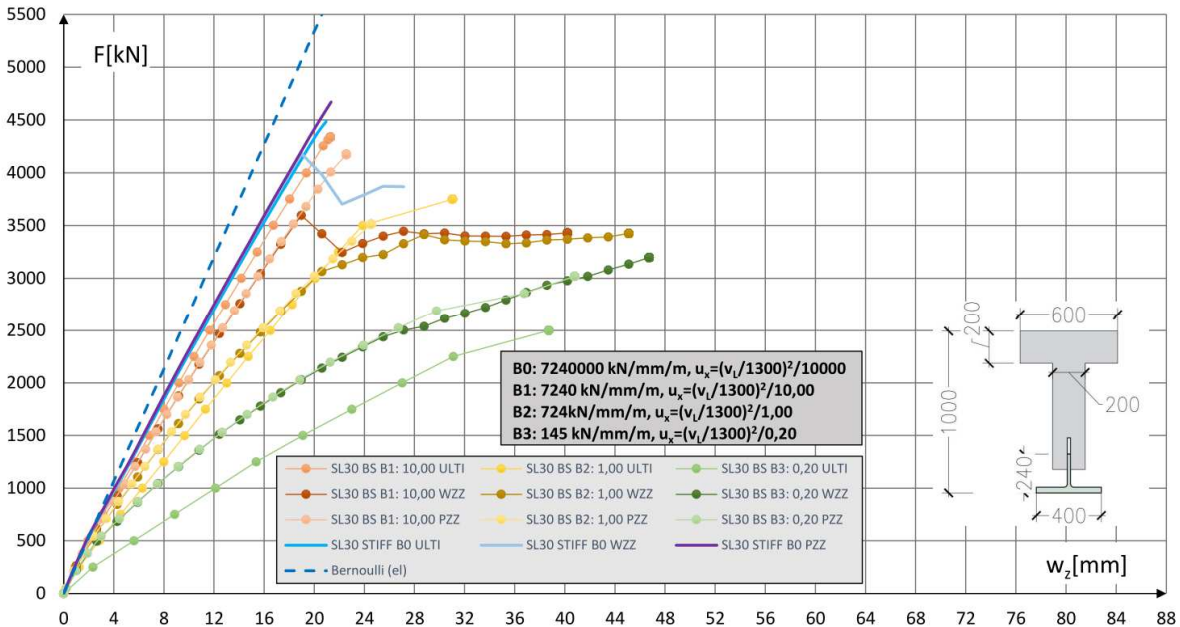


Rys. 5.28 Założone nieliniowe (NONL) i liniowo-sprężyste (LINE) zależności poślizgu od siły w zespoleniu dla poszczególnych elementów (stała sztywności zespolenia k_x : B1: 7240 MN/m², B2: 724 MN/m², B3: 145 kN/m²) weryfikacji wpływu efektu TSF, przeprowadzono obliczenia dla trzech typów modeli SL20-SL40. Środnik żelbetowy został zamodelowany z wykorzystaniem modułu BEMESS (BS). Również jak to miało miejsce we wcześniejszych krokach, kontrolnie realizowano trzy sposoby wymuszenia zniszczenia (ULTI, WZZ i PZZ). W celu oceny wpływu poślizgu na

sztwywność elementu wprowadzono trzy poziomy podatności zespolenia. W module ULTI zastosowano liniowo-sprężyste zespolenie o stałej nominalnej sztywności ok 724 MN/m³, która dla poszczególnych wariantów została zmodyfikowana odpowiednio współczynnikami 10,00 (B1: 7240 MN/m²), 1,00 (B2: 724 MN/m²) i 0,20 (B3: 145 MN/m²). W przypadku wymuszenia



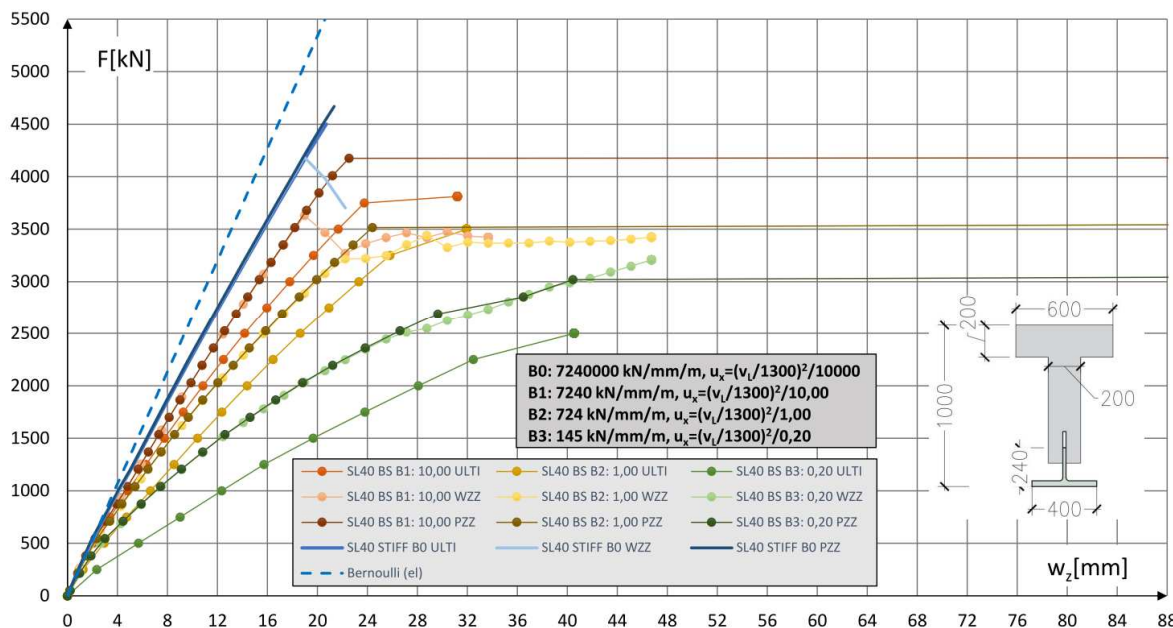
Rys. 5.29 Porównanie wartości ugięcia dla modelu SL20 w zależności od zastosowanej podatności zespolenia (B1-B3) i od zastosowanego sposobu wymuszenia zniszczenia (ULTI, WZZ i PZZ)



Rys. 5.30 Porównanie wartości ugięcia dla modelu SL30 w zależności od zastosowanej podatności zespolenia (B1-B3) i od zastosowanego sposobu wymuszenia zniszczenia (ULTI, WZZ i PZZ)

WZZ i PZZ zastosowano zmienną sztywność zespolenia. W związku z tym wprowadzono krzywą zależności pomiędzy siłą rozwarstwiającą (v_L) i poślizgiem. Do wartości krzywoliniowych również zastosowano wspomniane wyżej współczynniki (Rys. 5.28). Dodatkowo dodano również poziom porównawczy w postaci modelu ze sztywnym zespoleniem (B0 STIFF). W jego przypadku podobnie jako to miało miejsce w pkt. 5.3.4 przyjęto współczynnik zwiększających o wartości 10000 i odpowiadającą mu sztywność nominalną 7240 MN/mm/m. Na tej podstawie przygotowano analizę zachowania elementów w zależności od sztywności zespolenia, bazując na wartości ugięcia w środku rozpiętości belek.

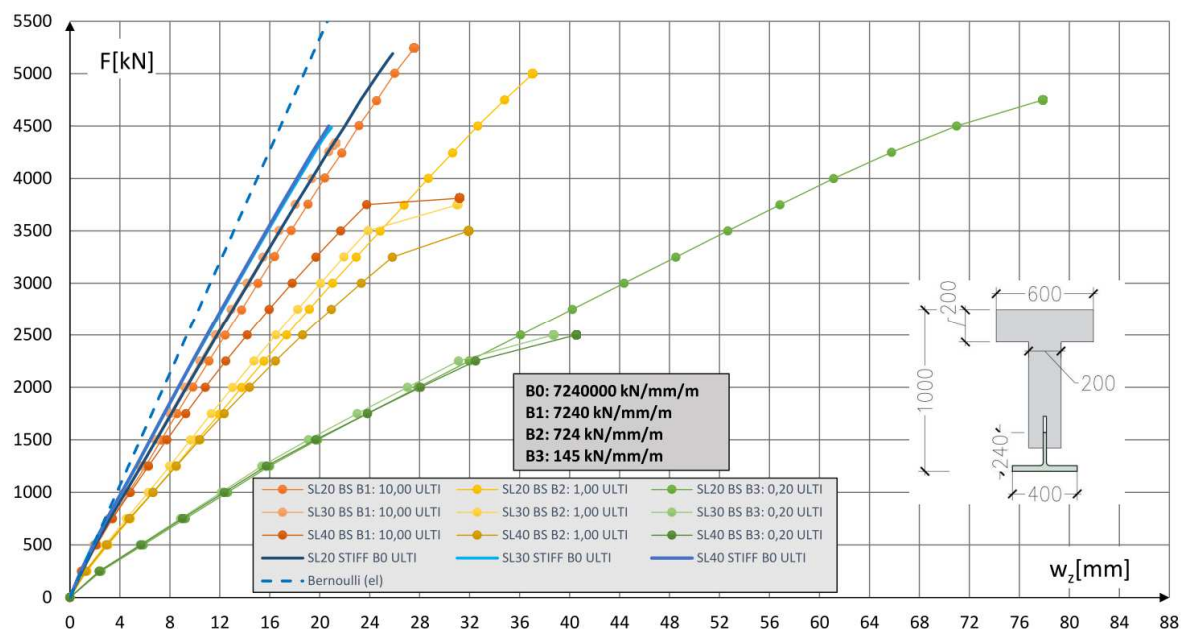
W pierwszym etapie porównania, podobnie jak w przypadku analizy wpływu efektu TSF, zastosowano jednakową geometrię wszystkich belek odpowiadającą elementowi SRCD-1 (Rys. 6.8). Ścieżki zniszczenia dla wymuszenia przemieszczeniowego (WZZ) i obciążenia rozłożonego (PZZ), z uwzględnieniem zmiennej sztywności zespolenia, niemal pokrywają się ze sobą. Potwierdza to właściwe zachowanie modelu niezależnie od zastosowanej metody obciążenia (Rys. 5.29-Rys. 5.31). Uzyskane wyniki wskazują na znaczny



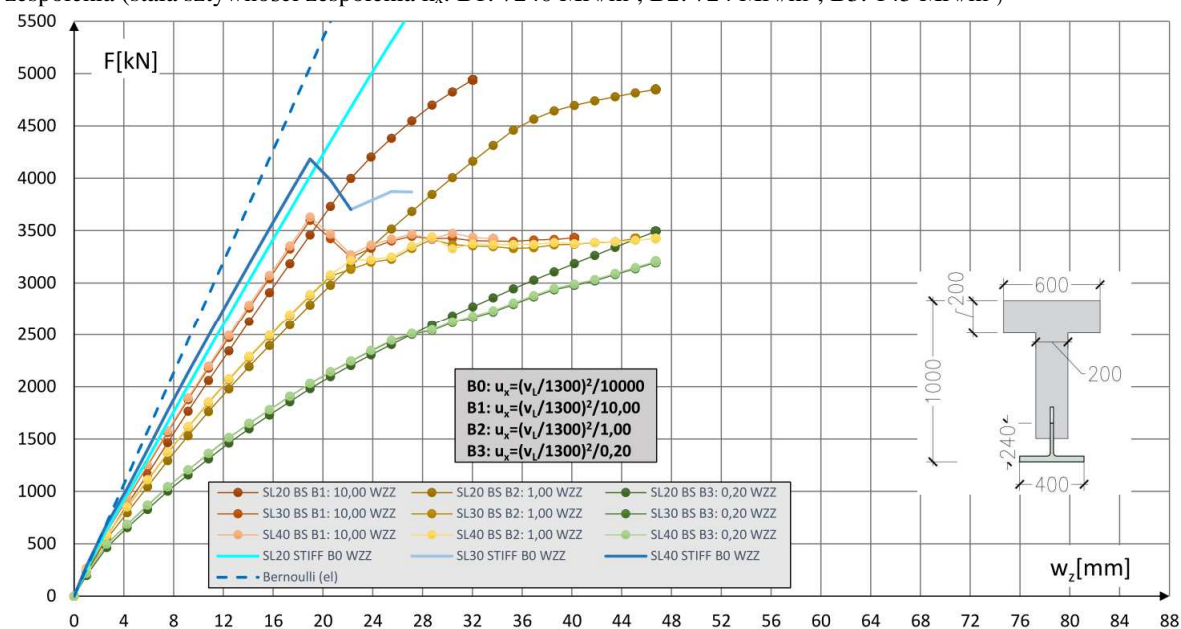
Rys. 5.31 Porównanie wartości ugięcia dla modelu SL40 w zależności od zastosowanej podatności zespolenia (B1-B3) i od zastosowanego sposobu wymuszenia zniszczenia (ULTI, WZZ i PZZ)

wpływ podatności zespolenia na sztywność całego elementu. Jest to dobrze widoczne w odniesieniu do modelu z zerową podatnością w zespoleniu (B0). Nawet pomiędzy ugięciami elementu z zastosowanym współczynnikiem zwiększającym spodziewaną sztywność

zespoleń 10-krotnie, a elementami ze sztywnym zespoleciem wciąż występują istotne różnice. Dla mniejszych sztywności różnice te są zdecydowanie większe. Porównanie ścieżek przyrostu ugięcia, w funkcji obciążenia, modeli numerycznych i teoretycznego ugięcia belki



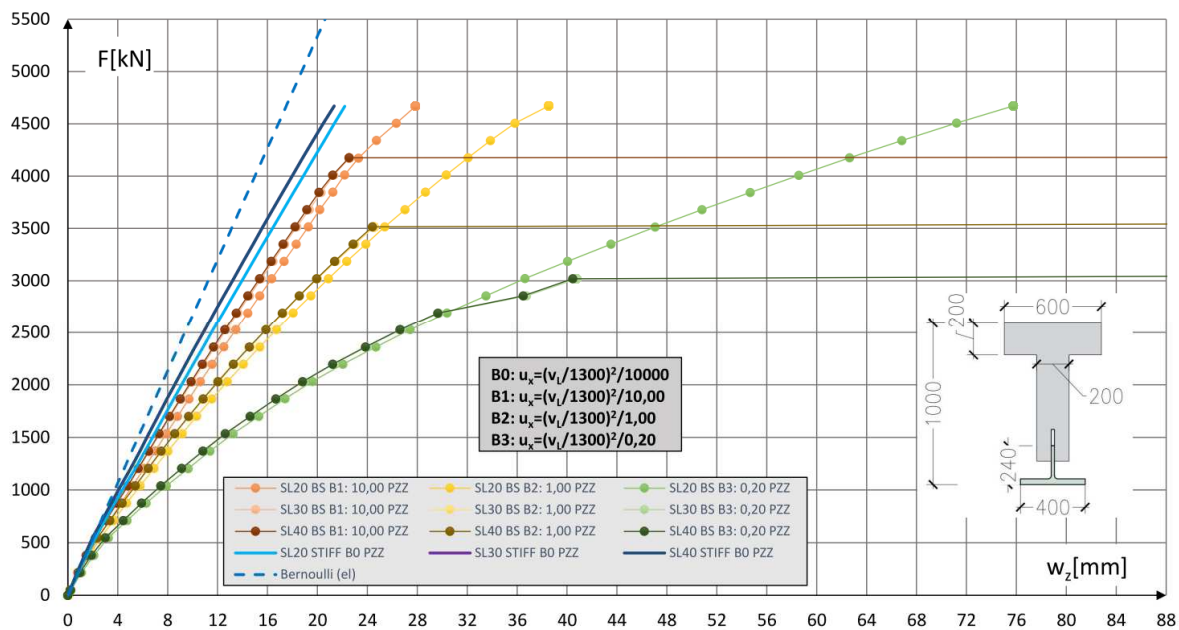
Rys. 5.32 Porównanie wartości ugięcia dla modeli SL20-SL40 (ULTI) przy zastosowaniu stałej sztywności zespoleń (stała sztywności zespoleń k_x : B1: 7240 MN/m², B2: 724 MN/m², B3: 145 MN/m²)



Rys. 5.33 Porównanie wartości ugięcia dla modeli SL20-SL40 (WZZ) z uwzględnieniem zmiennej sztywności zespoleń

Bernoulliego, z uwzględnieniem wcześniejszych analiz, daje pogląd na wpływ efektów TSF, odkształcenia postaciowego, sztywności zespoleń, sposobu obciążenia i stopnia

szczególności modelu obliczeniowego na sztywność elementu. W przypadku modelu SL20 (Rys. 5.29) zmiana sztywności zespolenia wpływa w niewielkim stopniu na wartość siły niszczonej. Na tym etapie analiz założono nieliniowe parametry materiałowe jedynie w przypadku elementów typu QUAD. Dla elementów typu BEAM przyjęto sprężyste charakterystyki materiałowe. W związku z tym model ten uwzględnia rzeczywisty mechanizm zniszczenia środnika żelbetowego i zespolenia (WZZ, PZZ), pomijając mechanizmy zniszczenia wynikające z nośności półki żelbetowej i kształtownika stalowego. W modelach SL30 (Rys. 5.30) i SL40 (Rys. 5.31) wyczerpanie nośności następuje przy mniejszym poziomie

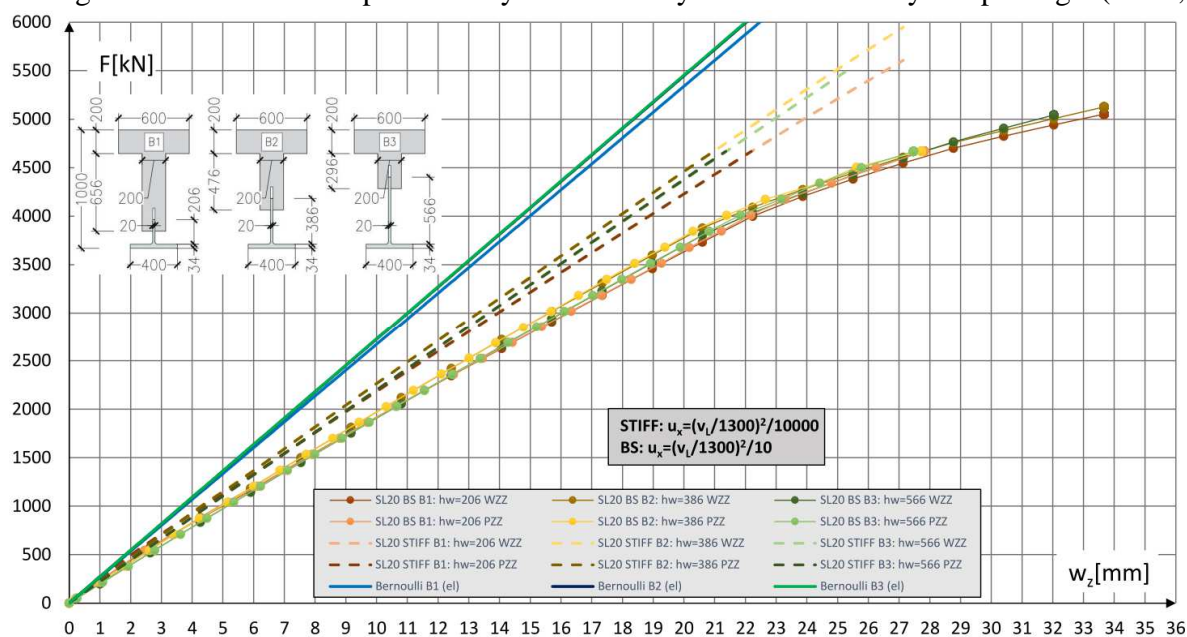


Rys. 5.34 Porównanie wartości ugięcia dla modeli SL20-SL40 (PZZ) z uwzględnieniem zmiennej sztywności zespolenia

obciążenia (Rys. 5.29), z uwagi na osiągnięcie granicznych naprężeń ściskających w półce żelbetowej. Mechanizm ten ma lokalny charakter i jest wynikiem przyłożonego w tym przekroju obciążenia skupionego. Powoduje to koncentrację naprężeń w modelu obliczeniowym. Można założyć, że w rzeczywistym elemencie, wpływ tego efektu będzie mniejszy, a wartość siły niszczonej będzie większa od uzyskanej w modelu. Niemniej wyznaczając wartość granicznego obciążenia należy kontrolować mechanizmy zniszczenia odpowiadające elementom prętowym. W przypadku modelu SL40 dotyczy to jedynie pasa dolnego teownika, dla SL30 obejmuje to weryfikację naprężeń w całym kształtowniku stalowym, a w przypadku SL20 dodatkowo obejmuje weryfikację naprężeń w półce żelbetowej. Biorąc pod uwagę, że analizowane elementy zostały zaprojektowane, w taki sposób, aby uległy

zniszczeniu z uwagi na ścinanie, (główna tematyka niniejszej rozprawy) najistotniejsze jest uwzględnienie nieliniowego zachowania żelbetowego środka. W tym zakresie modele SL20-SL40 powinny pozwolić na uzyskanie zbliżonych wartości odkształceń konstrukcji i sił w zespoleniu.

Potwierdza to porównanie przebiegu ścieżek ugięcia dla modeli różnych klas (SL20-SL40) przy tym samym sposobie jego wymuszenia ULTI (Rys. 5.32), WZZ (Rys. 5.33), PZZ (Rys. 5.34), które w dużej mierze pokrywają. Zauważalne są natomiast istotne różnice rozwoju odkształceń elementu, w zależności od zastosowania stałej lub zmiennej sztywności zespolenia. Nakładają się one z wcześniej wspomnianymi różnicami w odkształceniach, wynikających z zastosowanych tolerancji i sposobu analizy przez moduł ULTI. Dla zadanych parametrów, ugięcia belek ze stałą sztywnością zespolenia (ULTI) były większe niż analogiczne wartości dla wprowadzonych nieliniowych zależności siły od poślizgu (WZZ,



Rys. 5.35 Porównanie wartości ugięć belek o różnej względnej wysokości środka stalowego dla modelu SL20 (WZZ i PZZ). Liniami przerywanymi oznaczono modele ze sztywnym zespoleniem i zarysowanym środkiem (sztywność zwiększona 10000-krotnie względem nominalnej), liniami z okrągłymi znacznikami oznaczono modele z podatym (sztywność zwiększona 10-krotnie względem nominalnej) zespoleniem i zarysowanym środkiem.

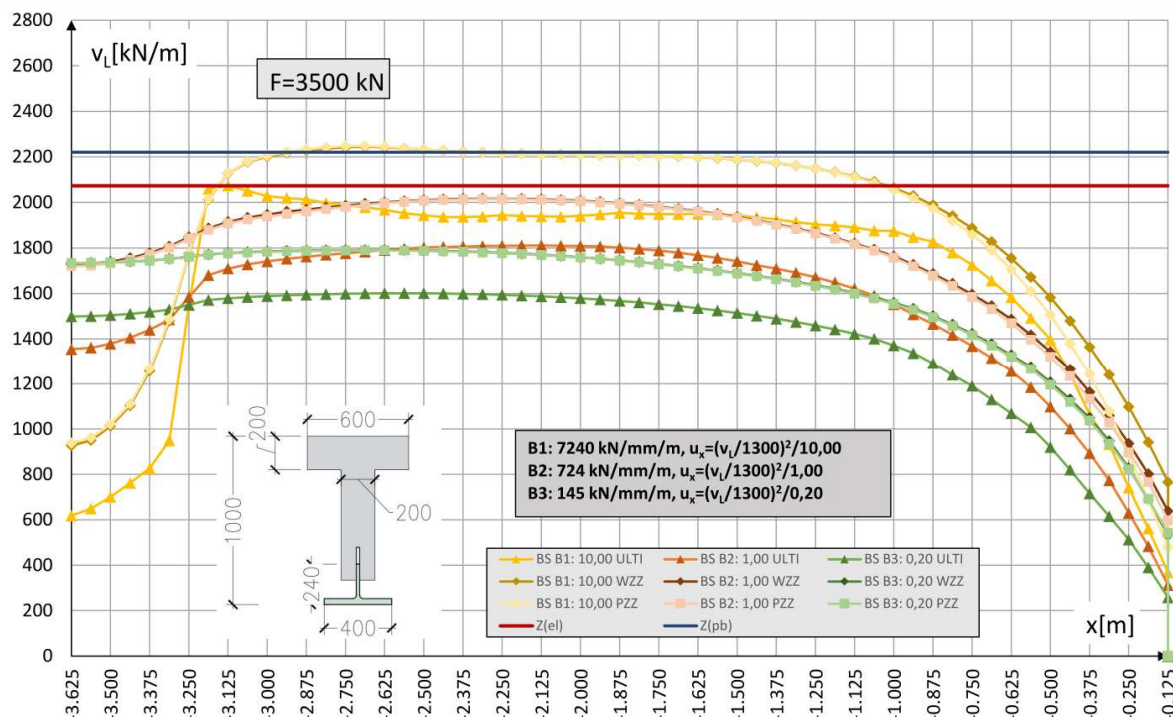
PZZ) (Rys. 5.28). Mając to na uwadze, aby uzyskać zbieżność wyników stosując stałą sztywność należy dokonać jej kalibracji uwzględniającej poziom wyężenia zespolenia. Zastosowanie stałej podatności nie pozwala również na wykształcenie się mechanizmu zniszczenia z uwagi na nośność zespolenia. Wobec tego stosując to uproszczenie należy weryfikować wartość siły rozwarstwiającej.

W pkt. 5.3.4 przedstawiono porównanie ugięcia modeli belek z teoretycznymi ugięciami belek Bernoulliego, przy założeniu sztywnego zespolenia. W ramach uzupełnienia zdecydowano się zestawić ugięcia belek o zmiennej względnej wysokości środnika, przy zastosowaniu zmiennej sztywności zespolenia. Zastosowano współczynnik sztywności nominalnej na poziomie 10 analogicznie jak to miało miejsce we wcześniejszych analizach (Rys. 5.28 (B1)), ponieważ spodziewany jest wzrost wartości siły w zespoleniu wraz ze wzrostem jego sztywności. Pozwoli to na poglądowe porównanie wpływu realnej acz wysokiej sztywności zespolenia ze sztywnym połączeniem. Analizując wyniki (Rys. 5.35) można zauważyć, że sztywności weryfikowanych elementów (B1-B3) są do siebie zbliżone. Wprowadzenie podatnego zespolenia sprawia, że różnice pomiędzy nimi stają się jeszcze mniejsze. Mimo zastosowania zespolenia o stosunkowo dużej sztywności (10-krotnie większa niż zakładana nominalnie Rys. 5.35 – linie z okrągłymi znacznikami) przyrost ugięcia względem modeli ze sztywnym zespoleniem (Rys. 5.35– linie przerywane) jest wciąż istotny. Jest on niemal taki sam jak przyrost ugięć belek ze sztywnym zespoleniem względem teoretycznego ugięcia belek Bernoulliego (Rys. 5.35 – linie ciągłe), co wynika z odkształceń postaciowych środnika stalowego i zarysowanego środnika żelbetowego. Zarówno modele ze sztywnym, jak i podatnym zespoleniem uwzględniają odkształcenia postaciowe i rysy ukośne w środniku.

Utylitarnym celem prowadzonych analiz jest również bezpośrednia implementacja założeń dotyczących modeli numerycznych do konstrukcji w skali rzeczywistej. Uwzględnianie w nich poszczególnych schematów zniszczenia zespolenia typu CD nie jest uzasadnione, ponieważ skutkowałoby znaczną rozbudową modelu. Każdy z dotychczas analizowanych mechanizmów odnoszony jest do wartości siły rozwarstwiającej, działającej na pojedynczy łącznik. Wobec powyższego reprezentacja łącznika poprzez połączenie o zmiennej sztywności w opinii autora jest wystarczającym poziomem szczegółowości.

5.3.6 Siła rozwarstwiająca

Zgodnie z założeniami metody ogólnej jednym z najistotniejszych aspektów analiz jest wartość siły rozwarstwiającej. To ona stanowi podstawę do określenia nośności elementu na

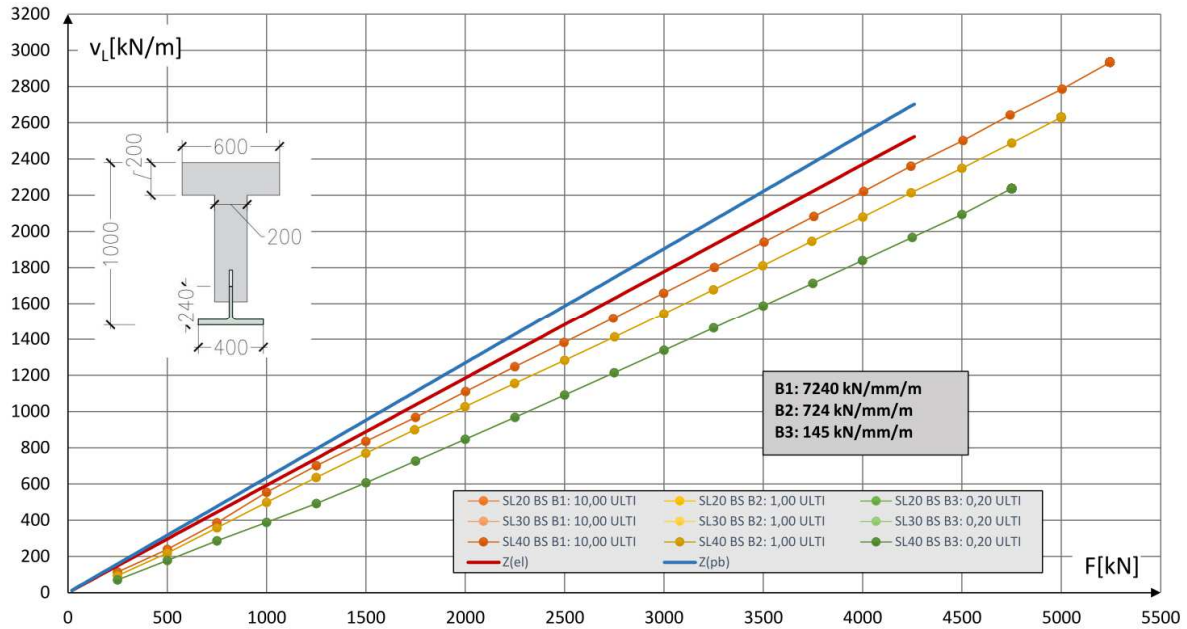


Rys. 5.36 Zestawienie wartości siły rozwarstwiającej w modelu SL20 na długości elementu dla różnych sztywności zespolenia (ULTI, WZZ i PZZ)

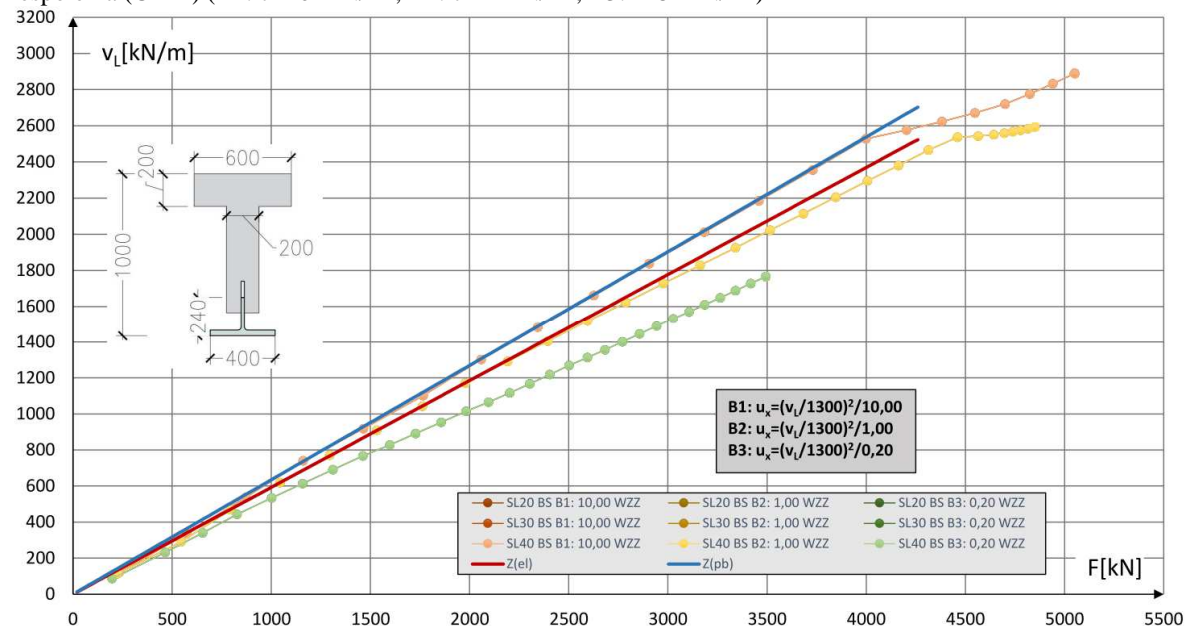
ścian. W związku z tym weryfikacji poddano zmienność wartości tej siły, w modelach numerycznych, w zależności od przyjętej sztywności zespolenia i geometrii modelu.

W pierwszym etapie przeprowadzono analizę porównawczą dla belek o tej samej geometrii i różnej sztywności zespolenia. W tym celu zastosowano przekrój o małej wysokości względnej części stalowej środnika, odpowiadający elementom przygotowanych w ramach badań wstępnych (SRCD-1). Na tej podstawie przeanalizowano wartości sił w więziach z modeli SL20-SL40, dla różnych mnożników sztywności zespolenia, analogicznie jak to miało miejsce w pkt. 5.3.5 (B1: 10.00, B2: 1.00, B3: 0.20). Wartość siły rozwarstwiającej w modelu jest zależna od wartości obciążenia i położenia więzi na długości elementu. W celu doboru reprezentatywnej więzi przeanalizowano rozkład siły rozwarstwiającej na długości belki dla modelu SL20. Do porównania przyjęto obciążenie o wartości $F=3500$ kN (Rys. 5.36). Na tej podstawie za charakterystyczną przyjęto więź w odległości 1,125 m od osi podparcia (odpowiada to rzędnej (-2,125)). Przekrój dobrano w taki sposób, aby zminimalizować wpływ efektów lokalnych spowodowanych obciążeniem skupionym i strefą podporową (Rys. 5.36).

Zgodnie z oczekiwaniami wartość siły w zespoleniu maleje wraz ze zmniejszeniem sztywności zespolenia. Tym samym zwiększenie podatności spowoduje, że zastosowanie metody ogólnej do wyznaczenia siły rozwarstwiającej w zespoleniu będzie założeniem po stronie bezpiecznej.



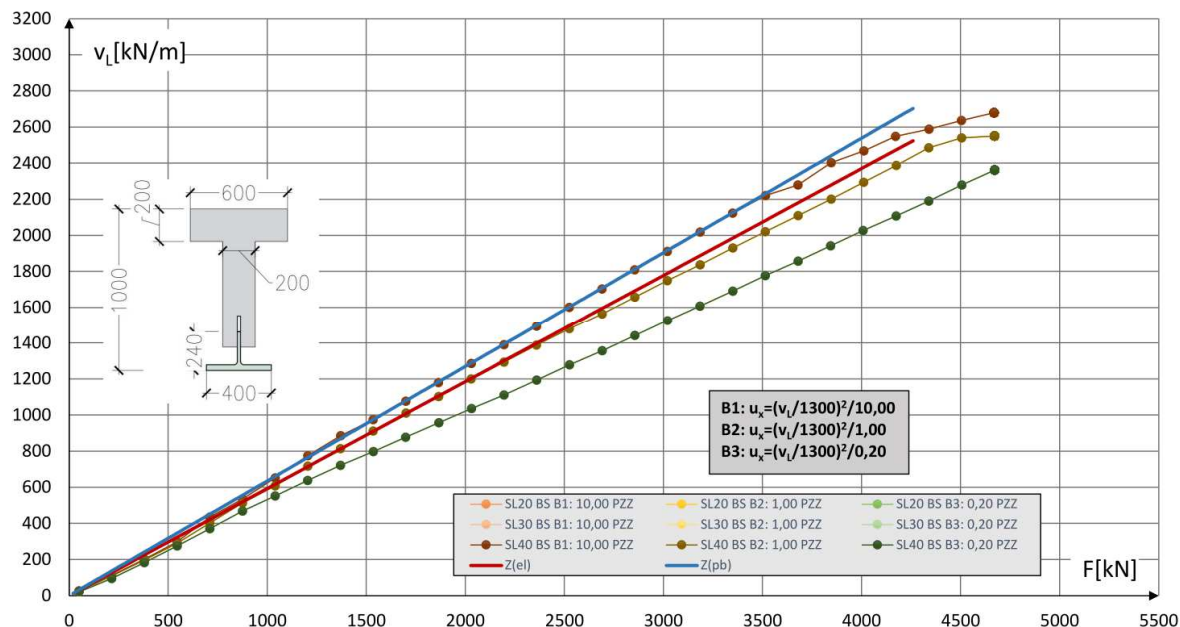
Rys. 5.37 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej dla modeli SL20-SL40 przy zastosowaniu stałej sztywności zespolenia (ULTI) (B1: 7240 MN/m², B2: 724 MN/m², B3: 145 MN/m²)



5.38 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej dla modeli SL20-SL40 przy zastosowaniu stałej sztywności zespolenia (WZZ)

Dla modelu o stałej sztywności (ULTI) wartości siły v_L są o ok 10-15% mniejsze niż w przypadku nieliniowej zależności siły i poślizgu. Jest to uzasadnione biorąc pod uwagę

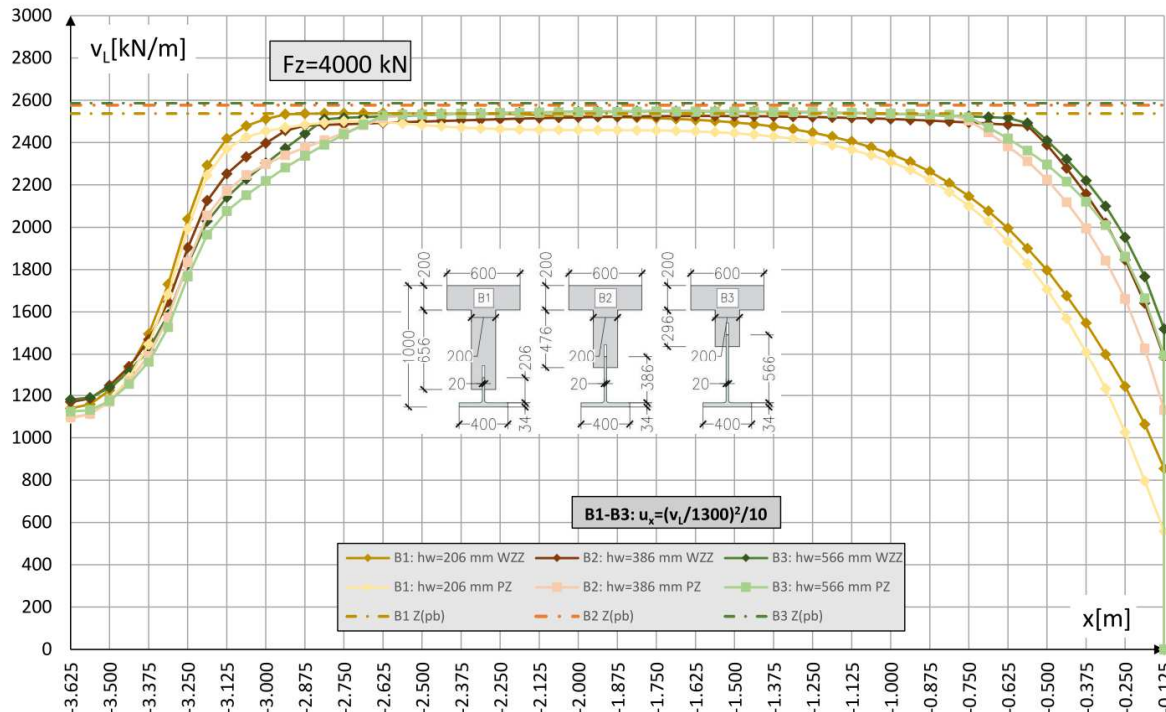
przebieg krzywych ich zależności (Rys. 5.28). Podobnie jak to miało miejsce w pkt. 5.3.5 różnica ta wynika też częściowo z parametrów analizy nieliniowej (ULTI). Widoczne jest, że



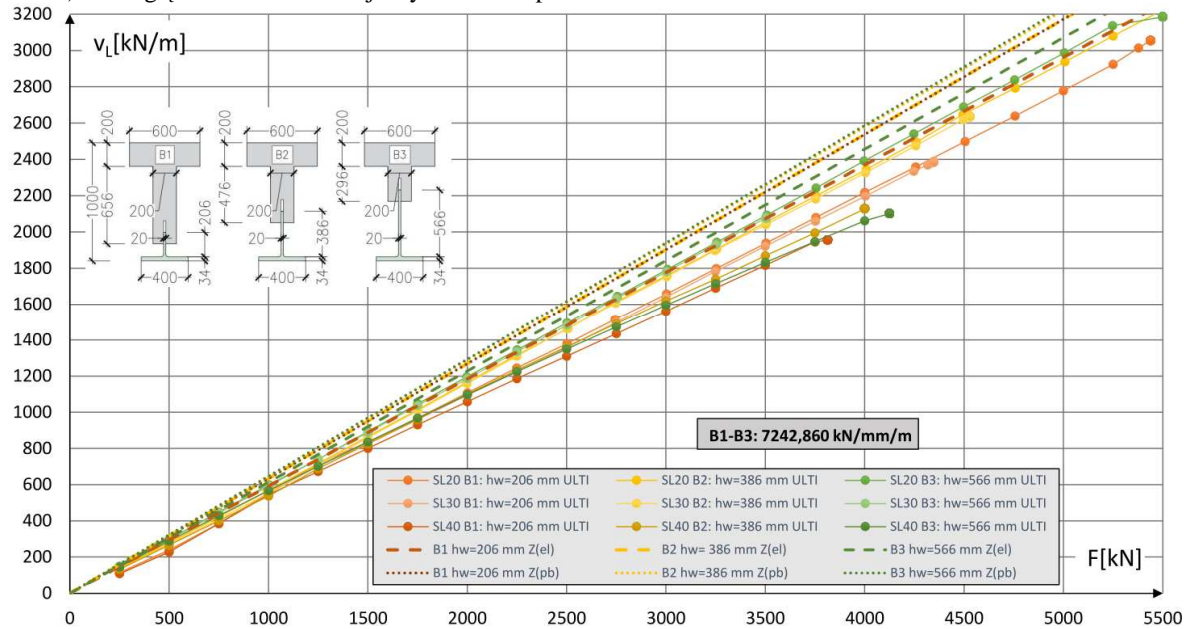
Rys. 5.39 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej dla modeli SL20-SL40 przy zastosowaniu stałej sztywności zespolenia (PZZ)

poślizg ma znacznie mniejszy wpływ na wartość siły rozwarstwiającej niż na ugięcia i sztywność całego elementu. Zastosowanie 50-krotnej zmiany sztywności więzi generuje różnicę wartości siły w zespoleniu na poziomie 25% (SL20 PZZ dla $F=3500$ kN: $v_{L1}=2200$ kN, $v_{L3}=1767$ kN (Rys. 5.39)). Dla porównania dla tego samego poziomu siły, różnica ugięcia belki jest równa 159% (SL20 PZZ $F=3500$ kN: $w_{z1}=18,20$ mm, $w_{z3}=47,06$ mm). Niezależnie od przyjętego rodzaju wymuszenia, zależność obciążenia i siły w zespoleniu jest bliska liniowej zależności (ULTI (Rys. 5.37), WZZ (Rys. 5.38), PZZ (Rys. 5.39)). W celach porównawczych do przedstawionych wykresów dodano również wartość siły rozwarstwiającej wyznaczonej na podstawie metody ogólnej. Do obliczeń przyjęto ramiona sił wewnętrznych, dla sprężystego ($Z_{el}=844$ mm) i zgodnego z EC2 rozkładu naprężeń w przekroju (z uwzględnieniem parabolicznej zależności w betonie dla ϵ_{c1}) ($Z_{pb}=788$ mm). Jedynie w przypadku zwiększonej zakładanej sztywności zespolenia dla mnożnika równego 10,00 (B1), uzyskane wartości w więziach przekraczają wyznaczoną w ten sposób teoretyczną wartość odpowiadającą sprężystemu ramieniu sił (Z_{el}). Należy też zauważyć, że rozbieżności pomiędzy wartościami siły są stosunkowo niewielkie. Zastosowanie ramienia odpowiedniego dla rozkładu zgodnego z EC2 (Z_{pb}) sprawia, że wartości siły, dla największej założonej sztywności, niemal całkowicie

odpowiada wynikom uzyskanym z modeli numerycznych. Krzywe otrzymane dla wymuszeń WZZ i PZZ podobnie jak w przypadku rozwoju ugięcia w dużej mierze pokrywają się ze sobą.



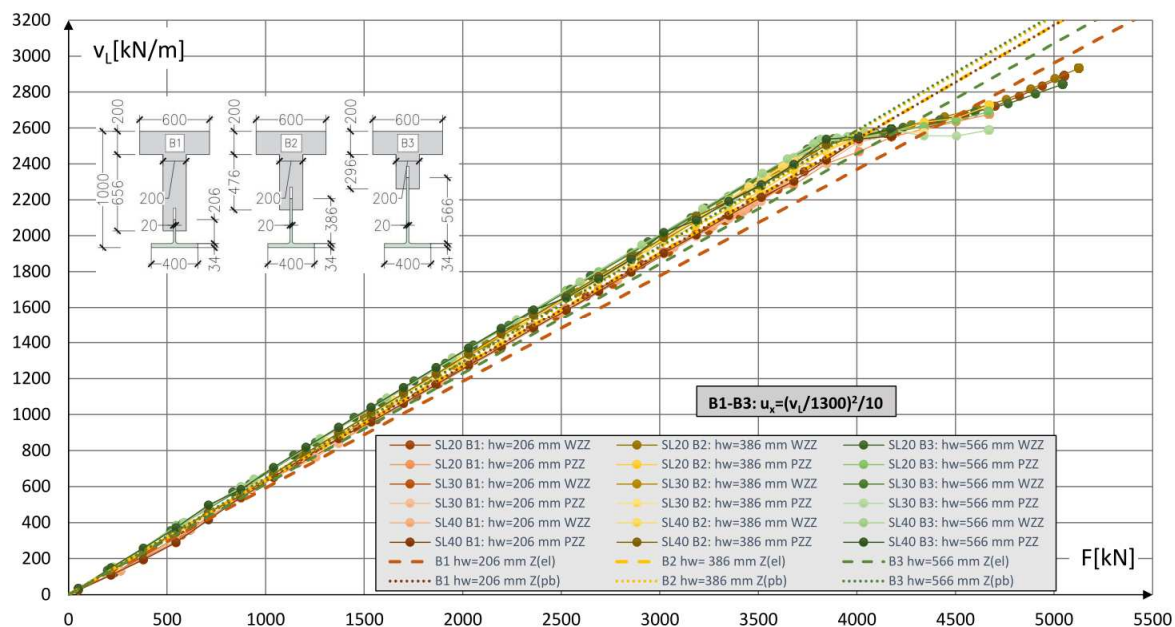
Rys. 5.40 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej w modelu SL20 dla różnych sposobów wymuszenia (WZZ i PZZ) z uwzględnieniem zmiennej sztywności zespolenia



Rys. 5.41 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej dla modeli SL20-SL40 przy zastosowaniu stałej sztywności zespolenia (ULTI)

Uzyskane wyniki w zależności przyjętego modelu obliczeniowego (SL20-SL40), wykazują podobne zależności jak wartości ugięcia belki. W przypadku modeli SL30 i SL40 zniszczenie

elementu następuje przy mniejszym obciążeniu niż modelu SL20 z uwagi na nośność betonu na ściskanie. To sprawia, że przedstawione krzywe siły rozwarstwiającej w tych wypadkach są



Rys. 5.42 Porównanie wartości siły rozwarstwiającej dla modeli SL20-SL40 (ULTI) przy zastosowaniu zmiennej sztywności zespolenia (WZZ i PZZ)

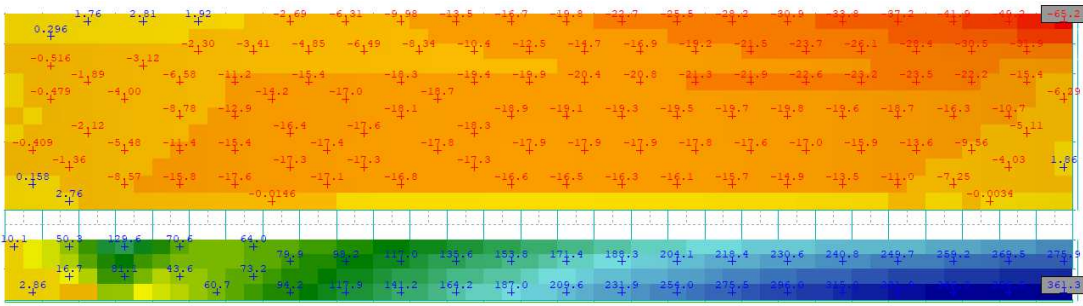
krótsze. **Przedstawiony rozkład siły rozwarstwiającej na długości elementów (Rys. 5.40), ukazuje i potwierdza istotę metody ogólnej, ponieważ niezależnie od stosunku wysokości części stalowej i żelbetowej w 25% rozpiętości wartości siły w zespoleniu są do siebie zbliżone.**

Uzupełnieniem analiz dotyczących siły rozwarstwiającej, jest porównanie jej wartości dla modeli (SL20-SL40) o zmiennej względnej wysokości średnika stalowego i żelbetowego ($h_w=206-566$ mm). Zmiana obejmuje jedynie wysokość średników, nie wpływa znacząco na sztywność, a co za tym idzie rozkład naprężeń normalnych w przekroju. Średnik żelbetowy znajduje się w strefie zarysowanej, a średnik stalowy (położony w pobliżu osi bezwładności) ma znikomy wpływ na sztywność z uwagi na zginanie całego przekroju. Wobec tego zgodnie z założeniami metody ogólnej, uzyskane wartości siły rozwarstwiającej dla wszystkich 3 przekrojów powinny kształtować się na zbliżonym poziomie. Analogicznie jak w przypadku analiz związanych ze sztywnością zespolenia, w pierwszej kolejności weryfikacji poddano rozkład wartości siły w więziach na długości elementu. Do porównania przyjęto obciążenie równe $F=3845$ kN. Różnice pomiędzy poszczególnymi elementami o różnej geometrii (B1-B3) są znikome. Przy zastosowanym wymuszeniu WZZ i PZZ (nieliniowa sztywność zespolenia)

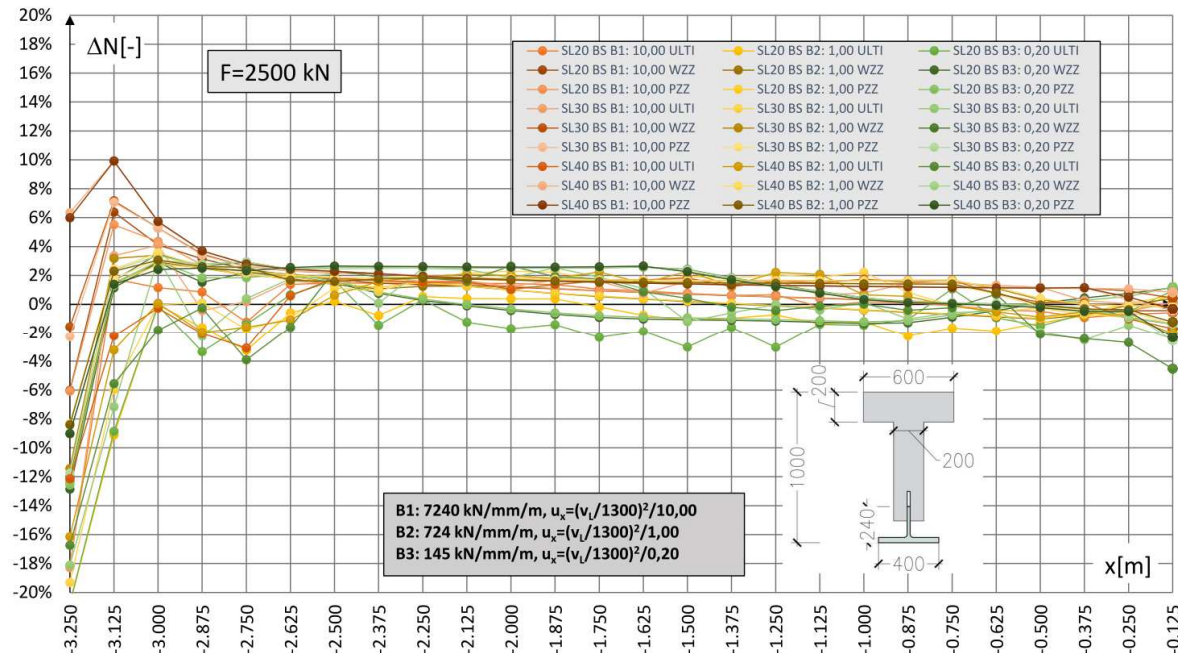
wynoszą one dla więzi referencyjnej (-2.125 m) ok 6% ($v_{L1}=2402$ kN/m, $v_{L3}=2537$ kN/m) (Rys. 5.40). Podobnie jak to miało miejsce we wcześniejszych analizach, porównanie uzupełniono o wartości siły rozwarstwiającej dla różnych modeli i zastosowanego wymuszenia (Rys. 5.41, Rys. 5.42).

5.3.7 Ramię sił wewnętrznych

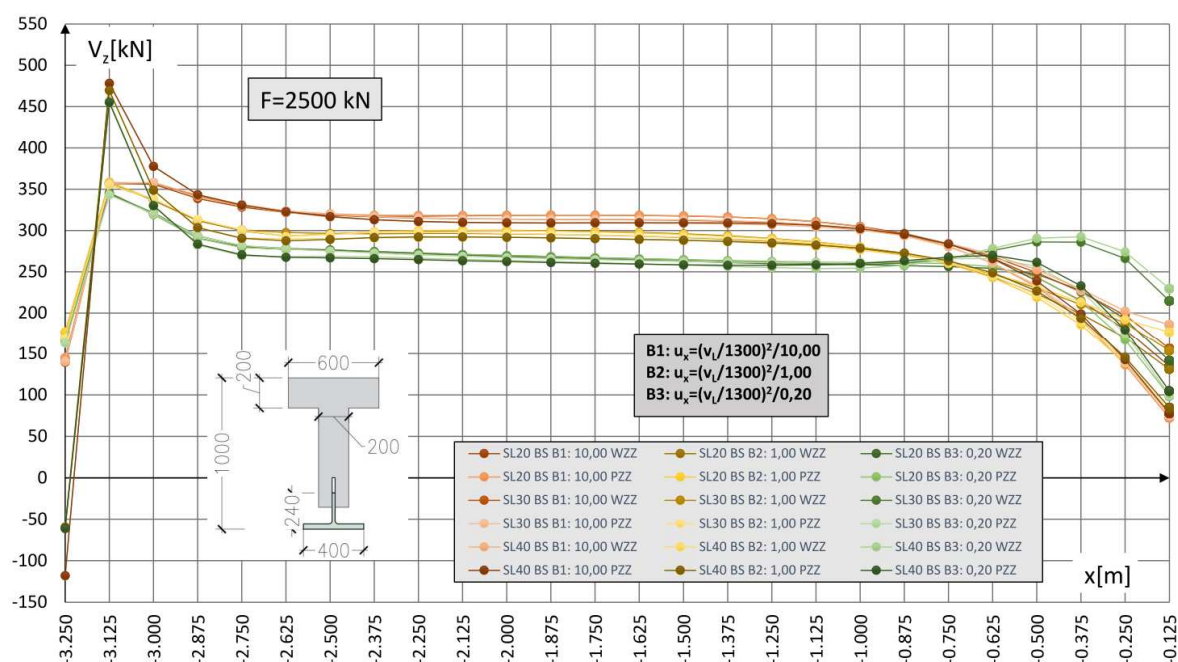
Mimo stosowania różnych sztywności zespolenia i wysokości środników, pomijając lokalny wpływ przyłożenia zewnętrznego obciążenia do modelu, wartość siły rozwarstwiającej



Rys. 5.43 Rozkład naprężeń normalnych na kierunku x na wysokości belki dla modelu SL40 przy obciążeniu $F=3515$ kN



Rys. 5.44 Względna różnica siły osiowej scałkowanej na wysokości przekroju na długości elementu dla modeli SL20-SL40 (ULTI, WZZ, PZZ) w zależności od sztywności zespolenia (B1-B3) (SRC-D-1) w zespoleniu na długości elementu, jest niemal stała (Rys. 5.36, Rys. 5.40). Biorąc pod uwagę silną zależność wartości siły rozwarstwiającej od ramienia sił oznacza to, że również ono w niewielkim stopniu zmienia się na długości belki. Zakładając, że za zarysowanie przekroju



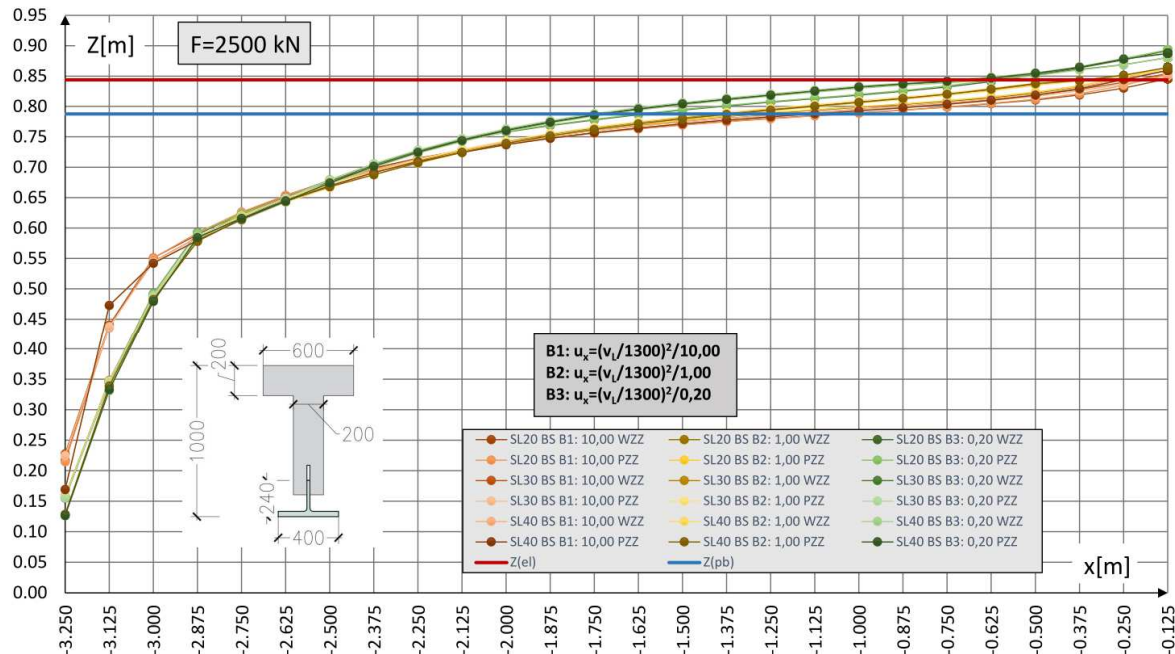
Rys. 5.45 Zmienność siły poprzecznej w stalowym kształtowniku na długości elementu dla modeli SL20-SL40 (ULTI, WZZ, PZZ) w zależności od sztywności zespolenia (B1-B3) (SRCD-1)

odpowiada jedynie moment zginający wartość ramienia sił powinna się zauważalnie zmniejszyć w przekrojach, w których wartość momentu rysującego nie jest przekroczona. W związku z tym wartość siły w zespoleniu również powinna ulec zwiększeniu. Nie dzieje się tak z powodu wykształcenia się w modelach mechanizmu ST i powstania rys ukośnych w środniku. Powodują one zwiększenie ramienia sił wewnętrznych, nawet w przypadku gdy przekrój nie ulega zarysowaniu ze względu na zginanie.

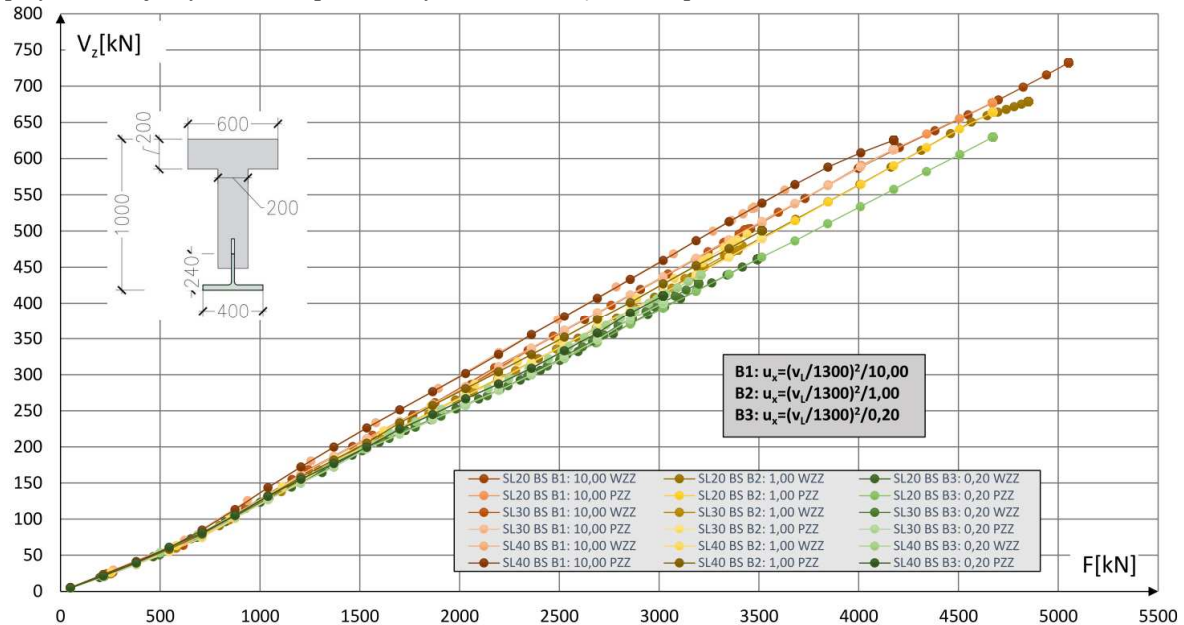
Biorąc pod uwagę uzyskane wyniki i fakt, że zadaniem metody ogólnej jest wyznaczenie nośności granicznej, można założyć, że stosowanie w jej przypadku ramienia sił niezarysowanego przekroju w przekrojach, w których moment zginający jest mniejszy od rysującego nie jest adekwatne w konstrukcjach niesprężonych.

Aby potwierdzić wcześniej uzyskane wyniki, zdecydowano się na wyznaczenie wartości ramienia sił wewnętrznych bezpośrednio z modeli obliczeniowych, poprzez całkowanie naprężeń normalnych na wysokości przekroju. Ramię sił wyznaczono w oparciu o wartość momentu zginającego dla całego przekroju hybrydowego i sumy naprężeń normalnych w poszczególnych częściach przekroju. Do wyznaczenia sumy naprężeń przyjęto stałą wysokość strefy ściskanej i rozciąganej, a w ramach kontroli całkowano również

naprężenia z części żelbetowej i stalowej przekroju. Następnie wyznaczono maksimum z powyższych wartości. Biorąc pod uwagę rozkład naprężeń normalnych na długości elementu



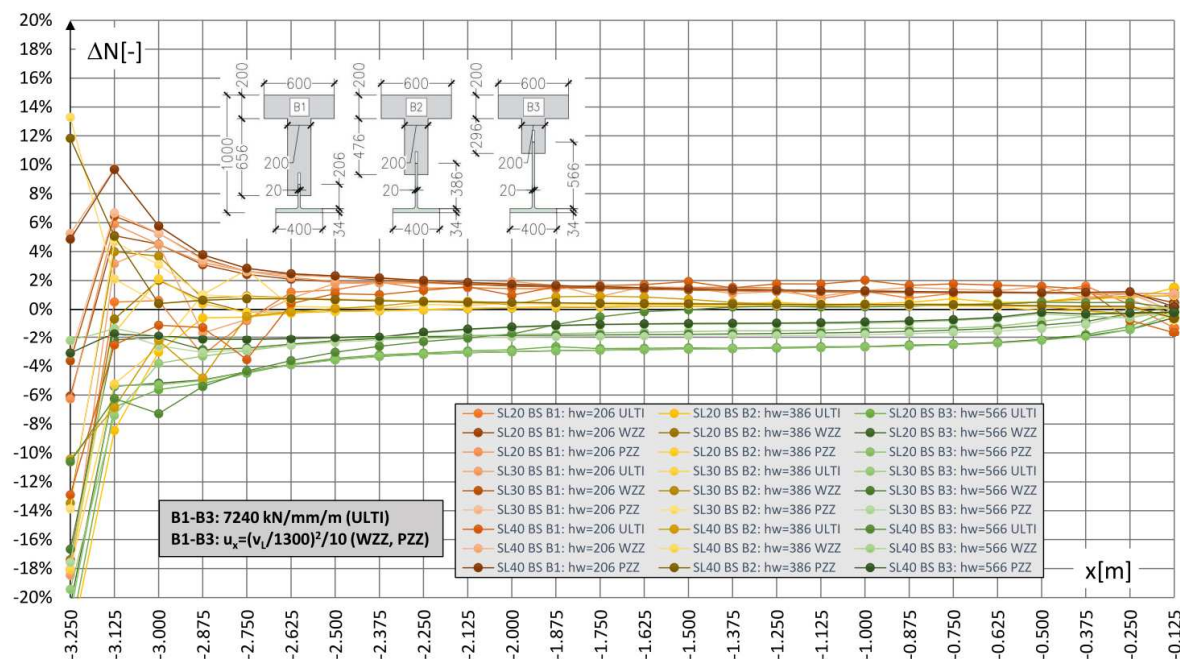
Rys. 5.46 Zmienność wartości ramienia sił wyznaczonego z modelu (SIR) dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) przy zmiennej sztywności zespolenia (Rys. 5.28) i obciążeniu na poziomie $F=2500$ kN (SRCD-1)



Rys. 5.47 Zmienność siły poprzecznej w kształtowniku stalowym dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) w zależności od wartości obciążenia przy zmiennej sztywności zespolenia (SRCD-1)

(Rys. 5.43), można się spodziewać, że w strefie podporowej i bezpośrednio w pobliżu przyłożonego obciążenia, będą występować znaczne zaburzenia wyznaczanych wartości.

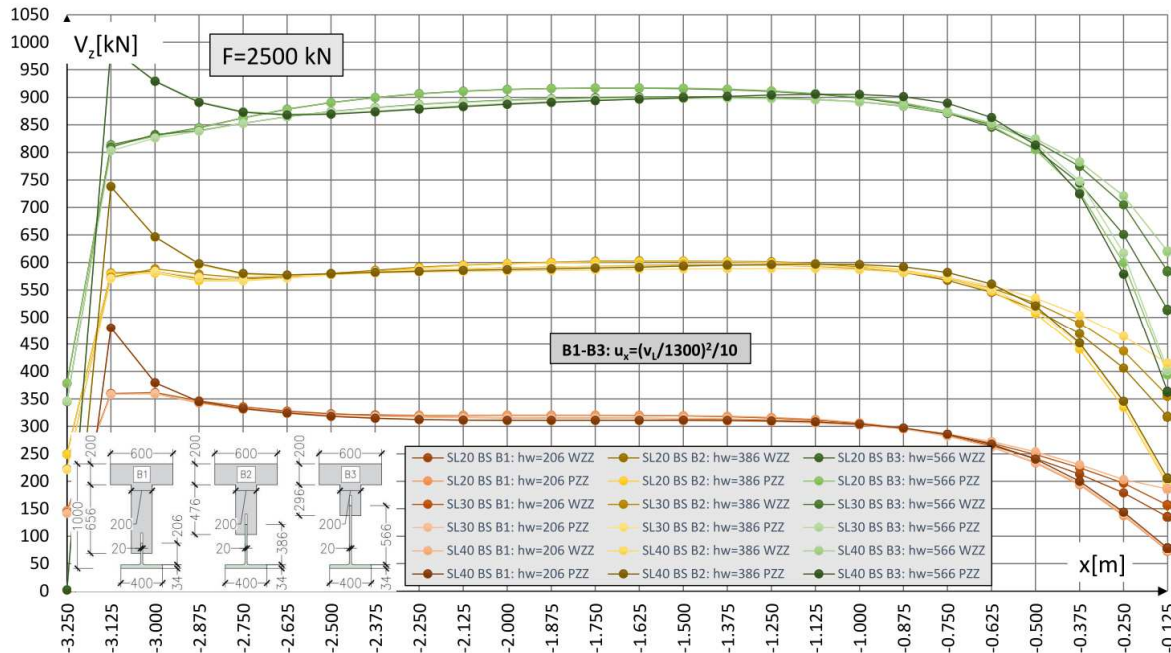
Dodatkowym czynnikiem mającym wpływ na wyznaczone w ten sposób wielkości, jest zmiana rozkładu naprężeń w wyniku poślizgu w zespoleniu. Wobec tego w pierwszej kolejności zweryfikowano względną różnicę pomiędzy uzyskaną siłą normalną w części ściskanej i rozciąganej oraz przebieg funkcji siły poprzecznej w kształtowniku stalowym. W ten sposób



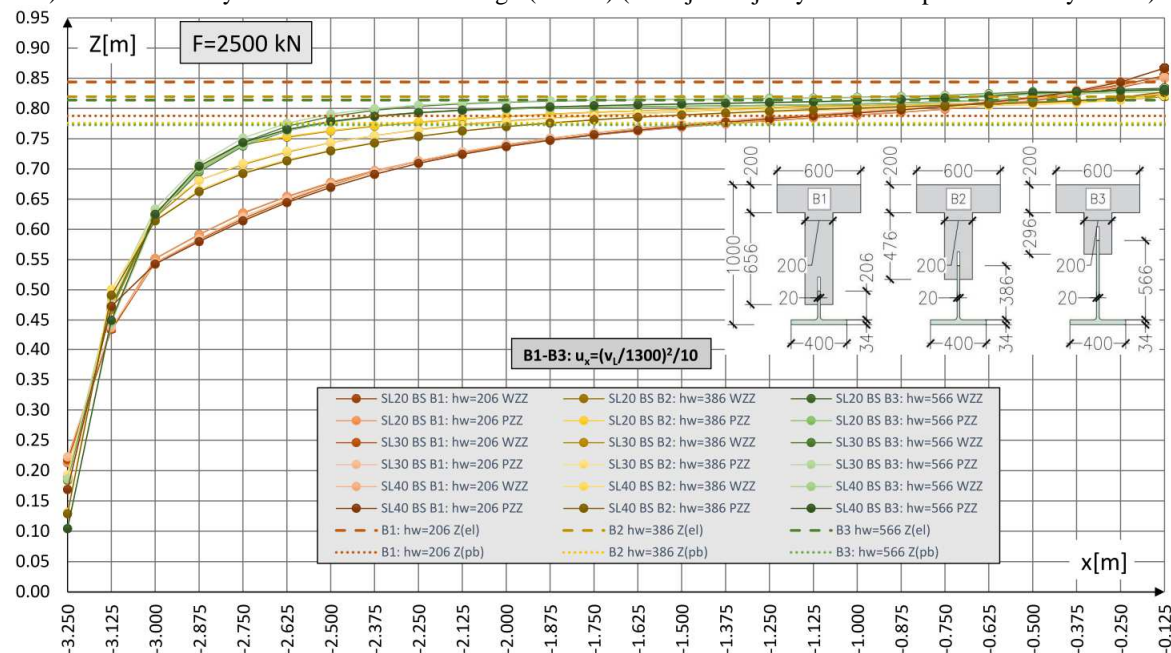
Rys. 5.48 Względna różnica siły osiowej scałkowanej w przekroju dla modeli SL20-SL40 (ULTI, WZZ, PZZ) w zależności od wysokości środnika stalowego (dla tej samej sztywności zespolenia: B1 Rys. 5.28)

określono przedział, w którym efekty lokalne będą miały najmniejszy wpływ na uzyskaną wartość ramienia sił. Zakres zastosowania przedmiotowej metody wyznaczono po analizie wyników modeli SL20-SL40 (Rys. 5.44, Rys. 5.45) przy zastosowaniu różnej sztywności zespolenia. Na tej podstawie ustalono, że za reprezentatywny zakres dla wyznaczenia wartości ramienia sił, z wykorzystaniem modułu SIR, można przyjąć przedział w odległości od 1,125 m (-2,125 m) do 1,250 m (-1,125 m) od podpory. Na początku tego przedziału różnica pomiędzy wyznaczoną wartością ramienia sił, a wartościami teoretycznymi (Z_{el} i Z_{pb}) wynosi ok 17% (Z_{el}) i ok 10% (Z_{pb}). Na długości przedziału różnice te stają się znacznie mniejsze, a wartość ramienia sił jest bliska przedziałowi określonemu przez wartości teoretyczne (Rys. 5.46). Wartość wyznaczonego ramienia sił w niewielkim stopniu jest zależna od sztywności zespolenia. Dla obciążenia na poziomie $F=2500$ kN różnica pomiędzy elementami o niskiej (B1) i wysokiej podatności (B3) wynosi maksymalnie ok 5% (B1: $Z=810$ mm, B3: $Z=0,847$ mm dla $x=-0,625$ m). Wartość siły poprzecznej w funkcji przyłożonego obciążenia jest bliska liniowej zależności (Rys. 5.47). Różnica w wartościach siły poprzecznej

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



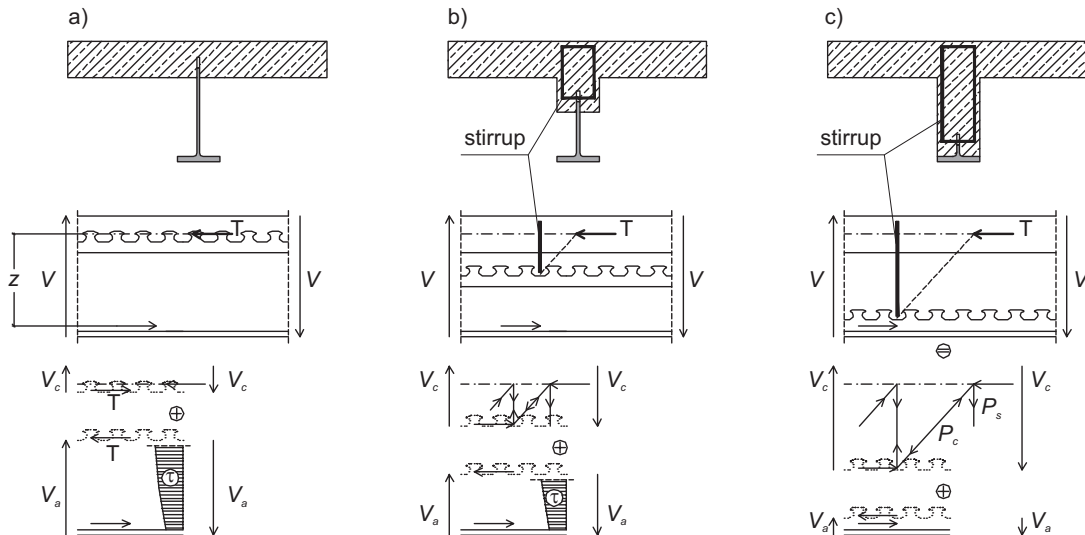
Rys. 5.49 Zmienność siły poprzecznej w stalowym kształtowniku na długości elementu SL20-SL40 (ULTI, WZZ, PZZ) w zależności wysokości środnika stalowego (B1-B3) (dla tej samej sztywności zespolenia: B1 Rys. 5.28)



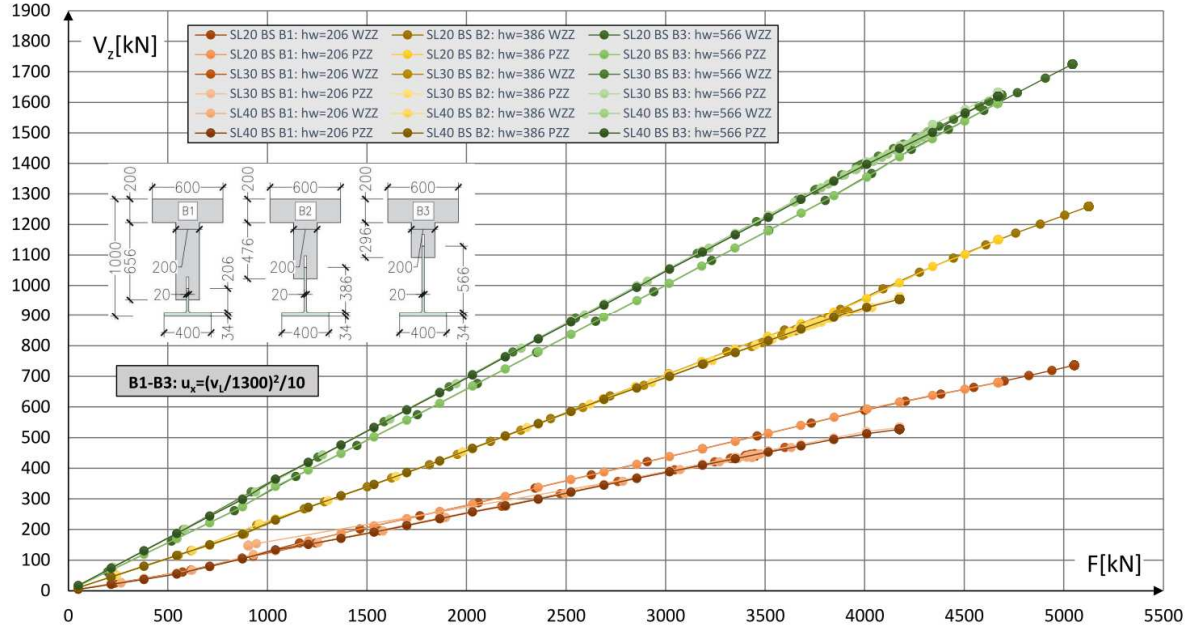
Rys. 5.50 Zmienność wartości ramienia sił wyznaczonego z modelu (SIR) dla modeli SL20-SL40 w zależności od wysokości środnika stalowego (B1-B3) i obciążeniu na poziomie $F=2500$ kN (dla tej samej sztywności zespolenia: B1 Rys. 5.28)

wynosi do ok 15% (B1: $V_z=588$ kN, B3: $V_z=510$ kN, $F=3844$ kN), przy 50-krotnej różnicy sztywności zespolenia. Uzyskane wyniki potwierdzają wcześniejsze wnioski dotyczące wartości siły rozwarstwiającej i sztywności zespolenia (pkt. 5.3.6).

W kolejnym etapie analogiczne analizy wykonano dla zmiennej wysokości średnika (B1: 206 mm, B2: 386 mm, B3: 566 mm) Założono tę samą sztywności zespolenia odpowiadającą współczynnikowi 10,00 (7240000 kN/m²) (Rys. 5.28). Ponownie



Rys. 5.51 Rozkład siły poprzecznej w przekroju wynikający z mechanizmu przyjętego w metodzie ogólnej wymiarowania na ścinanie według [31]



Rys. 5.52 Zmienność siły poprzecznej w kształtowniku stalowym dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) w zależności od wartości obciążenia i wysokości średnika stalowego (B1-B3) (dla tej samej sztywności zespolenia: B1 Rys. 5.28)

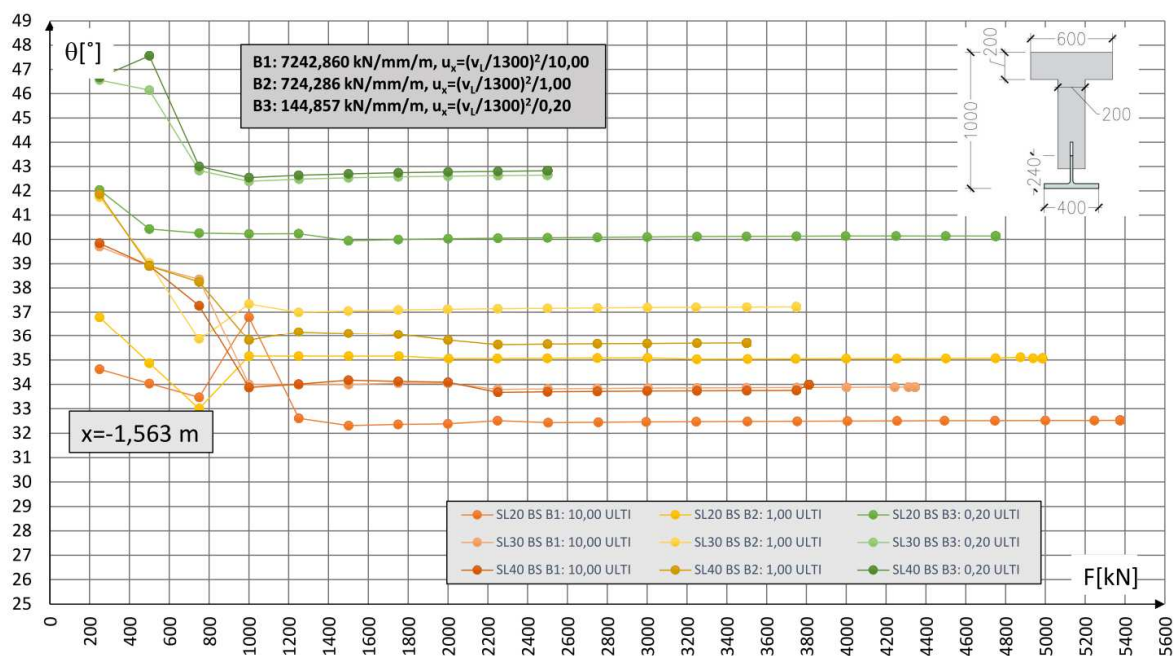
przeprowadzono weryfikację względnej różnicy w wartościach scałkowanej siły osiowej (Rys. 5.48) oraz rozkładu siły poprzecznej w kształtowniku stalowym na długości elementu. Na tej podstawie jako reprezentatywny przyjęto przedział na długości belki od 1,50 m (-1,75 m) do 2,25 m (-1,00 m) od podpory. Zmiana wysokości średnika stalowego ma znaczący wpływ

na siłę poprzeczną w kształtowniku (B1: $V_z=311$ kN, B2: $V_z=590$ kN (+90%), B3: $V_z=894$ kN (+187%)) (Rys. 5.49). Jednocześnie różnice pomiędzy wartościami wyznaczonymi dla poszczególnych modeli (SL20-SL40) niezależnie od zastosowanego wymuszenia wykazują niewielkie rozbieżności wynoszące ok 2,6% (B3: $V_z=917$ kN (SL20 PZZ), $V_z=894$ kN (SL40 PZZ) dla $x=-2,125$ m, Rys. 5.49). Zmienność ramienia sił wyznaczonego, na podstawie całkowania naprężeń normalnych z użyciem modułu SIR, jest większa niż w przypadku modeli o zmiennej sztywności zespolenia. Maksymalne różnice pomiędzy wartościami oszacowanego ramienia sił na początku przedziału ($x=-1,75$ m) wynoszą maksymalnie 11,7% (B1:11,7%, B2: 5,0%, B3: 1,5%) w porównaniu do wartości sprężystego ramienia sił $Z_{(el)}$ (B1: $Z_{el,1}=844$ mm, B2: $Z_{el,2}=820$ mm, $Z_{el,3}=814$ mm) oraz do 4,2% (B1:4,2%, B2: -0,7%, B3: -3,6%) w odniesieniu do rozkładu parabolicznego $Z_{(pb)}$ (B1: $Z_{pb,1}=788$ mm, B2: $Z_{pb,2}=776$ mm, $Z_{pb,3}=773$ mm) (Rys. 5.50). Podobnie jak w przypadku analizy wpływu sztywności zespolenia, wartości siły poprzecznej w kształtowniku stalowym różnią się pomiędzy modelami (SL20-SL40) jedynie nieznacznie w całym zakresie przykładanego obciążenia. Maksymalne różnice występują przy obciążeniu bliskim wartości siły niszczącej dla belki z niskim średnikiem stalowym i wynoszą do ok 16,8% (B1: $V_z=527$ kN (SL40 PZZ), $V_z=616$ kN (SL20 PZZ), $F=4175$ kN) (Rys. 5.52). Zależność wartości siły poprzecznej w kształtowniku stalowym od wartości obciążenia jest bliska funkcji liniowej.

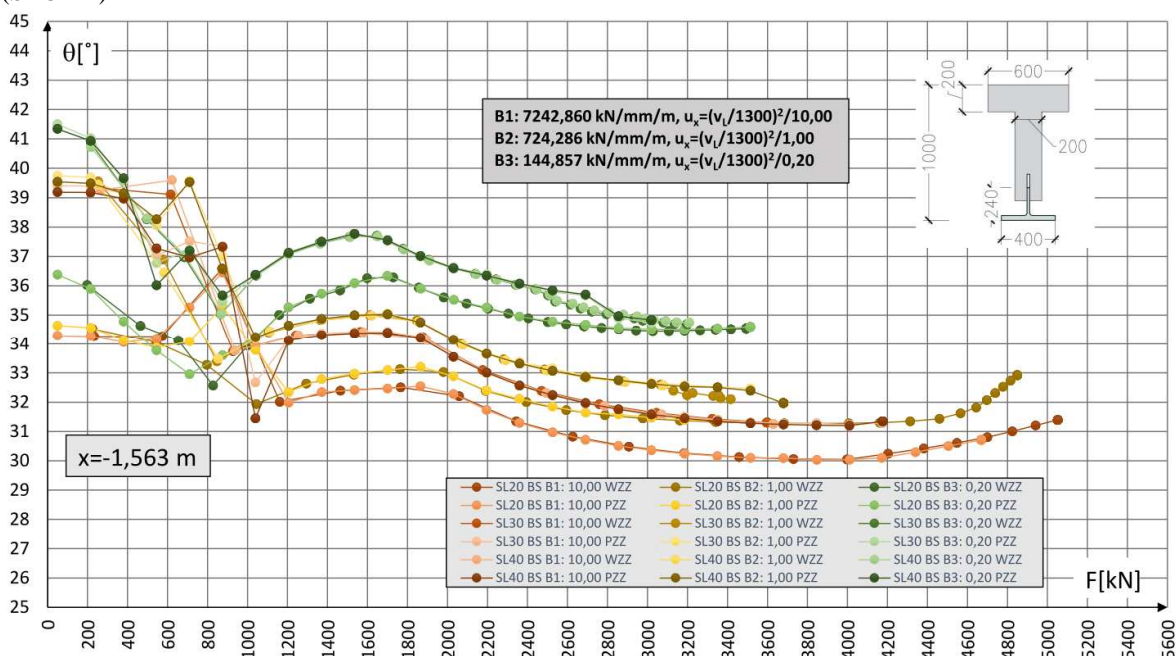
Należy zauważyć, że uzyskane z modeli obliczeniowych wartości siły poprzecznej w poszczególnych częściach przekroju (Rys. 5.49), stanowią potwierdzenie ideowego rozdziału ścinania dla teoretycznego modelu mechanicznego (Rys. 5.51). Model ten natomiast jest punktem wyjścia dla metody ogólnej wymiarowania na ścinanie.

5.3.8 Kąt nachylenia krzyżulców (θ)

Wyznaczenie dokładnej wartości kąta nachylenia krzyżulców w elementach żelbetowych jest trudnym zadaniem i od wielu lat pozostaje przedmiotem dyskusji inżynierów. Z punktu

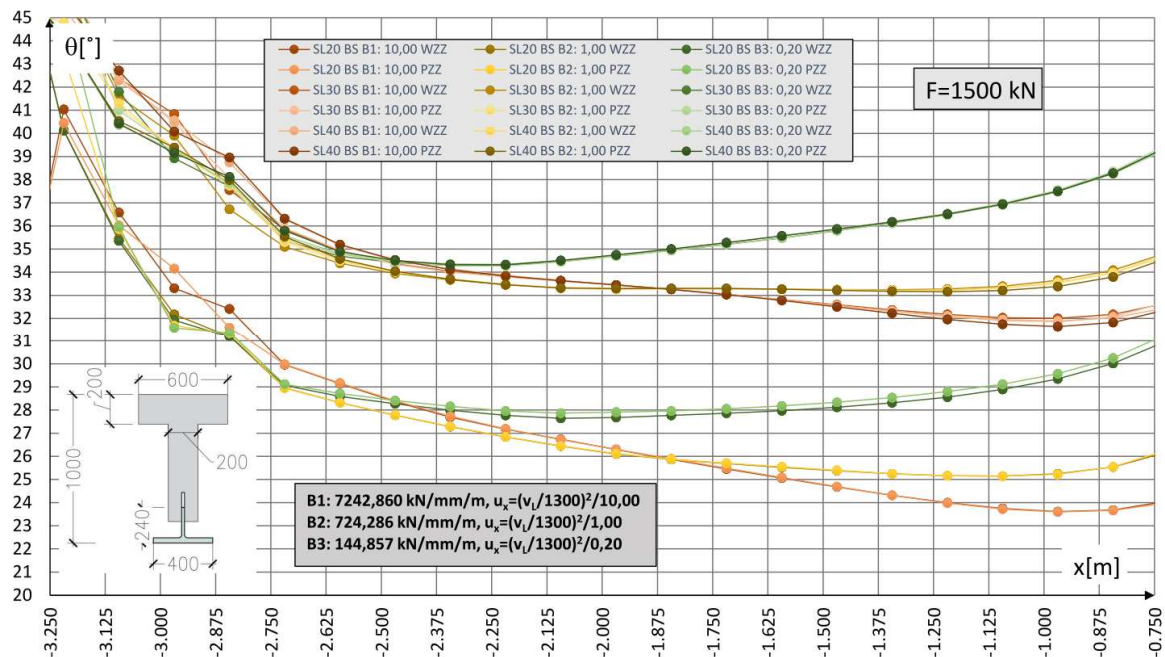


Rys. 5.53 Zmienność kąta nachylenia krzyżulców (θ) dla modeli SL20-SL40 (ULTI) w zależności od wartości obciążenia dla elementów referencyjnych ($x = -1,563$ m) przy zmiennej sztywności zespolenia (B1-B3: Rys. 5.28) (SRCD-1)



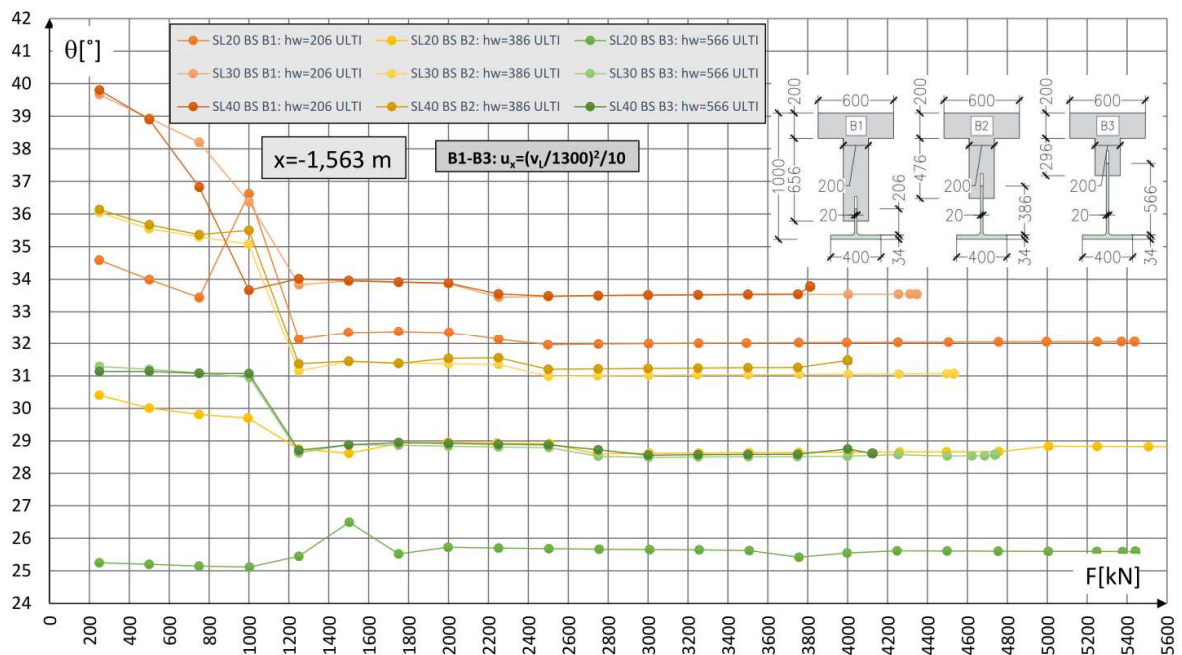
Rys. 5.54 Zmienność kąta nachylenia krzyżulców (θ) dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) w zależności od wartości obciążenia dla elementów referencyjnych ($x = -1,563$ m) przy zmiennej sztywności zespolenia (B1-B3: Rys. 5.28) (SRCD-1)

widzenia analizy przedmiotowych przekrojów hybrydowych, istotniejsze zatem od dokładnego określenia wartości jest jakościowa analiza zmienności kąta (θ), w zależności od względnej wysokości żelbetowego środnika i sztywności zespolenia. Wartości kąta w modelach numerycznych wyznaczono poprzez analizę naprężeń (σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy}) w zarysowanych elementach typu QUAD. Dla przeprowadzonych wcześniej analiz (pkt. 5.3.5-5.3.7), w pierwszej kolejności wyznaczono wartości kąta θ dla zmiennej sztywności zespolenia, w zależności od wartości siły (Rys. 5.54), a następnie zmienność kąta na długości elementu (Rys. 5.55). W przypadku przedstawionej zależności kąta od wartości obciążenia, jako referencyjną przyjęto uśrednioną wartość dla elementów powierzchniowych znajdujących się

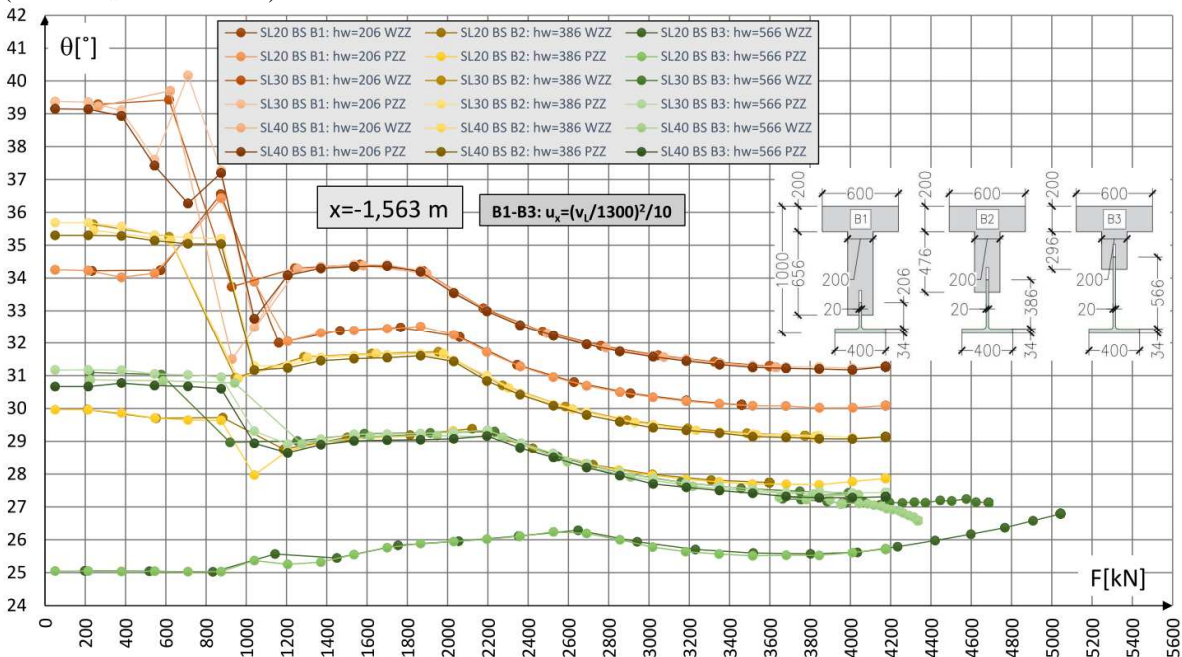


Rys. 5.55 Zmienność uśrednionej wartości kąta nachylenia krzyżulców (θ) dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) na długości elementu przy obciążeniu na poziomie $F=1500 \text{ kN}$ dla zmiennej sztywności zespolenia (B1-B3) w odległości 1,66 m od podpory ($x=-1,59 \text{ m}$). Wyznaczając zmienność kąta θ na długości elementu przy stałej wartości obciążenia, przedstawiono uśrednioną wartość ze wszystkich elementów wchodzących w skład połowy wysokości środnika dla danej rzędnej. Porównując wartości kąta θ dla poszczególnych metod analizy, można zauważyć, że jego wartości, w przypadku zastosowania stałej sztywności zespolenia (ULTI), są zauważalnie większe (Rys. 5.53, Rys. 5.54) od tych uzyskanych dla nieliniowej funkcji siły i poślizgu (WZZ, PZZ). Ponadto w przypadku wymuszenia uwzględniającego historię obciążenia (ULTI) wartość kąta pozostaje niemal stała po zarysowaniu elementu. W rzeczywistych konstrukcjach, powstanie rysy w sposób nieodwracalny powoduje utratę ciągłości betonu, w związku z czym taki rodzaj analizy wierniej odwzorowuje zachowanie rzeczywistego elementu, niż szereg niezależnych analiz nieliniowych. Mając to na uwadze, aby uzyskać wartości możliwie najbliższe rzeczywistym elementom, do analiz porównawczych (WZZ i PZZ) wartości kąta θ przyjęto reprezentatywne obciążenie na poziomie ok 1500 kN. Jest to wartość obciążenia odpowiadająca konstrukcji tuż po powstaniu rys z uwagi na ścinanie w analizowanych elementach [74]. Zgodnie z oczekiwaniami wartość kąta θ zwiększa się wraz ze spadkiem sztywności zespolenia.

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



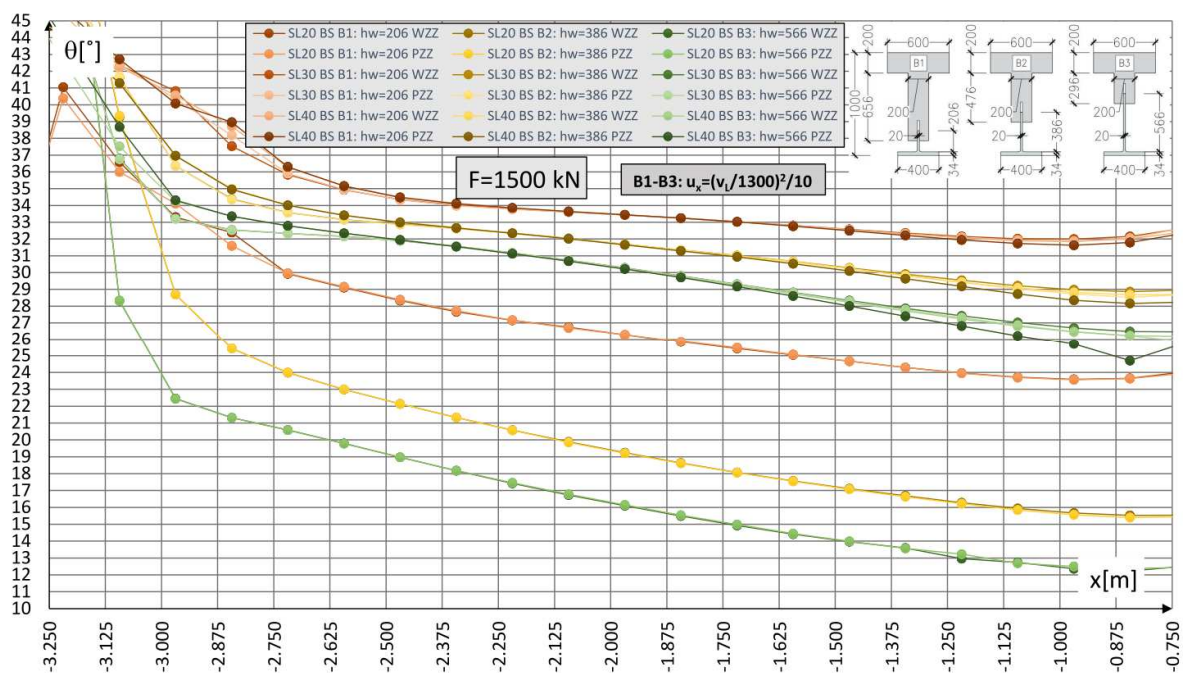
Rys. 5.56 Zależność kąta nachylenia krzyżulców (θ) dla modeli SL20-SL40 (ULTI) w zależności od wartości obciążenia w elementach referencyjnych ($x=-1,563$ m) dla zmiennej wysokości średnika stalowego (B1-B3: $h_w=206-566$ mm)



Rys. 5.57 Zależność kąta nachylenia krzyżulców (θ) dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) w zależności od wartości obciążenia w elementach referencyjnych ($x=-1,563$ m) dla zmiennej wysokości średnika stalowego (B1-B3: $h_w=206-566$ mm)

Uzyskane różnice w wartościach kąta są niewielkie, w porównaniu do zastosowanej różnicy sztywności więzi w modelach i wynoszą do około 9° (Rys. 5.53) dla analiz ze stałą sztywnością zespolenia (ULTI) i do około 6° (Rys. 5.54) w przypadku nieliniowej zależności (WZZ, PZZ). Należy przy tym zaznaczyć, że zmiana z wartości kąta 30° na 40° powoduje wzrost siły

w strzemiach o 45%. Widoczne jest również, że wartości uzyskane z modeli SL20 są zauważalnie mniejsze od tych z modeli SL30-SL40. Jest to spowodowane zastosowaniem w przypadku modelu SL20 półki żelbetowej w postaci pręta nie uwzględniającego zarysowania betonu (BEAM, KMOD S0). W modelach SL30 i SL40 ta część przekroju jest reprezentowana przez elementy powierzchniowe (QUAD). Dzięki temu uwzględniono w nich potencjalne powstanie rys, nieliniowe charakterystyki betonu oraz trajektorie naprężeń na całej wysokości części żelbetowej przekroju. Biorąc pod uwagę niewielki zakres zmienności kąta θ oraz wrażliwość na parametry analiz, do jego oszacowania należy zatem przyjmować wartości z modeli SL30 i SL40. Wyniki dla tych modeli wykazują dużą zbieżność zarówno w funkcji przyłożonego obciążenia, jak i rozkładu na długości elementu.



Rys. 5.58 Zmienność uśrednionej wartości kąta nachylenia krzywulców (q) dla modeli SL20-SL40 (WZZ, PZZ) na długości elementu przy obciążeniu na poziomie $F=1500 \text{ kN}$ dla zmiennej wysokości średnicy stalowego (B1-B3: $hw=206-566 \text{ mm}$)

W kolejnym kroku przeprowadzono weryfikację zmienności kąta θ w zależności od względnej wysokości średnicy stalowego i żelbetowego w przekroju (Rys. 5.56-Rys. 5.58). Również w tym wypadku, zgodnie z oczekiwaniami, wartość kąta nachylenia krzywulców spada wraz ze zwiększeniem wysokości średnicy stalowego. Potwierdza to powstanie zakładanego przez metodę ogólną współdziałania mechanizmu ST i belki Timoshenki w przenoszeniu siły poprzecznej. Poza obszarami bezpośredniego oddziaływania przyłożonego obciążenia i strefy podporowej, niezależnie od zastosowanego modelu, można zauważyć, zmniejszenie wartości kąta wraz ze wzrostem momentu zginającego (Rys. 5.58). Potwierdza to jego silną zależność od stosunku naprężeń normalnych i stycznych na krawędziach elementu (Załącznik nr 2). Spadek wartości kąta nachylenia, wynikający z naprężeń ściskających w części żelbetowej, ulega niewielkim zmianom na długości elementu i w zależności od wartości obciążenia. Dla referencyjnej wartości obciążenia o ($F=1500 \text{ kN}$) wynosi on ok $4-6^\circ$

(Rys. 5.56, Rys. 5.58). Analogicznie jak w przypadku zmiennej sztywności zespolenia można zauważyć niższe wartości kąta θ dla modeli klasy SL20 (Rys. 5.57).

5.4 Podsumowanie analiz modeli numerycznych belek o przekroju hybrydowym

Podsumowując wyniki analiz modeli elementów do badań niszczących można przedstawić następujące wnioski:

1. potwierdzono zbieżność wartości siły w zespoleniu wyznaczonej na podstawie analiz numerycznych z wartościami uzyskanymi zgodnie z założeniami metody ogólnej, stosując obliczenia na podstawie ramienia sił,
2. wartość siły rozwarstwiającej w niewielkim stopniu zależy zarówno od sztywności zespolenia, jak i względnej wysokości środnika stalowego i żelbetowego,
3. rozdział siły poprzecznej na część stalową i żelbetową jest silnie zależny od stosunku wysokości środników stalowego i żelbetowego (i położenia zespolenia),
4. potwierdzono zależność kąta θ od sztywności zespolenia i względnej wysokości środników oraz potwierdzono powstanie mechanizmu zakładanego przez metodę ogólną, zakładającego współdziałanie mechanizmu ST i belki Timoshenki w przenoszeniu siły poprzecznej,
5. do analiz wartości kąta θ należy stosować modele uwzględniające nieliniowość materiału na całej wysokości części żelbetowej przekroju,
6. większe wartości ugięć belek w stosunku do teoretycznego ugięcia belki Bernoulliego wynikają z
 - o odkształceń postaciowych (stalowego i żelbetowego zarysowanego) środnika redukowanych nieznacznie przez efekt TSF (dla analizowanych elementów suma tych zjawisk to wzrost do ok 30%)
 - o sztywności zespolenia i wynikających z nich odkształceń elementu (w zależności od sztywności wpływ ten może być różny, jednak należy się spodziewać, że będzie to więcej niż 30%),
 - o faktu, że część wpływu podatności zespolenia w analizowanych elementach odpowiada za dodatkowe odkształcenie postaciowe zarysowanego środnika wynikające ze zwiększenia rozwartości rys,
7. w analizowanych modelach obliczeniowych wpływ efektu TSF na ugięcia jest niewielki,

8. wpływy lokalne przyłożenia obciążenia i reakcji podporowej w modelach obliczeniowych oraz rzeczywistych elementach wydają się powodować niewielką redukcję wartości ugięć względem teoretycznego modelu belki Bernoulliego,
9. podatność zespolenia i zarysowanie środka żelbetowego są ze sobą powiązane, ponieważ zwiększenie poślizgu w zespoleniu powoduje zwiększenie rozwartości rys ukośnych środka.

Wykonane analizy teoretyczne stanowią podstawę do wnioskowania na temat metody ogólnej. Opisane w kolejnym punkcie wyniki przeprowadzonych badań stanowią potwierdzenie przeprowadzonych analiz.

6 BADANIA NISZCZĄCE BELEK O PRZEKROJU HYBRYDOWYM

6.1 Ogólne założenia badań

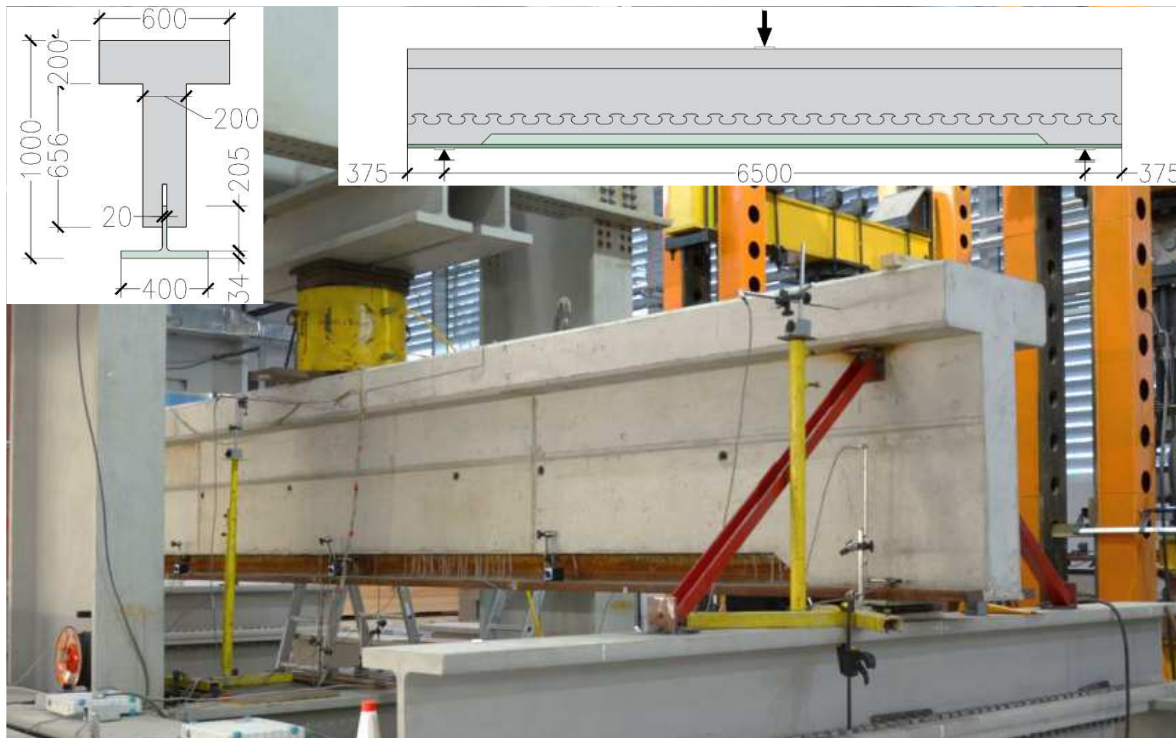
Podstawowy cel jaki postawiono w części badawczej, to określenie zachowania się belek hybrydowych, w których udział wysokości części ze stali konstrukcyjnej i z betonu zbrojonego są zbliżone. Badania te nazwano zasadniczymi, w odróżnieniu od wyników które stanowią punkt odniesienia (te nazwano wstępnymi). Pierwotnie zakładano badania belek żelbetowych jako wstępnych, ale po analizie zrezygnowano z tego rozwiązania, ponieważ możliwe okazało się wykorzystanie jako punktu odniesienia specyficznej odmiany belek hybrydowych (SRCD-1) o dominującym udziale średnika betonowego (zwanymi belkami ze zbrojeniem zewnętrznym). Istotnym czynnikiem było to, że pojawiła się możliwość zrealizowania takich badań w związku z pracami badawczymi prowadzonymi na Politechnice Wrocławskiej, w ramach wdrażania nowych rozwiązań na potrzeby budowy nowego odcinka drogi S-3 na północy Polski. We współpracy z dr. P. Koziołem prowadzącym badania wspomnianych belek (ze zbrojeniem zewnętrznym), w których autor niniejszej rozprawy również brał udział, przeanalizowano wyniki celem ustalenia sposobu wytwarzania się mechanizmu ST i morfologii zarysowania. Tym sposobem uzyskano punkt odniesienia do zasadniczych badań (przede wszystkim kąta θ). W niniejszej pracy podaje się jedynie wybrane wyniki badań belek ze zbrojeniem zewnętrznym istotne z punktu widzenia tej pracy; więcej szczegółów i wyników badań znajduje się w odpowiednich raportach SPR [74]. Podsumowując, na etapie fazy wstępnej badań analizuje się belki o przekroju hybrydowym o małej wysokości średnika stalowego w stosunku do całkowitej wysokości przekroju. Tak przyjęte belki w uproszczeniu można w projektowaniu traktować jako belki ze zbrojeniem zewnętrznym i pomijać wpływ części stalowej przy przenoszeniu siły poprzecznej. W ten sposób postępowano dotychczas przy projektowaniu obiektów w Niemczech i Austrii, gdy nie istniała jeszcze koncepcja przekroju hybrydowego. Są to natomiast de-facto belki hybrydowe (ich skrajny przypadek) i ich badania ujawniły szereg istotnych i typowych dla tych belek zachowań. Przede wszystkim stanowią one punkt wyjścia do analiz wpływu wysokości średnika żelbetowego. W zakresie badań zasadniczych przyjęto natomiast zniszczenie dwóch belek hybrydowych o znaczącej wysokości średnika stalowego w stosunku do całkowitej wysokości przekroju. Różniły się one grubością średnika żelbetowego, przy czym celowo dobrano szerokość średnika betonowego (200 mm) jednej z belek analogicznie jak w badaniach wstępnych (a w drugiej belce większą

Rys. 6.8). W obu przypadkach część żelbetowa jest zespolona ze stalowym teownikiem z wykorzystaniem zespolenia typu CD i łączników MCL. Przed przystąpieniem do badań przygotowano stosowne projekty badań wraz z analizą nośności poszczególnych elementów i przewidywanych mechanizmów zniszczenia. Przygotowano również algorytmy MES pozwalające na analizę elementu z uwzględnieniem zarysowania betonu.

Wszystkie badane belki zostały zaprojektowane z betonu klasy C50/60 stali zbrojeniowej B500SP oraz stali konstrukcyjnej HISTAR®460. Zarówno wytrzymałość betonu, stali zbrojeniowej i konstrukcyjnej została zweryfikowana poprzez badania odpowiednio spreparowanych próbek.

6.2 Badania wstępne

Wykonana została jedna belka (SRCD-1) [74], którą poddano działaniu obciążenia skupionego w środku rozpiętości, aż do jej całkowitego zniszczenia (Rys. 6.1). Przyjęto układ



Rys. 6.1 Belka SRCD-1 przeznaczona do badań wstępnych ustawiona na stanowisku badawczym zbrojenia środnika mający na celu wyeliminowanie kruchych mechanizmów zniszczenia zespolenia CD w postaci PO i POE (Rys. 4.43). Jednocześnie zastosowanie środnika żelbetowego o grubości jedynie 200 mm, w połączeniu z dużą nośnością przekroju z uwagi na zginanie, miało na celu wymuszenie mechanizmu zniszczenia zespolenia lub żelbetowego

środnika. Założona geometria sprawia, że element można postrzegać jako skrajny przypadek przekroju hybrydowego. Z uwagi na niewielką wysokość środnika stalowego w stosunku do

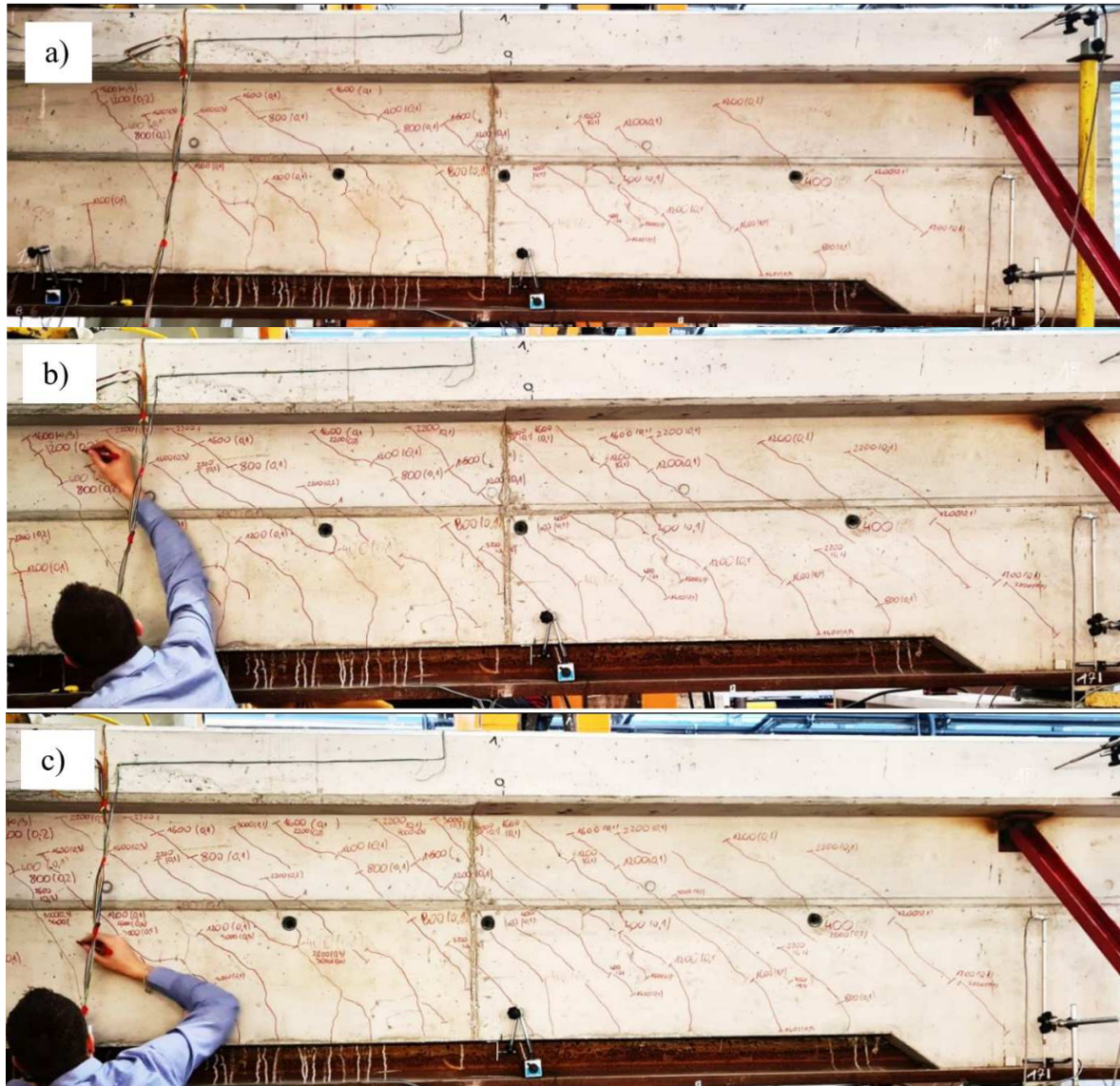


Rys. 6.2 Inwentaryzacja rys w początkowej fazie obciążenia

całkowitej wysokości przekroju, można przyjąć, że jest to w zasadzie belka ze zbrojeniem zewnętrznym. Udział części stalowej w przenoszeniu siły poprzecznej jest stosunkowo niewielki, wobec czego przewidywano mechanizm pracy przekroju na ścinanie odpowiadający klasycznym założeniom przekrojów żelbetowych, czyli wykształcenie się mechanizmu ST w żelbetowym środniku. Wykonano 4 etapy obciążenia, w postaci 25 cykli obciążenia siłami o wartości 400 kN i 1600 kN, obciążenie belki do zniszczenia przekroju, a następnie jej odciążenie i weryfikację resztkowej nośności. W czasie trwania badań monitorowano wartość przykładanego poprzez siłownik obciążenia, odkształcenia stali i betonu, przemieszczenia pionowe i poziome oraz rozwój zarysowania środnika wraz z przyrostem obciążenia spowodowanego ścinaniem. Przebieg rysy oznaczano markerem na środniku, oznaczając jednocześnie poprzecznie do rysy jej zasięg i odpowiadającą wartość obciążenia.

Pierwsze rysy pionowe w dolnej części środnika zaobserwowano przy obciążeniu belki siłą 400 kN (Rys. 6.2). Zwiększenie obciążenia w 2 etapie do 1600 kN skutkowało powstaniem kolejnych rys pionowych. Przy wartości obciążenia ok. 800 kN zauważono pierwsze rysy ukośne na środniku w 25% rozpiętości belki. Nachylenie rys, a zatem i kąta nachylenia krzyżulca betonowego mechanizmu ST (θ), do osi belki wynosił od około 36° do 45°. W kolejnych cyklach obciążenia powstałe rysy, w zależności od obciążenia, zwiększały lub

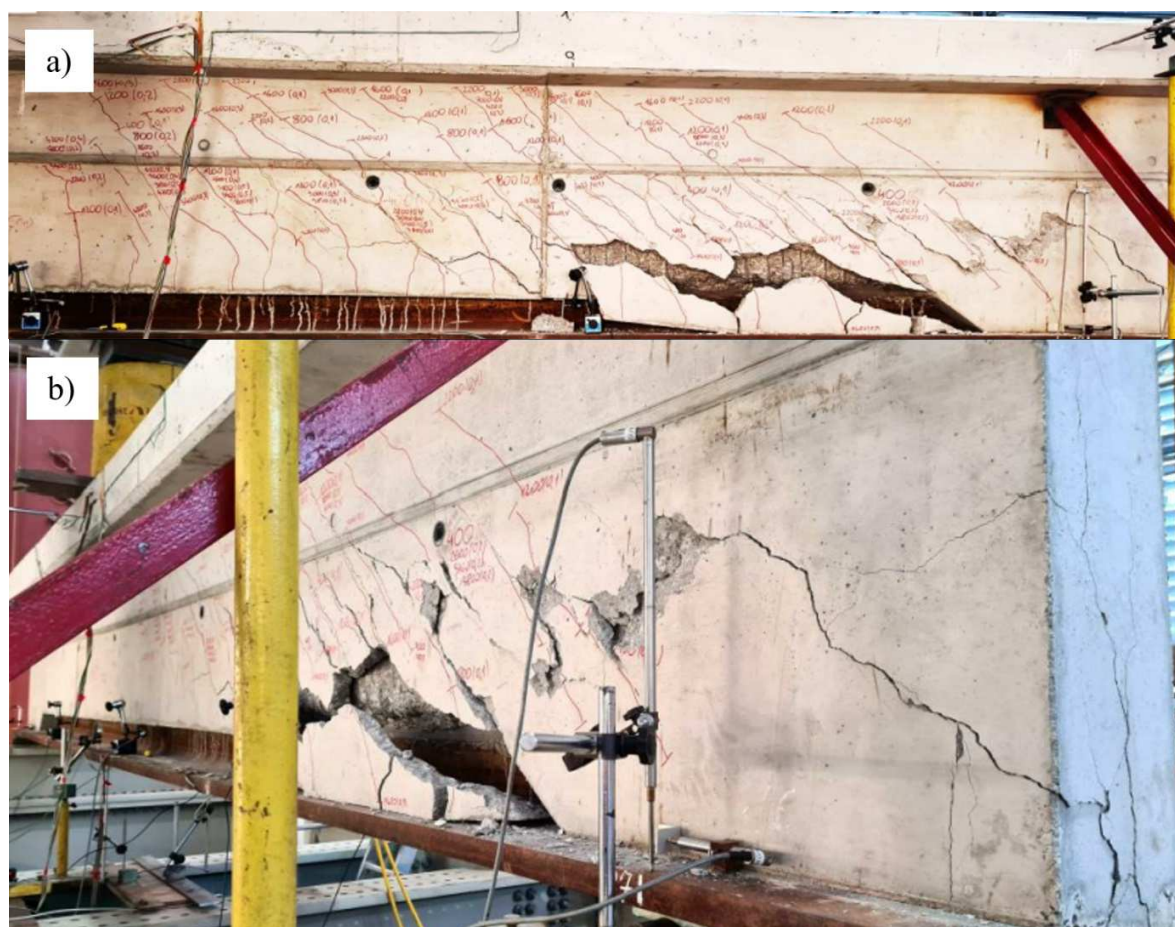
zmniejszyły swoją rozwartość. Przy wartości obciążenia na poziomie 3600 kN rozwartość rys spowodowanych zginaniem i ścinaniem wynosiła 0,3 mm. Nieuzbrojonym okiem widoczny był również poślizg na końcach belki. Zniszczenie belki nastąpiło w strefie przypodporowej przy



Rys. 6.3 Układ rys w belce w czasie badań wstępnych dla wartości obciążenia skupionego a) 1600 kN, b) 2200 kN i c) 3600 kN.

obciążeniu siłą skupioną o wartości 4400 kN. Zniszczeniu towarzyszył szybki wzrost rozwartości i pojawienie się nowych rys ukośnych pod kątem około 35° . Maksymalna odnotowana wartość siły przyłożonej do belki w czasie badania niszczącego wynosiła 4535 kN. Odpowiada to sile poprzecznej w belce równej 2268 kN. Na tej podstawie, stosując koncepcję ramienia sił ($Z_{el,SRCD-1}=844$ mm), można przyjąć wartość siły rozwarstwiającej w zespoleniu na

poziomie 2535 kN/m i wartość siły w pojedynczym łączniku zespalającym równej 634 kN. Zniszczenie nastąpiło poprzez odłupanie otuliny zbrojenia na ścinanie środника w rejonie zespolenia, w strefie przypodporowej. Biorąc pod uwagę wartość uzyskanej siły niszczącej i nachylenie krzywulców betonowych można przypuszczać, że uzyskana postać zniszczonej belki wynika z nałożenia się efektów lokalnych zniszczenia zespolenia i środnika z uwagi na ścinanie. Rdzeń środnika ograniczony zbrojeniem na ścinanie i prętami podłużnymi nie nosił



Rys. 6.4 Belka po przyłożeniu obciążenia niszczącego a) układ rys ukośnych w żelbetowym środkniku b) postać zniszczenia w strefie podporowej

znaczących znamion zniszczenia. W związku z czym po przyłożeniu maksymalnej wartości siły belka została odciążona, a następnie powtórnie dwukrotnie obciążona w celu weryfikacji nośności rezydualnej elementu po jego zniszczeniu. Uzyskane w wyniku tego wartości siły wynosiły 2960 kN i 1830 kN. W czasie powtórnego obciążenia zniszczeniu uległ środknik belki po jej drugiej stronie. Oczekiwane charakterystyczne nośności zespolenia CD dla danego mechanizmu zniszczenia wynosiły odpowiednio, z uwagi na stal $P_{pl}=596$ kN, betonowy łącznik

$P_{sh,k}=702$ kN, $P_{po,k}=382$ kN, $P_{poc,k}=224$ kN. Biorąc pod uwagę wyznaczoną wartość niszczącą siły rozwarstwiającej można przyjąć, że zastosowany układ zbrojenia środnika żelbetowego w obrębie zespolenia CD pozwolił na wyeliminowanie mechanizmów zniszczenia PO i POE.

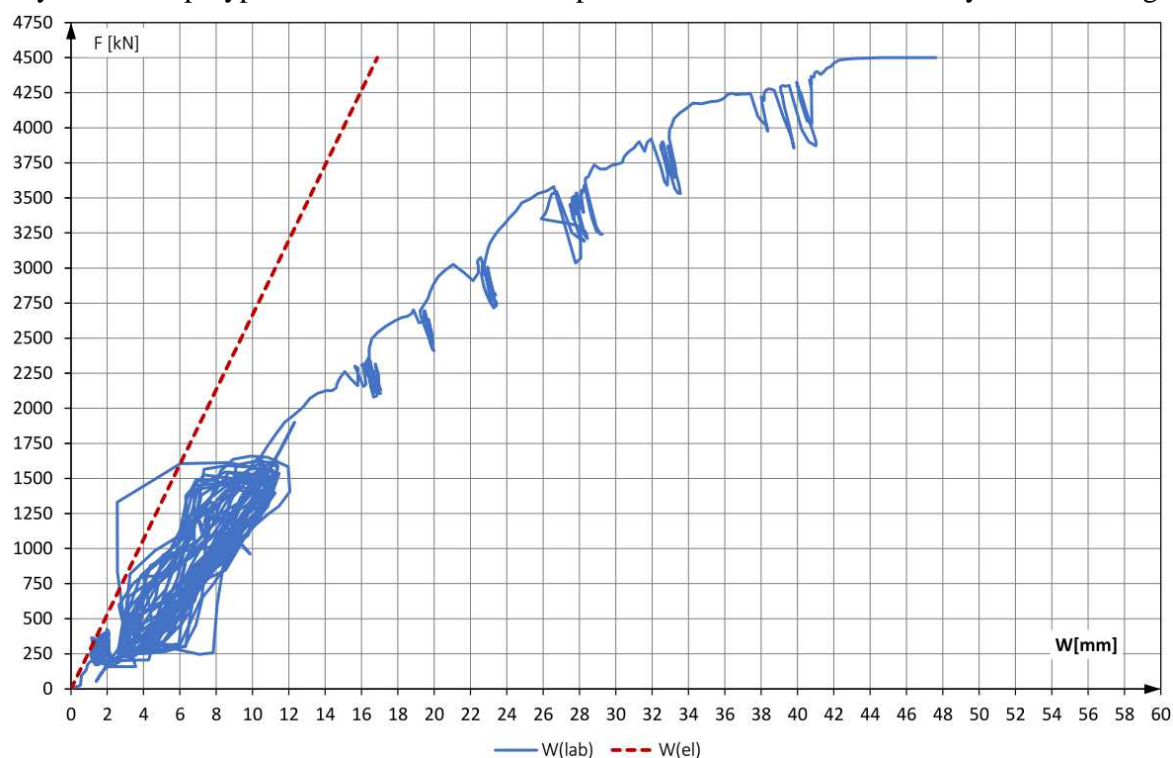


Rys. 6.5 Zniszczony środnik belki po jej powtórnych obciążeniu w celu ustalenia nośności rezydualnej a) po stronie inicjacji zniszczenia b) po stronie, która uległa zniszczeniu dopiero po powtórnych obciążeniu.

Mając do dyspozycji teowniki stalowe o wysokości całkowitej 860 mm oraz biorąc pod uwagę odpowiednie proporcje wysokości przekroju i długości belki (dla elementu badawczego) przyjęto, że wysokość przekroju nowoprojektowanych belek hybrydowych do badań fazy zasadniczej, będzie wynosić 1300 mm. Ze względu na zaobserwowaną postać zniszczenia zdecydowano się na wykonanie dwóch belek o środnikach żelbetowych grubości 200 mm (S1-200) i 300 mm (S2-300). Odnosząc się do analogii geometrii przekroju belki zniszczonej w ramach badań wstępnych oraz wartości sprężystego ramienia sił (Z_{e1}), w zależności od zastosowanej grubości środnika żelbetowego, nośność powinna wynosić od około 5570 kN (S2-300) do 5650 kN (S1-200). Zakładając, że ramię sił jest liniowo zależne od wysokości przekroju wartość siły niszczącej powinna być równa ok 5850 kN. Należy przy tym zaznaczyć, że niższa wartość wyznaczonej w ten sposób nośności odpowiada belce o szerszym środniku. Wynika to z faktu, że spodziewane jest zniszczenie zespolenia. Sprężyste ramię sił wewnętrznych dla belki o środniku grubości 300 mm przyjmie mniejszą wartość ($Z_{e1, S2-300}=1044$ mm) niż w przypadku belki o środniku grubości 200 mm ($Z_{e1, S1-200}=1060$ mm). Oznacza to teoretycznie większą wartość siły rozwarstwiającej w belce o szerszym środniku,

przy tym samym poziomie obciążenia z uwagi na rozkład naprężeń normalnych i stycznych w przekroju.

Zwiększenie udziału części stalowej na wysokości przekroju, spowoduje również zmianę rozkładu naprężeń normalnych w części żelbetowej przekroju. Zwiększy się w niej udział niezrównoważonych naprężeń ściskających. W związku z tym spodziewane jest wykształcenie się mechanizmu ST o mniejszym kącie nachylenia betonowych krzyżulców (θ). Spowoduje to też zwiększenie naprężeń ściskających w betonowych krzyżulcach oraz potencjalnie ich większy wpływ na mieszany mechanizm zniszczenia. Zmniejszenie kąta nachylenia krzyżulców w przypadku belki S1-200 może prowadzić do zniszczenia w wyniku złożonego



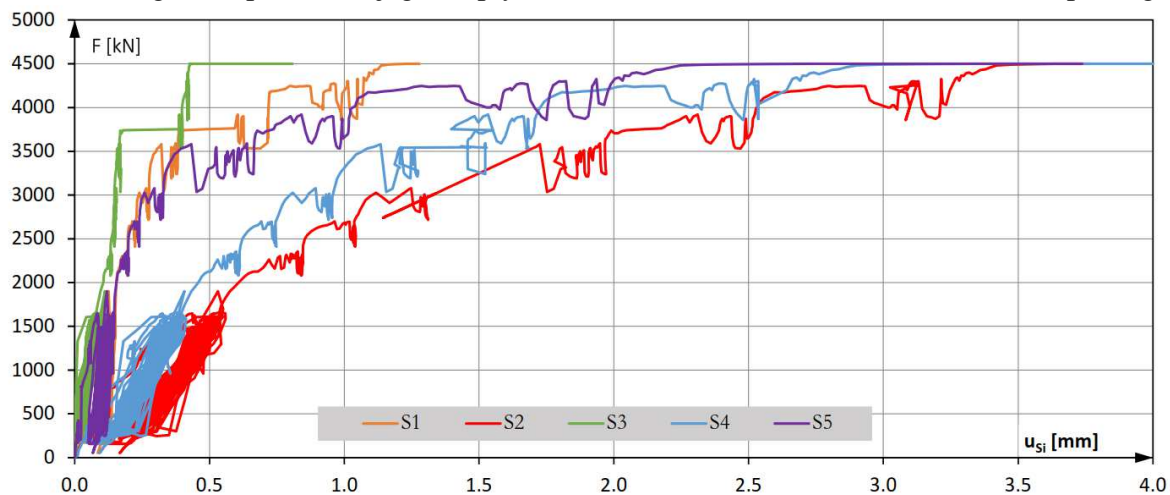
Rys. 6.6 Porównanie zależności ugięcia belki od przyłożonego obciążenia dla belki zniszczonej w ramach badań wstępnych i sprężystego ugięcia swobodnie podpartej belki Bernoulliego

stanu naprężeń w ściskanym krzyżulcu, na połączeniu ze strefę ściskaną. W takim przypadku, biorąc pod uwagę rozkład naprężeń ściskających na długości elementu, powinien on ulec zniszczeniu bliżej strefy przęsłowej niż belka SRCD-1, która uległa zniszczeniu w strefie podporowej. Przewiduje się, że belka S1-200 ulegnie zniszczeniu poprzez wyczerpanie nośności zespolenia CD, poprzez analogiczny mechanizm zniszczenia jak belka SRCD-1, przy większym udziale globalnego mechanizmu ST niż dla belki SRCD-1, z uwagi na zmniejszenie kąta θ lub poprzez zniszczenie betonowego krzyżulca w strefie ściskanej. Zwiększenie grubości

średnika żelbetowego w belce S2-300 powinno znacząco zredukować lub całkowicie wyeliminować obliczeniowo mechanizm zniszczenia w obrębie zespolenia poprzez odłupanie otuliny. Wynika to z faktu, że zmiana ta ma znaczący wpływ zarówno na globalną nośność krzyżulca, jak i stosunek szerokości rdzenia średnika betonowego objętego strzemionami do grubości otuliny. Spowoduje to również znaczny wzrost nośności krzyżulców betonowych, w związku z czym nie przewiduje się, że dojdzie do ich zniszczenia. Mając to na uwadze dla belki S2-300 oczekiwanym mechanizmem zniszczenia jest wyczerpanie nośności części stalowej zespolenia.

Mierzone w czasie badania niszczącego wartości ugięcia belki SRCD-1 były wyraźnie większe niż teoretyczne ugięcia belki Bernoulliego, uwzględniające zachowanie płaskiego przekroju belki (brak poślizgu) i sprężyste charakterystyki przekroju. Ugięcie badanej belki dla obciążenia 4496 kN wynosiło 43,6 mm, podczas gdy wartość teoretyczna dla tego samego obciążenia belki Bernoulliego powinna wynosić 16,8 mm (Rys. 6.6). Sztywność badanego elementu była znacznie mniejsza niż wynikałoby to ze sprężystej pracy przekroju (+159%). Efekt ten może być spowodowany: poślizgiem zespolenia, odkształceniem postaciowym średnika (belka Timoshenki) z uwzględnieniem powstania rys ukośnych, lub zmniejszoną sztywnością półki żelbetowej w wyniku odkształcenia postaciowego i powstaniem mechanizmu ST. W czasie badań nie stwierdzono jednak powstania rys w półce górnej belki, a jej szerokość jest na tyle mała, że można przyjąć że efekt *shear lag* będzie miał znikomy wpływ na odkształcenia całego elementu. Jednoznaczne określenie odkształceń postaciowych belki, w wyniku działania siły poprzecznej, w oparciu o uproszczone analizy jest trudnym zadaniem, z uwagi na połączenie dwóch materiałów, sztywność zespolenia i zwiększenie podatności średnika w wyniku wykształcenia się w nim mechanizmu ST. Należy również mieć na uwadze, że sztywność zarysowanego średnika będzie zwiększana przez efekt *tension stiffening* (TSF). Złożoność zagadnienia sprawia, że powinno być ono przedmiotem dalszych badań (pkt. 5.3.2).

Mając na uwadze wartości ugięcia belki należy przeanalizować wartości poślizgu pomiędzy stalową i żelbetową częścią przekroju. Na tej podstawie można oszacować sztywność zastosowanego zespolenia i jego wpływ na odkształcenia elementu. Pomiar poślizgu



Rys. 6.7 Wartości poślizgu pomiędzy stalą i betonem zmierzone podczas badań niszczących w zależności od wartości przyłożonego obciążenia.

wykonywano w 5 przekrojach tj. w osiach podparcia oraz w 25%, 50% i 75% rozpiętości belki. Zaburzenia w przebiegu krzywej zależności poślizgu od siły wynikają z zachowania środnika żelbetowego. Jest to związane z powstawaniem nowych i zwiększaniem się zasięgu istniejących rys, w ramach modelu ST. Maksymalny zaobserwowany poślizg w zespoleniu w 25% rozpiętości belki wynosił w chwili zniszczenia 3,7 mm (Rys. 6.7).

Zaobserwowane w czasie badań poziome przemieszczenia górnej półki żelbetowej były znikome i nie przekroczyły $\pm 2,5$ mm, w związku z czym można stwierdzić że zastosowane zabezpieczenie belki przed skręcaniem było wystarczające.

W związku z powstałym mieszanym mechanizmem zniszczenia środnika poprzez odłupanie otuliny środnika, w części zasadniczej badań niszczących zdecydowano się na zastosowanie dodatkowych czujników pozwalających na pomiar odkształceń pomiędzy betonowym i stalowym środnikiem na kierunku poprzecznym.

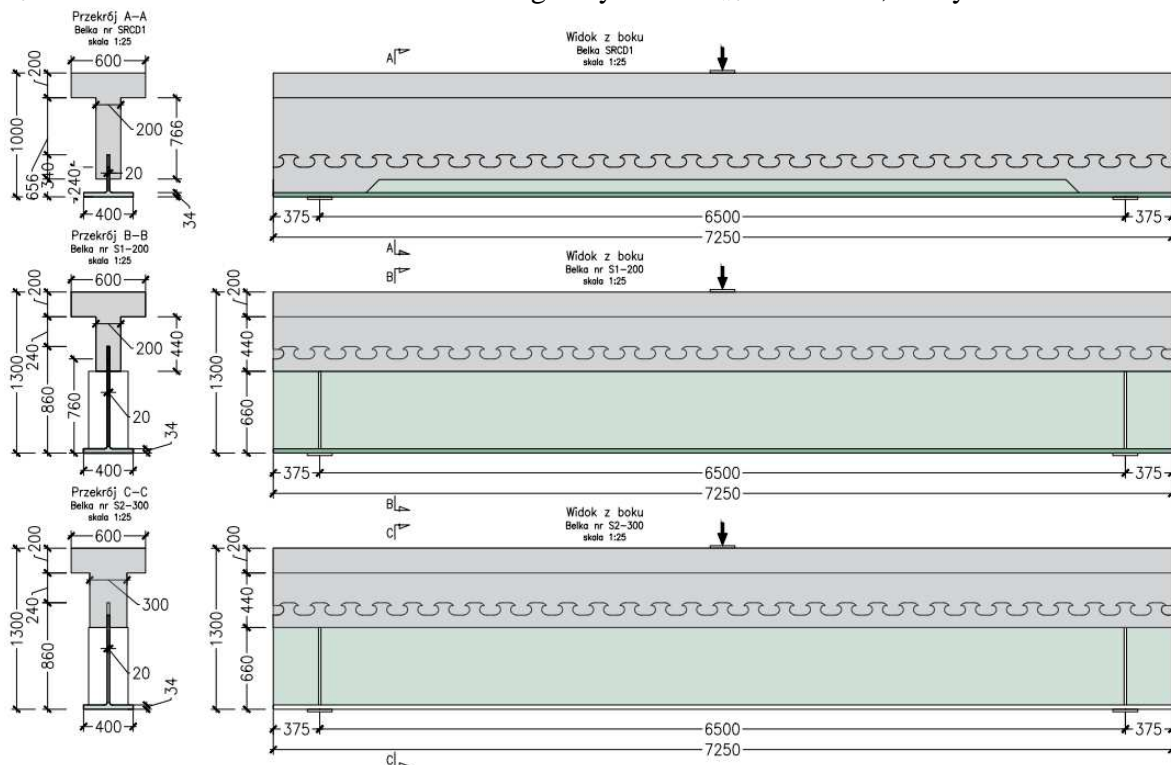
Powyżej przedstawiono jedynie wybrane wyniki dla wstępnych badań niszczących. Szczegółowe pomiary dla poszczególnych czujników oraz schemat ich instalacji na elemencie przedstawiono w raporcie z badań [74].

Podkreśla się fakt, że zastosowany stosunkowo cienki środnik betonowy uległ zniszczeniu w nowy nieobserwowany dotychczas sposób, w otoczeniu połączenia

ścianego. Ten mechanizm zniszczenia nie jest przedmiotem analizy w ramach niniejszej pracy: jest to nowy aspekt polegający na interakcji mechanizmu ST i lokalnego efektu zespolenia. Opisano to w [74] i będzie to przedmiotem osobnych badań. Tutaj przedmiotem analizy jest formowanie się mechanizmu ST (jako cecha przekroju hybrydowego), a nie wpływ lokalny łączników stalowych na ten mechanizm. Dlatego w badaniach zasadniczych jedna belka ma większą aniżeli w badaniach wstępnych szerokość środnika betonowego wynoszącą 300 mm.

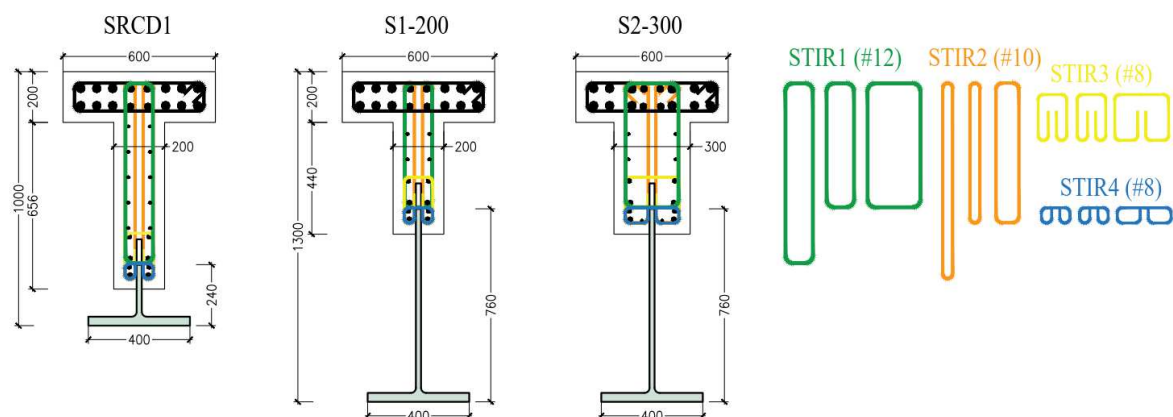
6.3 Geometria elementów do badań

Całkowita wysokość belki przeznaczonyj do badań wstępnych (SRCD-1) wynosiła $h_1=1000$ mm. Jej żelbetowa półka górna miała szerokość $b_{fc}=600$ mm i grubość $t_{fc}=200$ mm. Grubość środnika żelbetowego wynosiła $b_{wc1}=200$ mm, a wysokość w strefie

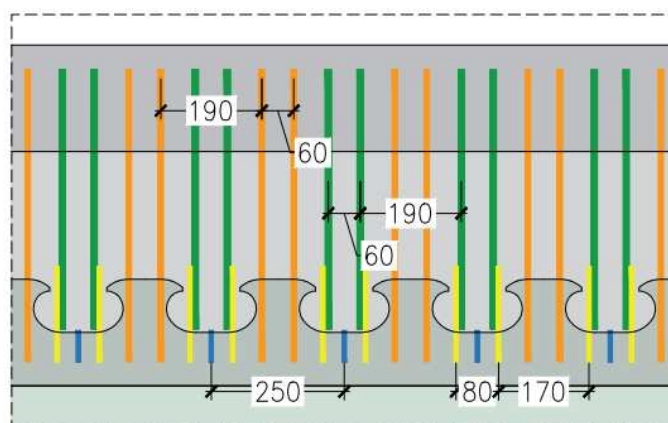


Rys. 6.8 Geometria belek przeznaczonych do badań niszczących fazy wstępnej i zasadniczej przęsłowej była równa $h_{wc1}=766$ mm. Całkowita wysokość belek przeznaczonych do etapu zasadniczego badań (S1-200 i S2-300) wynosiła $h_2=1300$ mm (Rys. 6.8). Zastosowana w ich przypadku półka żelbetowa miała analogiczne wymiary, jak belki do badań wstępnych (SRCD-1). Zastosowano natomiast mniejszą wysokość środnika żelbetowego równą $h_{wc2}=440$ mm. Mając na uwadze wyniki wcześniej przeprowadzonych badań wstępnych, zdecydowano się na zastosowanie dwóch szerokości środnika żelbetowego równych

$b_{wc2}=200$ mm w przypadku belki S1-200 oraz $b_{wc3}=300$ mm dla belki S2-300. Zaprojektowane w ten sposób elementy żelbetowe zostały zespolone z częścią kształtownika walcowanego o wysokości całkowitej $h_a=1100$ mm, szerokości półki $b_f=400$ mm, grubości środnika $t_w=20$ mm i grubości półki $t_f=34$ mm. Kształtownik został rozcięty na dwie części wzdłuż osi

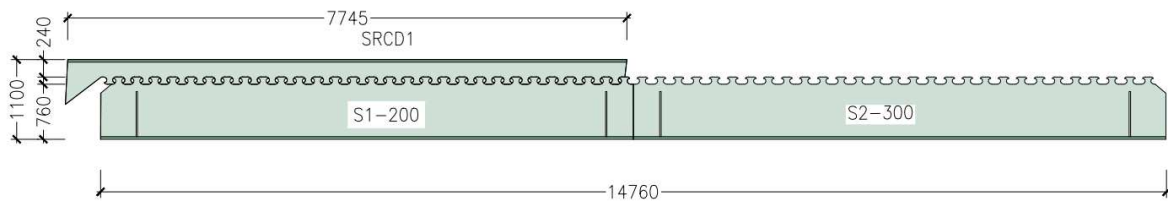


Rys. 6.9 Schemat elementów składowych zbrojenia na ścinanie (strzemiona typu STIR1-STIR4)



Rys. 6.10 Schemat układu strzemion STIR1-STIR2 i prętów dodatkowych STIR3-STIR4 na długości belek podłużnej, z zastosowaniem linii cicia pozwalającej na ukształtowanie łączników typu MCL o wysokości 100 mm. Linia cicia pozwoliła na stworzenie dwóch kształtowników teowych o użytecznej wysokości środnika (od powierzchni półki do podstawy łącznika) 206 mm w przypadku belki do badań wstępnych (SRCD-1) oraz 726 mm dla belek przeznaczonych do badań fazy zasadniczej (S1-200 i S2-300) (Rys. 6.11). Dzięki zastosowaniu elementów o zbliżonych proporcjach możliwe będzie jakościowe porównanie mechanizmów pracy badanych elementów. Mając na uwadze wykonanie analizy porównawczej wyników badań niszczących, we wszystkich belkach hybrydowych zarówno fazy wstępnej jak i zasadniczej zastosowano analogiczne zbrojenie podłużne. Tym samym w półce żelbetowej umieszczono 12 prętów #32 oraz 8 prętów #25 (Rys. 6.9). Zbrojenie podłużne środnika przewidziano w postaci

prętów #10 rozmieszczonych co 100 mm po obu stronach środnika, w ilości zależnej od wysokości środnika. Dzięki temu zastosowany stopień zbrojenia podłużnego środnika w przypadku wszystkich badanych belek był taki sam. W rejonie zespolenia zastosowano po każdej stronie stalowego środnika 4 dodatkowe pręty podłużne #16. Ich zadaniem jest zapewnienie odpowiedniej współpracy prętów STIR3 i STIR4 (Rys. 6.9) oraz jednoczesne przecięcie potencjalnej powierzchni zniszczenia odpowiadającej mechanizmowi zniszczenia zespolenia typu *pry out*. Podobnie jak w przypadku zbrojenia podłużnego, zbrojenie na ścinanie



Rys. 6.11 Geometria belek przeznaczonych do badań niszczących fazy wstępnej i zasadniczej

środnika żelbetowego elementów SRCD-1, S1-200 i S2-300 wykonano w taki sam sposób. Zastosowano w tym celu dwa rodzaje strzemion (STIR1 i STIR2) oraz dwa rodzaje dodatkowych prętów pomocniczych w rejonie zespolenia (STIR3 i STIR4). Gałąź pozioma strzemion pierwszego rodzaju STIR1 (Rys. 6.9) przechodziła przez część betonową łącznika zespalającego, jednocześnie stanowiąc zbrojenie A_b (Rys. 4.39). Były one ścinane w dwóch płaszczyznach w przekroju i wykonane je z prętów #12. Strzemiona drugiego rodzaju STIR2, ścinane w czterech płaszczyznach w przekroju i wykonane z prętów #10, wydłużono poniżej poziomu zespolenia. Współpracują one z prętami podłużnego zbrojenia w dolnej części rozdzielonych środników żelbetowych. Ten rodzaj strzemion jednocześnie stanowi zbrojenie przeciwdziałające kruszeniu, lokalnemu mechanizmowi wyczerpania nośności w obrębie zespolenia poprzez przecięcie płaszczyzn zniszczenia (Rys. 4.43). Dodatkowe pręty typu STIR3 i STIR4 pełnią jedynie funkcję zapobiegania powstania wspomnianego mechanizmu lokalnego w górnej i dolnej strefie łącznika. Układ zbrojenia na ścinanie został dostosowany do rozstawu łączników CD. W związku z czym strzemiona STIR1 i STIR2 zastosowano w średnim rozstawie co 125 mm. Na długości elementu strzemiona danego typu stosuje się parami. Dodatkowe pręty STIR3 również zastosowano w rozstawie 125 mm, natomiast pręty STIR4 rozmieszczono co 250 mm. Ukształtowany w ten sposób układ zbrojenia zapewnia pole zbrojenia na ścinanie środnika na poziomie $43,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ na długości belki ($4 \times \#10 + 2 \times \#12$ co 125 mm) (Rys. 6.10). Szczegółowe wymiary elementów przedstawiono w dokumentacji rysunkowej (Załącznik nr 3).

6.4 Cele badań

Przeprowadzone analizy teoretyczne i studia literaturowe pozwoliły na przygotowanie programu badań belek hybrydowych. Dzięki temu określono jego główne i pomocnicze cele w celu weryfikacji przyjętych założeń.

W obliczu przedstawionych wcześniej analiz teoretycznych sformułowano **główne cele** zaplanowanych badań.

1. Wykształcenie się mechanizmu ST w belkach o przekroju hybrydowym zarówno w przypadku elementów z niskim (SRCD-1), jak i wysokim (S1-200 i S2-300) średnikiem stalowym w stosunku do wysokości całkowitej przekroju. Wartość kąta nachylenia krzywulców θ będzie zależna od wysokości części żelbetowej i będzie większa dla belki SRCD-1 oraz mniejsza w przypadku elementów S1-200 i S2-300. *Będzie to stanowić jakościowe potwierdzenie założeń metody ogólnej (współpraca części stalowej i mechanizmu ST w przenoszeniu siły poprzecznej) oraz podstawę do uwzględnienia w wyznaczaniu $V_{Rd,max}$ wartości współczynnika α_{cw} .*
2. Wartość kąta θ poniżej poziomu zespolenia w średnikach żelbetowych ulegnie zmianie (zwiększeniu) względem części powyżej zespolenia, z uwagi na znaczący spadek udziału w przenoszeniu przez tę część średnika siły poprzecznej. Jednocześnie ta część przekroju będzie rozciągana w wyniku globalnego zginania przekroju. *Dzięki temu potwierdzone zostanie założenie dotyczące przyjętego rozdziału strumienia ścinania w przekroju hybrydowym.*
3. Uzyskanie w przypadku wszystkich badanych elementów podobnego poziomu wyteżenia zespolenia w momencie zniszczenia, dostosowanego na podstawie wartości ramienia sił Z do odpowiedniego przekroju (SRCD-1, S1-200 i S2-300). *Zastosowano te same wymiary żelbetowej półki górnej i półki stalowej. Można również przyjąć, że wpływ wysokości średnika stalowego i zarysowanego średnika żelbetowego na rozkład naprężeń normalnych w przekroju, a co za tym idzie wartości siły ścinania podłużnego jest pomijalny. Biorąc to pod uwagę możliwe będzie potwierdzenie głównego założenia metody ogólnej dotyczącego wymiarowania przekrojów hybrydowych na ścinanie w oparciu o wartość globalnego ramienia sił.*
4. Porównanie przemieszczeń i odkształceń badanych elementów z modelami numerycznymi, w celu potwierdzenia występujących w nich mechanizmów.

Oprócz powyższych celów głównych, mając na uwadze użytkowy charakter wniosków z przedmiotowych rozważań, założono również osiągnięcie **drugorzędnych celów** dodatkowych. Ich osiągnięcie pozwoli na jednoczesne projektowanie rzeczywistych konstrukcji w bezpieczny sposób oraz będzie stanowiło podstawę do potencjalnych badań rozwojowych w przyszłości.

1. Przekroczenie wartości obciążenia niszczącego wynikającego z nośności zespolenia z uwagi na efekt *pry out*. Tym samym zostanie wykazane, że zastosowany układ zbrojenia środnika w rejonie zespolenia pozwala na wyeliminowanie kruchej mechanizmu zniszczenia.
2. Przekroczenie w badaniach wartości siły niszczącej odpowiadającej jedynie nośności strzemion przechodzących przez część betonową łącznika (doweli). Wykazanie współpracy obu rodzajów strzemion w przenoszeniu siły poprzecznej.
3. Uzyskanie wyższej nośności zespolenia dla elementów z większą grubością środnika żelbetowego i wyeliminowanie lokalnego mechanizmu zniszczenia. Pozwoli to na określenie bezpiecznej szerokości środnika betonowego pozwalającego na wyeliminowanie lokalnego efektu zniszczenia.
4. Ustalenie na podstawie wyników przemieszczeń z czujników indukcyjnych, w poszczególnych przekrojach, poślizgu w zespoleniu przekroju hybrydowego i oszacowanie na tej podstawie sztywności zespolenia. Umożliwi to wprowadzenie do globalnych modeli konstrukcji stosunkowo prostej modyfikacji (zakładając pracę w zakresie sprężystym zespolenia). To z kolei umożliwi wierniejsze odwzorowanie zachowania rzeczywistych obiektów.

6.5 Parametry materiałowe elementów do badań

Klasę badanego betonu wyznaczono w oparciu o badania niszczące próbek sześciennych o boku 150 mm. W celu uwzględnienia przyrostu wytrzymałości betonu w czasie zastosowano współczynnik wieku próbki $\beta_{cc}(t)$ zgodnie z [16] (6.1). Wartość charakterystyczną stanowi minimum z wartości średniej pomniejszonej o współczynnik k zależny od liczby badanych

$$f_{is,28} = f_{is} \cdot \beta_{cc}(t) = f_{is} \cdot e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (6.1)$$

$$f_{ck,is} = \min\{f_{cm(n),is} - k; f_{is,lowest} + 4\} \quad (6.2)$$

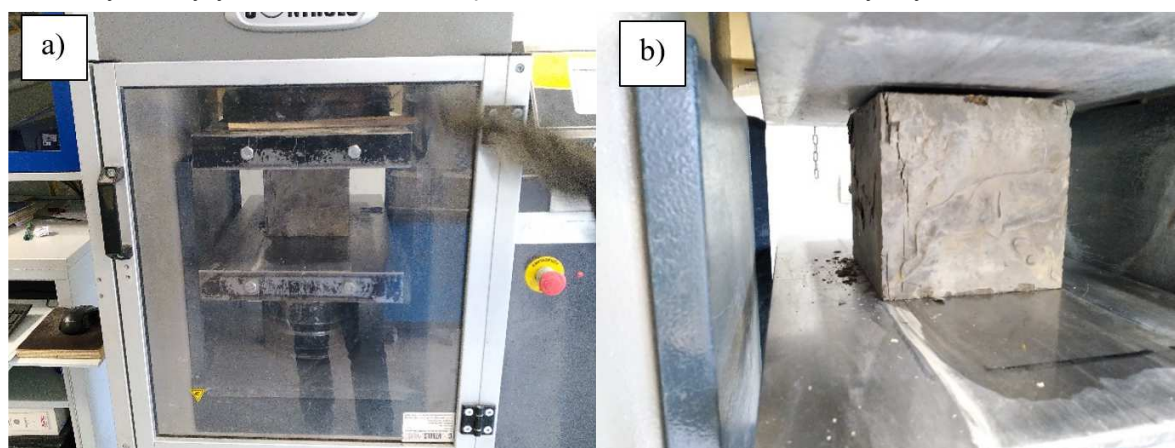
- f_{is} - pojedynczy wynik badania wytrzymałości na ściskanie próbki sześcienniej o boku 150 mm
- $\beta_{cc}(t)$ - współczynnik wieku betonu w czasie badania
- s - współczynnik zależny od rodzaju cementu
- t - wiek betonu w dniach

$f_{is,28}$ - pojedynczy wynik badania wytrzymałości betonu po 28 dniach z uwzględnieniem wieku betonu

$f_{ck,is}$ - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie próbki sześcienniej

k - współczynnik zależny od liczby badanych próbek w serii

próbek w serii oraz najmniejszej wartości powiększonej o 4 MPa [75] (6.2). Przygotowaniu elementów do badań fazy zasadniczej towarzyszyło pobranie próbek do badań betonu na ściskanie. W związku z tym wykonano 9 sześciennych próbek betonowych o długości boku 150 mm dla każdej belki, z czego 3 z nich przeznaczono do badania po 28 dniach przechowywania w kąpeli wodnej. Kolejne próbki zostały zniszczone w dniu badania niszczącego każdej belki. Przy tym 3 z nich były przechowywane w kąpeli wodnej w laboratorium, a 3 przechowywano jednakowych warunkach atmosferycznych jak badane elementy i były składowane w sąsiedztwie belek. Badania wytrzymałościowe betonu



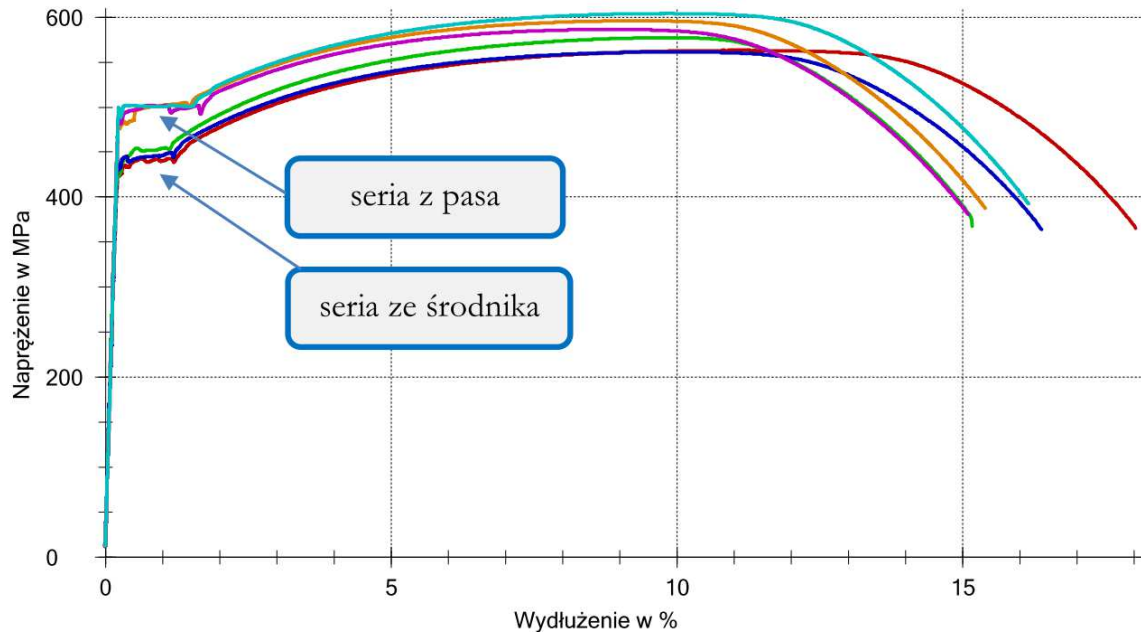
Rys. 6.12 Próbki sześciennie do badań wytrzymałości betonu o boku 150 mm w maszynie wytrzymałościowej badane po 28 dniach.

wykonano w maszynie wytrzymałościowej AUTOMAX5 (Rys. 6.12). Wyniki zestawiono tabelarycznie z uwzględnieniem równań (6.1) i (6.2). Dwie z badanych próbek podczas próby

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

| Lp. | Nr belki | Data betonowania | Data badania | Wiek betonu | Siła niszcząca | Przekrój poprzeczny | f_{ts} | Współczynnik rodzaju cementu s | Liczba próbek | k | $f_{cm(n),s}$ | f_{ck} | β_{cctt} | $f_{ts,28}$ | $f_{cm(n),s,28}$ | $f_{ck,28}$ |
|-----|------------|------------------|--------------|-------------|----------------|---------------------|----------|--------------------------------|---------------|---|---------------|----------|----------------|-------------|------------------|-------------|
| - | - | - | - | dni | kN | mm ² | MPa | - | - | - | MPa | MPa | - | MPa | MPa | MPa |
| 1 | S2-300 | 2021.12.23 | 2022.01.20 | 28 | 1999 | 22500 | 88.8 | 0.2 | 8 | 6 | 86.3 | 80.3 | 1.00 | 88.8 | 78.9 | 71.5 |
| 2 | | 2021.12.23 | 2022.01.20 | 28 | 1921 | 22500 | 85.4 | 0.2 | | | | | 1.00 | 85.4 | | |
| 3 | | 2021.12.23 | 2022.01.20 | 28 | 1987 | 22500 | 88.3 | 0.2 | | | | | 1.00 | 88.3 | | |
| 4 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 2040 | 22500 | 90.7 | 0.2 | | | | | 1.16 | 78.3 | | |
| 5 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 2070 | 22500 | 92.0 | 0.2 | | | | | 1.16 | 79.4 | | |
| 6 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 1830 | 22500 | 81.3 | 0.2 | | | | | 1.16 | 70.2 | | |
| 7 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 960 | 22500 | 42.7 | 0.2 | | | | | 1.16 | 36.8 | | |
| 8 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 1760 | 22500 | 78.2 | 0.2 | | | | | 1.16 | 67.5 | | |
| 9 | | 2021.12.23 | 2023.01.29 | 402 | 1920 | 22500 | 85.3 | 0.2 | | | | | 1.16 | 73.7 | | |
| 10 | | 2021.12.29 | 2022.01.26 | 28 | 1787 | 22500 | 79.4 | 0.2 | | | | | 1.00 | 79.4 | | |
| 11 | 2021.12.29 | 2022.01.26 | 28 | 1802 | 22500 | 80.1 | 0.2 | 1.00 | 80.1 | | | | | | | |
| 12 | 2021.12.29 | 2022.01.26 | 28 | 1805 | 22500 | 80.2 | 0.2 | 1.00 | 80.2 | | | | | | | |
| 13 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1280 | 22500 | 56.9 | 0.2 | 1.16 | 49.0 | | | | | | | |
| 14 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1550 | 22500 | 68.9 | 0.2 | 1.16 | 59.3 | | | | | | | |
| 15 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1510 | 22500 | 67.1 | 0.2 | 1.16 | 57.8 | | | | | | | |
| 16 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1630 | 22500 | 72.4 | 0.2 | 1.16 | 62.4 | | | | | | | |
| 17 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1490 | 22500 | 66.2 | 0.2 | 1.16 | 57.0 | | | | | | | |
| 18 | 2021.12.29 | 2023.03.15 | 441 | 1330 | 22500 | 59.1 | 0.2 | 1.16 | 50.9 | | | | | | | |

Tab. 6.1 Zestawienie wyników badań niszczących próbek betonowych.



Rys. 6.13 Krzywa naprężeń umownych podczas rozciągania próbek z części stalowej elementów [74]

(po jednej dla każdej belki S1-200 i S2-300) wytrzymałościowej wykazywały niewłaściwe zachowanie. Już przy niewielkim obciążeniu wydawały dźwięki świadczące o postępującym zniszczeniu. Uzyskano w ich przypadku wyniki znacząco odbiegające od pozostałych próbek (980 kN i 1280 kN). W związku z tym zostały one uznane za niemiernodajne i odrzucone. Na podstawie wytrzymałości po 28 dniach przyjęto, że klasa betonu belki S1-200 odpowiada C45/55 a belki S-300 C55/67. Biorąc pod uwagę wiek próbek w czasie badania, do analiz wytrzymałościowych przyjęto wartości z pominięciem współczynnika β_{cc} , tym samym zakładając dla belki S1-200 beton C50/60, a dla belki S2-300 C60/75. Na podstawie raportu [74] założono, że beton belki SRCD-1 w czasie badania odpowiadał klasie C40/50.

Badania parametrów materiałowych zostały uzupełnione o próby wytrzymałościowe stali. W tym celu badaniu poddano próbki stali zbrojeniowej i stali konstrukcyjnej (ze środka kształownika walcowanego i jego pasa dolnego). Parametry materiałowe stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej ustalono na podstawie wyników próby rozciągania przedstawionych w raporcie dla belki SRCD-1 [74]. Części stalowe belek SRCD-1, S1-200 i S2-300 powstały poprzez rozcięcie tego samego kształownika walcowanego, wobec czego wyniki przedstawione w [74] traktuje się jako miarodajne dla wszystkich badanych elementów. Badanie wykonano w temperaturze pokojowej na maszynie ZWICK UFP 400 o klasie dokładności 1,0 zgodnie z wytycznymi [76] [77]. W ten sposób określono podstawowe parametry wytrzymałościowe stali (Rys. 6.13) tj. dolną granicę plastyczności R_{eL} , górną granicę plastyczności R_{eH} ,

$$X_{k(n)} = m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (6.3)$$

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (6.4)$$

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (6.5)$$

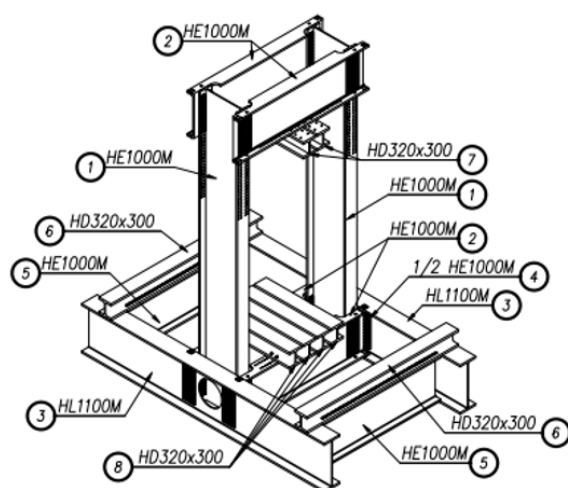
$$R_{eL,k} = R_{eL,m} \cdot \left(1 - k_n \cdot \frac{s_x}{R_{eL,m}}\right) \quad (6.6)$$

- $X_{k(n)}$ - wartość charakterystyczna wielkości dla liczby n próbek
- m_x - wartość średnia badanej wielkości
- k_n - współczynnik zależny od liczby próbek dla 5% wartości charakterystycznej (Tablica D1 [78])
- s_x - odchylenie standardowe próby
- V_x - współczynnik zmienności
- $R_{eL,k}$ - wartość charakterystyczna granicy plastyczności dla danej serii

wytrzymałość na rozciąganie R_m , wydłużenie procentowe przy zerwaniu A i moduł sprężystości E . Oszacowanie wartości charakterystycznych i obliczeniowych granicy plastyczności, przeprowadzono zgodnie z załącznikiem D [78] zakładając że wartość współczynnika zmienności V_x jest nieznana i bazując na przedstawionych zależnościach (6.3)-(6.5). Wyznaczona na tej podstawie wartość charakterystyczna dolnej granicy plastyczności wynosi odpowiednio dla pasa $f_{f,y,k}=396$ MPa, a dla środka $f_{w,y,k}=353$ MPa. Pomijając rozróżnienie na stal pasa i środka uzyskano uśrednioną wartość dolnej granicy plastyczności na poziomie $f_{y,k}=375$ MPa. Biorąc pod uwagę przewidywane poziomy obciążenia środka i pasa dolnego można na tej podstawie przyjąć, że zastosowana stal odpowiada klasie stali S375. Charakterystyczna wytrzymałość prętów zbrojeniowych na rozciąganie została wyznaczona w analogiczny sposób i jest równa 531 MPa.

6.6 Przygotowanie badań niszczących

Zarówno w przypadku fazy wstępnej, jak i zasadniczej badań przeprowadzono próbę obciążenia belki hybrydowej w Akredytowanym Laboratorium Konstrukcji Budowlanych Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej. Wszystkie elementy miały schemat belki swobodnie podpartej o rozpiętości teoretycznej równej 6,50 m i długości równej 7,25 m. Zostały one obciążone w środku rozpiętości siłą skupioną poprzez blachę centrującą o szerokości 300 mm, długości 500 mm i grubości 20 mm. Stanowisko do badań pozwala na badanie belek o rozpiętości do 7,00 m i wymuszenie obciążenia skupionego



Rys. 6.14 Schemat elementów stanowiska badawczego 1- słup, 2 – poprzecznice górne, 3 – podporowa belka podłużna, 4 – element węzłowy, 5 i 6 elementy przesuwne zapewniające możliwość podparcia belek, 7 – elementy umożliwiające rozkład obciążenia z siłownika na obie poprzecznice

w środku rozpiętości o wartości 10 MN. Poszczególne elementy konstrukcyjne stanowiska badawczego przedstawiono na schemacie (Rys. 6.14). Podparcie belek na podporach (element nr 5) zapewniono poprzez łożyska wałkowe składające się ze stalowego wałka i blach przekładkowych, zapewniając w ten sposób możliwość swobodnego obrotu nad punktami podparcia. Wszystkie belki zostały zabezpieczone przed obrotem względem osi podłużnej i przemieszczeniem poprzecznym na podporach, poprzez zastosowanie odpowiednich zastrzałów. Zastrzały zostały oparte o połączenie środnika z półką części żelbetowej, a następnie połączone spoinami z górną półką belki podstawy (Rys. 6.15). Zarówno w przypadku fazy wstępnej jak i zasadniczej badań, obciążenie zostało przyłożone do belek do

jej górnej powierzchni z użyciem siłownika hydraulicznego połączonego z pompą ENERPAC pozwalającą na uzyskanie ciśnienia 700 bar, a siłomierz podłączono do wzmacniacza laboratoryjnego Hottinger MGCplus.



Rys. 6.15 Łożyska wałkowe i elementy zabezpieczające półkę górną przed przesuwem poprzecznym w strefach podporowych belki SRCD-1 i belki S1-200

Elementy przeznaczone do badań w fazie zasadniczej (S1-200 i S2-300) zostały przygotowane w zakładzie prefabrykacji. Dostarczono do niego stalowe teowe kształtowniki z ukształtowanymi łącznikami typu CD, powstałe w wyniku przecięcia dwuteownika HL1000B

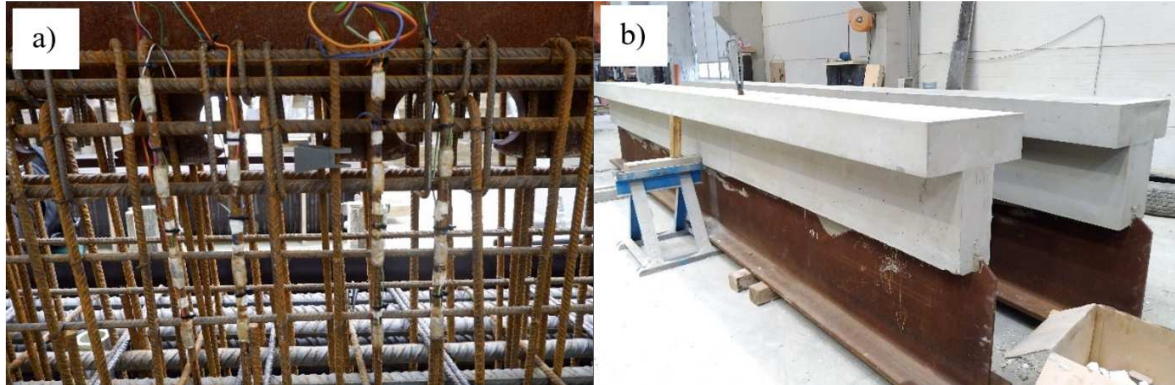


Rys. 6.16 Wykonanie belek S1-200 i S2-300 w zakładzie prefabrykacji a) kształtownik stalowy przed rozcięciem na elementy S1-200 i S2-300, b) belka S2-300 w czasie montażu zbrojenia

(Rys. 6.16 a). W czasie montażu zbrojenia, belki zostały ustawione w pozycji odwróconej w stosunku do późniejszego obciążenia w czasie badań niszczących (Rys. 6.16 b). Po montażu zbrojenia do strzemion typu STIR1 i STIR2 każdej belki zamocowano 14 sztuk tensometrów TF-5 o bazie pomiarowej 10 mm, rezystancji $120,0 \pm 0,002 \Omega$ i stałej tensometrycznej

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

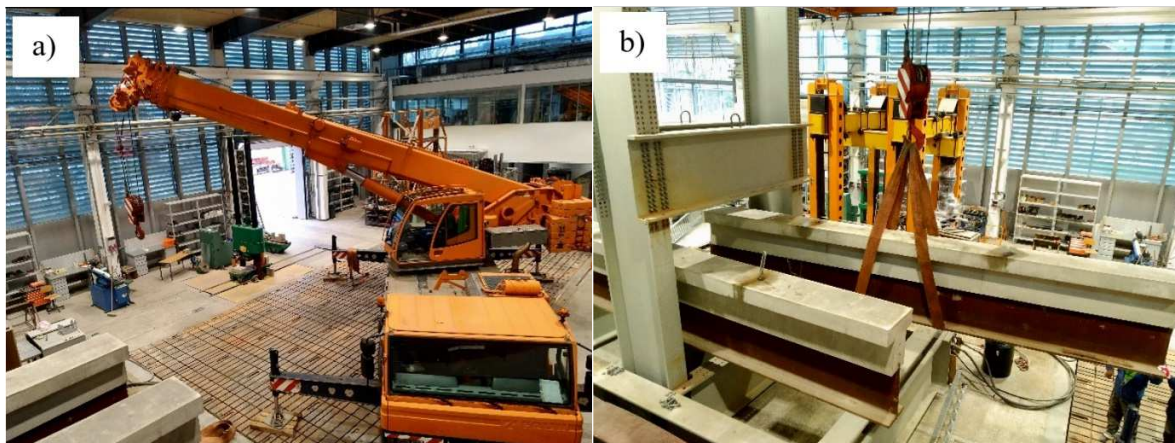
$k=2,19\pm 0,005$. Zdecydowano się na pomiar odkształceń strzemion w obrębie łączników, których odległość od osi podparcia wynosiły 1125 mm i 1375 mm (Rys. 6.17 a). Na każdym



Rys. 6.17 Wykonanie belek w zakładzie prefabrykacji a) instalacja tensometrów na strzemionach, b) wykonane elementy do badań fazy zasadniczej

z dwóch badanych strzemion STIR1, zamocowano 3 (ST1a-c, ST3a-c), a na strzemionach STIR2 4 tensometry (ST2a-d, ST4a-d), w rozstawie pionowym co 100 mm. Lokalizację wspomnianych strzemion przedstawiono na rysunkach S1-05 i S2-05 (Załącznik nr 3). Po zabezpieczeniu tensometrów przed potencjalnymi uszkodzeniami mechanicznymi 23.12.2021 r. (S2-300) i 29.12.2021 r. (S1-200) ułożono mieszankę betonową części betonowej belek hybrydowych (Rys. 6.17 b).

Kolejnym etapem był transport i ustawienie belek w laboratorium na stanowisku badawczym (Rys. 6.18), po czym rozpoczęto prace związane z instalacją aparatury pomiarowej.



Rys. 6.18 Ustawienie belek fazy zasadniczej na stanowisku badawczym

W związku z powyższym w przypadku obu belek zastosowano 12 tensometrów TF-5 o bazie pomiarowej 10 mm, rezystancji $120,0\pm 0,002\Omega$ i stałej tensometrycznej $k=2,19\pm 0,005$. Ich

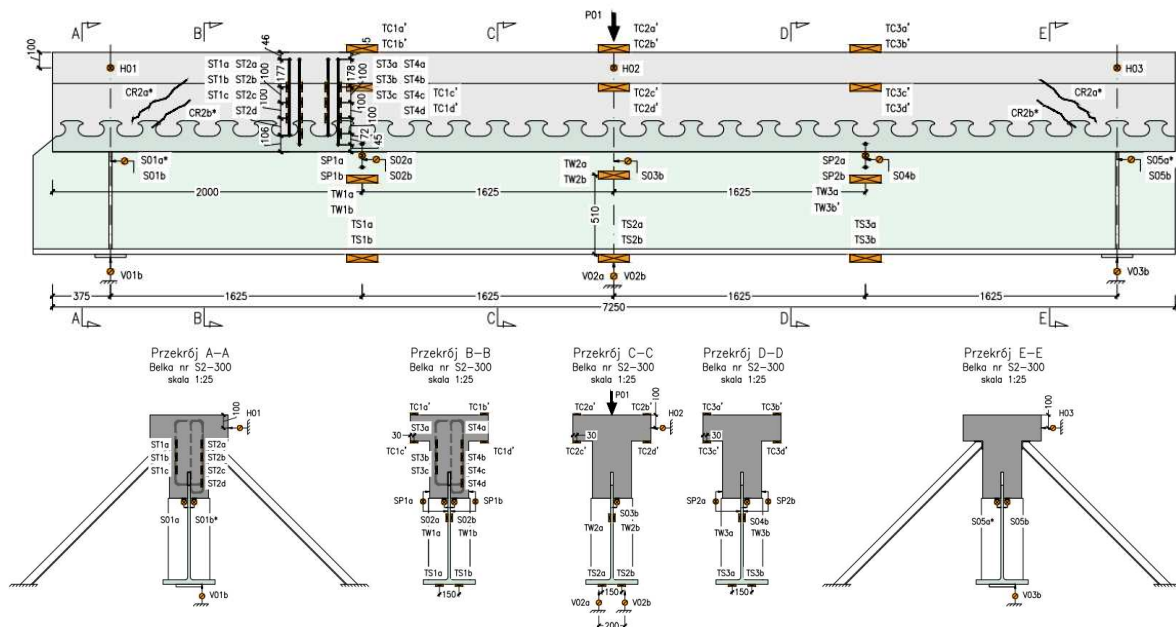
zadaniem jest pomiar odkształceń ϵ_x w stali na kierunku podłużnym w 3 przekrojach belki, w 25%, 50%, 75% jej rozpiętości. W każdym przekroju zamocowano 2 tensometry od spodu



Rys. 6.19 Urządzenia pomiarowe zastosowane na potrzeby przedmiotowych badań a) tensometry (TS3a i TS3b) na dolnym pasie stalowym, b) czujnik indukcyjny do pomiaru poślizgu pomiędzy stalą i betonem w przekroju 25% rozpiętości belki, c) czujnik indukcyjny do pomiaru odkształceń poziomych pólki żelbetowej, d) tensometr (TW2b) do pomiaru odkształceń poziomych środka stalowego, e) czujniki indukcyjne do pomiaru odkształceń pionowych pasa dolnego, f) czujnik indukcyjny do pomiaru względnych przemieszczeń poprzecznych (odsłojenia) pomiędzy betonem i stalą w obrębie zespolenia (SP2a)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

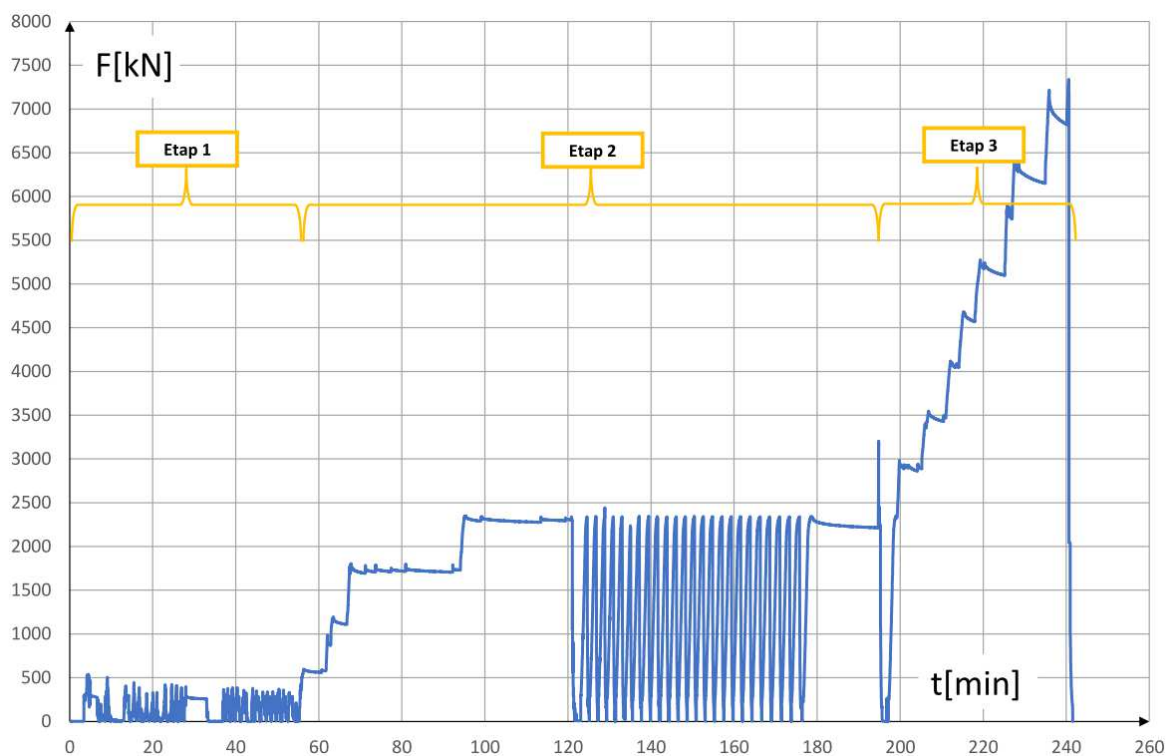
pasa dolnego w rozstawie poprzecznym co 150 mm (TS1a-TS3b) (Rys. 6.19 a) oraz 2 tensometry po obu stronach środka stalowego w odległości 510 mm od dolnej krawędzi belki (TW1a-TW3b) (Rys. 6.19 d). W części żelbetowej również zastosowano 12 tensometrów RL350/50, o bazie pomiarowej 50 mm, rezystancji 350 Ω oraz stałej tensometrycznej $k=2,15$. Zostały one przyklejone do powierzchni betonu w tych samych przekrojach na długości belki, co tensometry zamocowane do powierzchni części stalowej. Zainstalowano je w odległości 30 mm od krawędzi bocznej górnej półki żelbetowej, na jej górnej (TC1a'-TC3b') i dolnej (TC1c'-TCd') powierzchni. Ich zadaniem jest pomiar odkształceń betonu w zadanych przekrojach. Oprócz zastosowanych tensometrów, zdecydowano się na montaż czujników indukcyjnych pozwalających na pomiar przemieszczeń pionowych i poziomych belek, poślizgu zespolenia oraz poprzecznych względnych przemieszczeń betonu w obrębie łącznika zespalającego (pomiar tej wielkości jest nowym pomysłem na potrzeby przedmiotowej rozprawy). Kontrolę poprzecznych przemieszczeń poziomych zapewniały 3 czujniki, zamontowane w połowie rozpiętości i w przekrojach podporowych belek (H01-H03) (Rys. 6.19 c). Pomiar przemieszczeń pionowych realizowany był przez 4 czujniki indukcyjne, mierzące pionowe przemieszczenie pasa dolnego części stalowej belki (Rys. 6.19 e). W związku z tym zainstalowano je na obu podporach i w środku rozpiętości (V02a i V01b-V03b). W przypadku belki S1-200 pomiary przemieszczeń pionowych podpór



Rys. 6.20 Ustawienie belek fazy zasadniczej na stanowisku badawczym

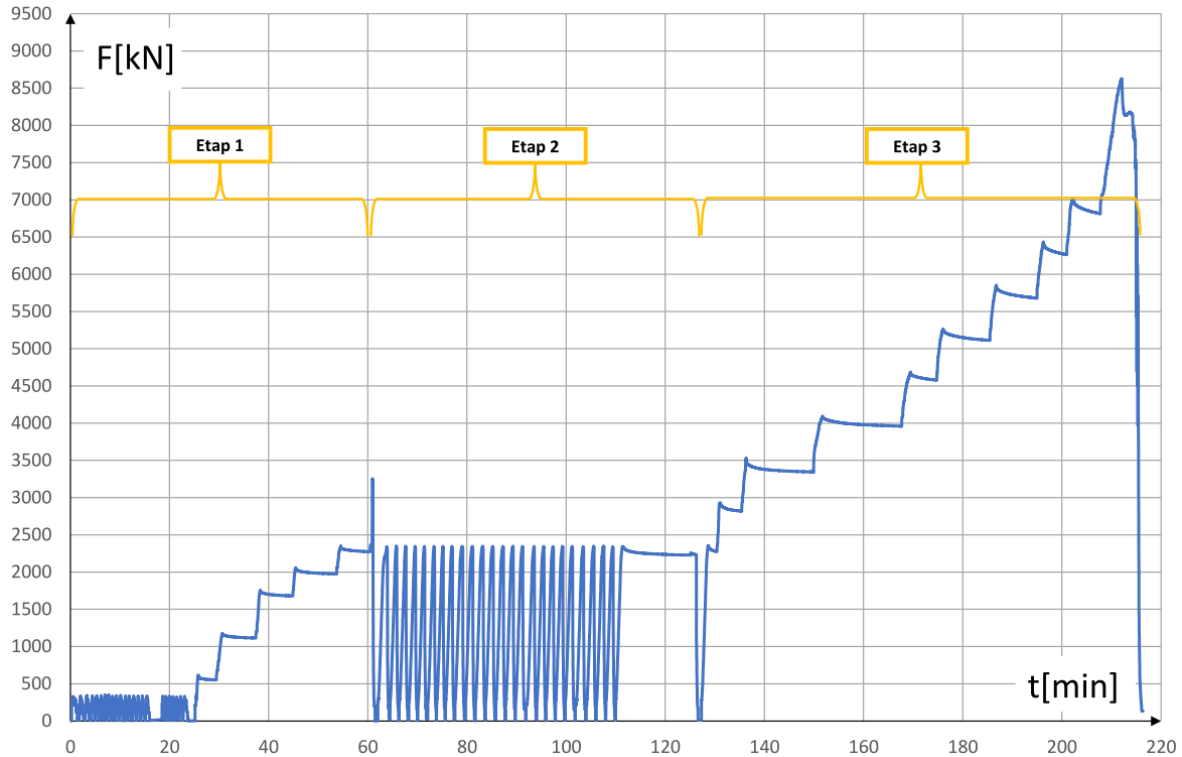
wykonano przy użyciu czujników zegarowych po obu stronach środka. Pomiar poślizgu pomiędzy stalą a betonem zapewniało 6 czujników indukcyjnych i 2 czujniki zegarowe. Zastosowano je w 5 przekrojach na długości belki tj. w przekrojach podporowych, w 25%, 50% i 75% rozpiętości belki po jednej stronie środka (S01b-S05b) (Rys. 6.19 b). W celu weryfikacji uzyskanych wyników wartości poślizgu po drugiej stronie środka zastosowano dodatkowy czujnik indukcyjny (S02b) położony w 25% rozpiętości belki. Bieżącą kontrolę wartości poślizgu w czasie prowadzonych badań na każdej podporze, zapewniają czujniki zegarowe pozwalające na pomiar poślizgu po drugiej stronie środka względem kompletu czujników indukcyjnych (S01a*, S05a*). Ostatnią wielkością podlegającą pomiarowi jest poprzeczne, względne przemieszczenie pomiędzy stalą i betonem w obrębie łącznika zespalającego. W tym celu przygotowano w sumie 4 czujniki indukcyjne, w dwóch przekrojach poprzecznych w. 25% i 75% rozpiętości belki, po obu stronach środka (SP01a-SP02b). Szczegółową lokalizację wszystkich czujników przedstawiono schematycznie (Rys. 6.20). Zastosowane tensometry i czujniki indukcyjne umożliwiają pomiary z częstotliwością 3 Hz, które w są przetwarzane i archiwizowane.

6.7 Przebieg badań niszczących fazy zasadniczej



Rys. 6.21 Przebieg obciążenia belki fazy zasadniczej badań w funkcji czasu dla belki S1-200

W celu obciążenia belek hybrydowych siłą skupioną zastosowano siłownik HLRG-10006 o maksymalnej sile nacisku równej 10000 kN, i skoku tłoka 150 mm. Zapewniał on stopniowy wzrost obciążania badanych elementów, aż do ich zniszczenia. Stosując analogię wytycznych [76] oraz przeprowadzonych badań [79] przewidziano 3 poziomy obciążenia. Wstępnie belki zostały obciążone siłą równą 5% przewidywanej siły niszczącej. Następnie zostały odciążone



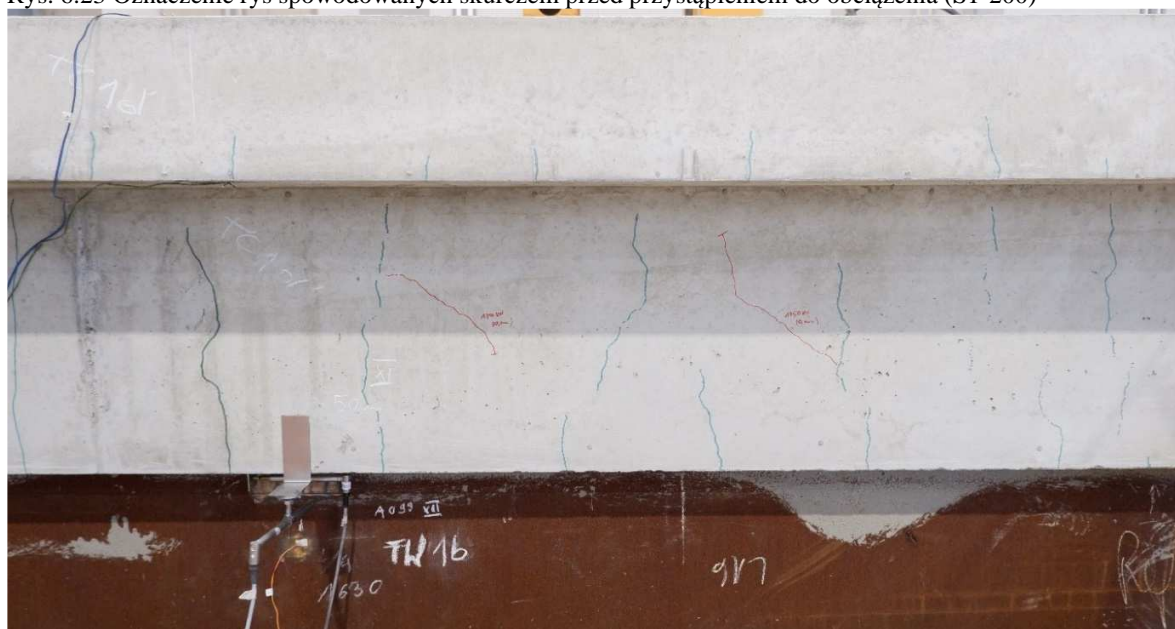
Rys. 6.22 Przebieg obciążenia belki fazy zasadniczej badań w funkcji czasu dla belki S2-300

i powtórnie obciążone wcześniejszą wartością siły w 25 cyklach. W kolejnym kroku analogiczne postępowanie zakłada się w przyłożeniu obciążenia równego 40% teoretycznej siły niszczącej. Po wykonaniu 25 cykli wspomnianym obciążeniem, przewidziano maksymalne obciążenie, aż do zniszczenia belki. Oznacza to zatem wyróżnienie 3 etapów obciążenia zasadniczej fazy badań (Rys. 6.21, Rys. 6.22).

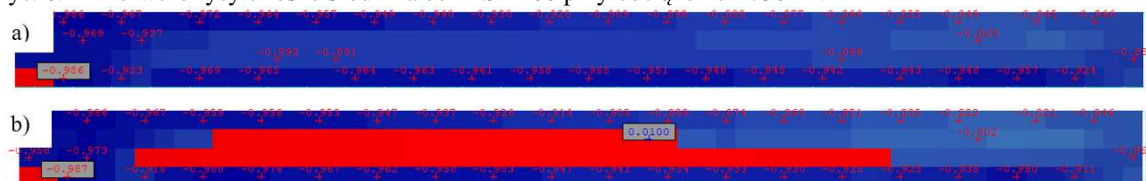
W ramach przygotowania do badań niszczących, oszacowano wartości przewidywanej siły niszczącej dla badanych elementów z uwagi na poszczególne mechanizmy zniszczenia. Wartości sił wyznaczono dla charakterystycznych wartości nośności ustalonych zgodnie z wytycznymi zawartymi w [16] [17] [3] [4].



Rys. 6.23 Oznaczenie rys spowodowanych skurczem przed przystąpieniem do obciążenia (S1-200)



Rys. 6.24 Pierwsze rysy ukośne środka belki S1-200 przy obciążeniu 1750 kN

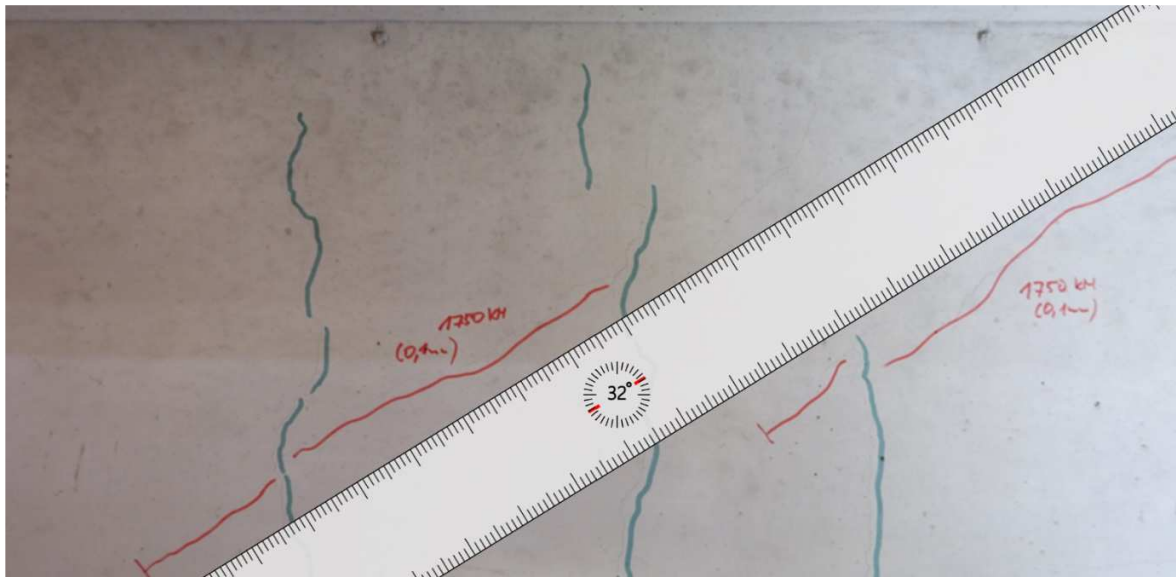


Rys. 6.25 Zasięg strefy zarysowanej środkiem przy obciążeniu 1340 kN (a) i 1555 kN (b) w modelu numerycznym SL20 (PZZ)

Biorąc pod uwagę wyniki badań fazy wstępnej za wartość teoretycznej siły niszczącej dla obu belek fazy zasadniczej przyjęto wartość 5850 kN. W związku z tym belki obciążano w następujących etapach (Rys. 6.21, Rys. 6.22):

1. Etap pierwszy: 25 cykli obciążenia z zakresu: 0-290 kN (0-5%)
2. Etap drugi 25 cykli obciążenia z zakresu: 0-2340 kN (0-40%)
3. Etap trzeci obciążenie belki do jej zniszczenia:
 - o 0-7340 kN (S1-200),
 - o 0-8630 kN (S2-300).

W trakcie badań prowadzono obserwację zachowania elementu pod wpływem obciążenia, która obejmowała typ, zasięg i rozwartość powstałych rys. Identyfikację typu powstałych rys i ich rozwartości prowadzono nieuzbrojonym okiem z pomocą wzornika rozwarcia rys firmy



Rys. 6.26 Nachylenie powstałych rys przy obciążeniu 1750 kN (S1-200)

NeoStrain. Przed przystąpieniem do badań na elemencie zaznaczono czarnym kolorem rysy powstałe w wyniku skurczu betonu (Rys. 6.23, Rys. 6.30). Rysy powstałe w czasie obciążenia oznaczano kolorem czerwonym, dodatkowo oznaczono zasięg poprzecznymi liniami do rysy oraz opisując odpowiadającą wartość obciążenia i rozwartość w danym kroku.

Proces badań rozpoczęto od elementu S1-200. W pierwszym etapie przy obciążeniu konstrukcji siłą 290 kN nie stwierdzono powstania dodatkowych rys w belce. Wobec tego rozpoczęto zakładaną cykliczną część obciążeń. Następnie rozpoczęto etap drugi zwiększając stopniowo obciążenie do wartości 585 kN (10%), 1120 kN (20%), 1755 kN (30%) oraz

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

2340 kN (40%). W czasie zwiększania obciążenia czujniki pomiaru odkształceń poziomych (H01-H03) wykazywały przemieszczenia poziome półki górnej. Fakt ten w połączeniu z nierównomiernymi wartościami przemieszczeń pionowych, z czujników w połowie rozpiętości (V02a, V02b) oraz dodatkowych czujników zegarowych po obu stronach środka, wskazywał na postępujący obrót belki wokół osi podłużnej. Przemieszczenia te były jednak na



Rys. 6.27 Obraz zarysowania środka przy obciążeniu 2340 kN (S1-200)

tyle niewielkie, że możliwe było kontynuowanie badań. Przyczyną takiego zachowania elementu były prawdopodobnie imperfekcje geometryczne elementu oraz minimalne luzy pomiędzy zastrzałami na podporach, a licem żelbetowego środka. Nierównomierne odkształcenia na podporze wskazywały na dociskanie jednej strony pasa dolnego do podpory, co mogło być spowodowane jego odgięciem na etapie produkcji lub prefabrykacji. Przy

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

wartości obciążenia około 700 kN, słyszalny był nagły huk i wstrząs elementu oraz stanowiska badawczego. W wyniku tego czujniki pomiaru przemieszczeń poziomych półki górnej zsunęły



Rys. 6.28 Układ rys ukośnych na śródniku w trzecim etapie obciążenia (S1-200)

się z płytki referencyjnej, co jest widoczne w wynikach pomiarów. Obciążenie zwiększano następnie do wartości 1120 kN po czym przeprowadzono inwentaryzację powierzchni części żelbetowych, jednak nie stwierdzono wystąpienia zarysowania. Pierwsze rysy ukośne na śródniku zauważono przy wartości obciążenia 1755 kN. Zatem powstały one przy obciążeniu odpowiadającym 1120-1755 kN (20-30% teoretycznej siły niszczącej) (Rys. 6.24). Jest to

zgodne z wynikami uzyskanymi w modelu numerycznym (Rys. 6.25). Zauważone rysy powstały symetrycznie po obu stronach środka w 25% i 75% rozpiętości przęsła. Zmierzona przy tym poziomie obciążenia rozwartość była równa 0,1 mm. Niektóre z rys ukośnych połączyły się rysami skurczowymi, a część z nich je przecinała. W zależności od lokalizacji na długości belki kąt nachylenia rys ulegał pewnym wahaniom. Mając na uwadze wyniki analiz z pkt. 5.3.8 za reprezentatywny przyjęto pomiar kątów w około 25% i 75% rozpiętości belki. Zmierzone wartości kąta w tych przekrojach wynosiły od około 29 ° do 33°. (Rys. 6.26) Po przeprowadzonych pomiarach obciążenie zwiększono do wartości 2340 kN (40%). Zauważono rozwój zasięgu i rozwartości wcześniej powstałych oraz pojawienie się nowych rys (Rys. 6.27). Po przeprowadzonej inwentaryzacji dodatkowych rys i zasięgu istniejących, rozpoczęto cykliczną część drugiego etapu obciążenia. W jej wyniku zasięg istniejących rys uległ nieznacznemu zwiększeniu. Na tym etapie obciążenia maksymalna zmierzona rozwartość rys była równa 0,2 mm. Czujniki poziomego przemieszczenia górnej półki żelbetowej zostały powtórnie ustawione w swojej wyjściowej pozycji. Po zakończeniu inwentaryzacji rys rozpoczęto trzeci etap obciążenia do całkowitego zniszczenia elementu. Obciążenie zwiększano co około 585 kN (10%). Przemieszczenia poziome w przekrojach podporowych, po ponownym ustawieniu czujników, ustabilizowały się i w czasie trwania całego badania nie przekroczyły 1,1 mm. Wciąż występowały różnice w ugięciach w środku rozpiętości pomiędzy lewą i prawą stroną belki (V02a, V02b). Zwiększało się również przemieszczenie poziome w środku rozpiętości belki (H02), co świadczy o jej skręcaniu. Wartości te były jednak na tyle niewielkie, że nie zagrażały kontynuowaniu obciążenia elementu. Wraz z przyrostem obciążenia pojawiały się kolejne rysy ukośne środka, a istniejące zwiększały swój zasięg. Kąty nachylenia rys w poszczególnych strefach były zbliżone do siebie. Przy wartości obciążenia 6400 kN maksymalna zmierzona rozwartość rysy była równa 0,3 mm. Przy dalszym zwiększaniu obciążenia, około 7000 kN słyszalne były ciche trzaski. Przy obciążeniu na poziomie 7341 kN nastąpiło nagłe zniszczenie betonu w strefie ściskanej pod siłownikiem. Zniszczeniu uległ zarówno beton półki żelbetowej, jak i środka bezpośrednio pod obciążeniem. W niedużej odległości od strefy przyłożenia obciążenia skupionego, po jednej stronie belki, pojawiła się rysa pozioma, a po drugiej doszło do całkowitego odłupania otuliny w rejonie zespolenia. Tuż przed zniszczeniem na środku widoczne były liczne rysy ukośne,

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



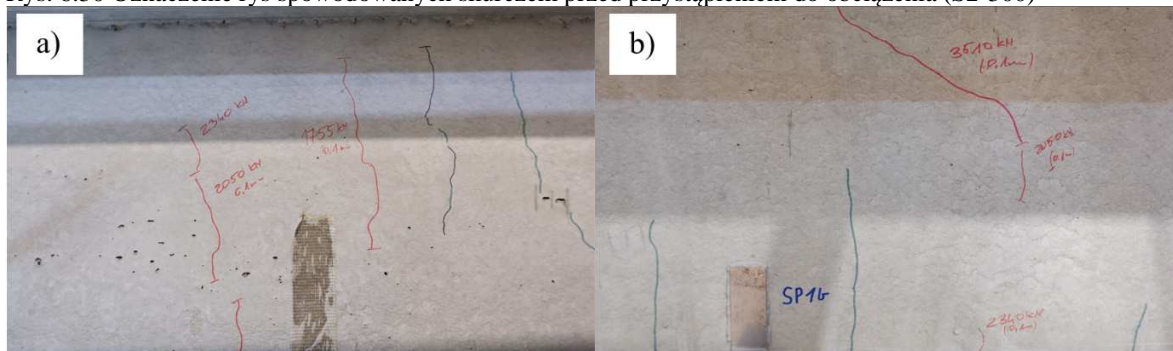
Rys. 6.29 Belka S1-200 bezpośrednio po zniszczeniu przy obciążeniu 7341 kN (S1-200)

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

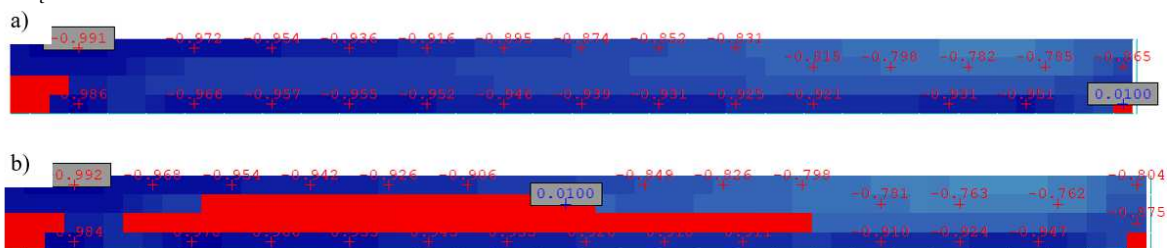
o zmiennym kącie nachylenia na długości belki. W strefie środkowej, bezpośrednio w sąsiedztwie strefy oddziaływania obciążenia skupionego, wynosiły one od około 27° do 36° , a w strefie przypodporowej od 33° do 35° . W 25% i 75% rozpiętości belki, gdzie wpływy lokalne obciążeń skupionych są najmniejsze, wartość kąta kształtowała się na poziomie od 29° do 32° (Rys. 6.29).



Rys. 6.30 Oznaczenie rys spowodowanych skurczem przed przystąpieniem do obciążenia (S2-300)



Rys. 6.31 Pierwsze rysy a) poprzeczne przy obciążeniu 1755 kN b) i ukośne na środku belki S2-300 przy obciążeniu 3510 kN



Rys. 6.32 Zasięg strefy zarysowanej środkiem przy obciążeniu 2255 kN (a) i 2500 kN (b) w modelu numerycznym SL20 (PZZ)

W kolejnym etapie badań wykonano analogiczny cykl obciążeń dla elementu S2-300. Podobnie jak w przypadku elementu S1-200, przy obciążeniu o wartości 290 kN nie stwierdzono pojawienia się nowych rys, wobec czego rozpoczęto cykliczną część pierwszego

etapu obciążenia. Następnie rozpoczęto drugi etap tj. stopniowe obciążenie belki do wartości 2340 kN (40% teoretycznej siły niszczącej). Przykładano kolejno obciążenie 1755 kN (30%),



Rys. 6.33 Układ rys ukośnych na środniku w trzecim etapie obciążenia (S2-300)

2050 kN (35%) i 2340 kN (40%), przy którym zaobserwowano lokalne rysy poprzeczne na środniku w około 25% rozpiętości belki (Rys. 6.30 a)). Ich rozwartość wynosiła około 0,1 mm. Przemieszczenia półki górnej przy poziomie obciążenia 2340 kN były niewielkie i na podporach wynosiły mniej niż 0,8 mm (H01 i H03) oraz około 1,5 mm w środku rozpiętości belki (H02). Pomiaru ugięcia belki w środku jej rozpiętości, wykazywały znacznie mniejsze rozbieżności (V02a, V02b) niż miało to miejsce w przypadku belki S1-200. Biorąc pod uwagę powyższe pomiary nie stwierdzono skręcania belki. Po inwentaryzacji powierzchni elementów betonowych i nie stwierdzeniu powstania rys ukośnych na środniku, rozpoczęto cykliczną część

drugiego etapu obciążenia. Po jego zakończeniu rozpoczęto trzeci etap badania, uwzględniający zwiększanie obciążenie aż do całkowitego zniszczenia elementu. Przy obciążeniu na poziomie 3510 kN (60%) zaobserwowano pierwsze rysy ukośne na środniku belki (Rys. 6.31 b)), co jest wyższą wartością obciążenia niż wynikało to z analiz modeli numerycznych (Rys. 6.32). Natomiast zgodnie z przewidywaniami i wynikami modeli numerycznych powstały one przy większym obciążeniu niż w belce S1-200. Dalsze zwiększanie obciążenia do 4095 kN (70%) spowodowało powstanie licznych rys ukośnych na

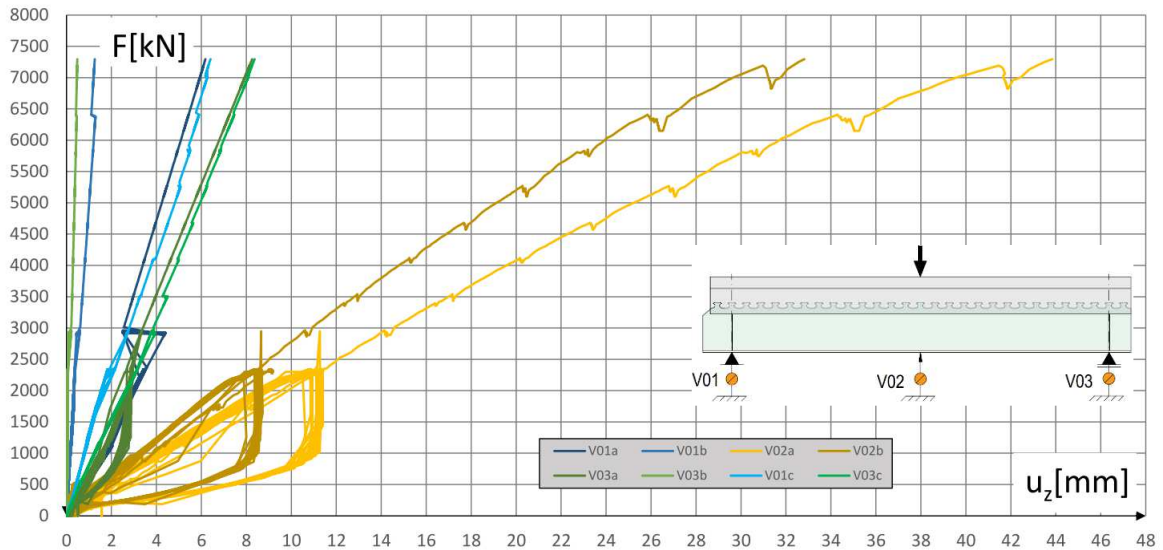


Rys. 6.34 Widok belki S2-300 po zniszczeniu na czole środnika i w środku rozpiętości pod siłownikiem środniku żelbetonowym. Ich nachylenie w 25% i 75% rozpiętości belki wynosiło od około 28-32°, a rozwartość około 0,1 mm. Kontynuowanie zwiększania obciążenia do poziomu 5850 kN (100%) spowodowało powstanie licznych rys ukośnych na środniku o małej rozwartości 0,1 mm. Szczegółową inwentaryzację rys zakończono przy obciążeniu równemu 6040 kN. Przy obciążeniu na poziomie około 7600-8000 kN słyszalne były pierwsze trzaski, które były prawdopodobnie spowodowane zniszczeniem stalowej części zespolenia. Dźwięki te powtarzały się aż do momentu obciążenia belki na poziomie 8630 kN, kiedy nastąpił znaczny przyrost odkształceń, przy jednoczesnym spadku siły w siłowniku. Na powierzchniach czołowych środnika belki pojawiły się rysy, którym towarzyszył znaczny poślizg widoczny na jej końcach (Rys. 6.34 a)). Dalszy wysuw tłoka nie powodował zwiększenia siły i ostatecznie skutkowało zniszczeniem betonu w strefie ściskanej i powstaniem rysy w półce górnej biegnącej od zniszczonej strefy ściskanej betonu bezpośrednio pod siłownikiem (Rys. 6.34 b)). Belka S2-300 uległa zniszczeniu najprawdopodobniej bezpośrednio w wyniku zniszczenia części stalowej łączników CD. Zaobserwowane zniszczenie betonu w strefie ściskanej było spowodowane rosnącymi odkształceniami elementu, wynikającymi z wcześniejszego zniszczenia zespolenia. Rozwartość rys w momencie zniszczenia belki była zauważalnie mniejsza niż w przypadku belki S1-200 i SRCD-1.

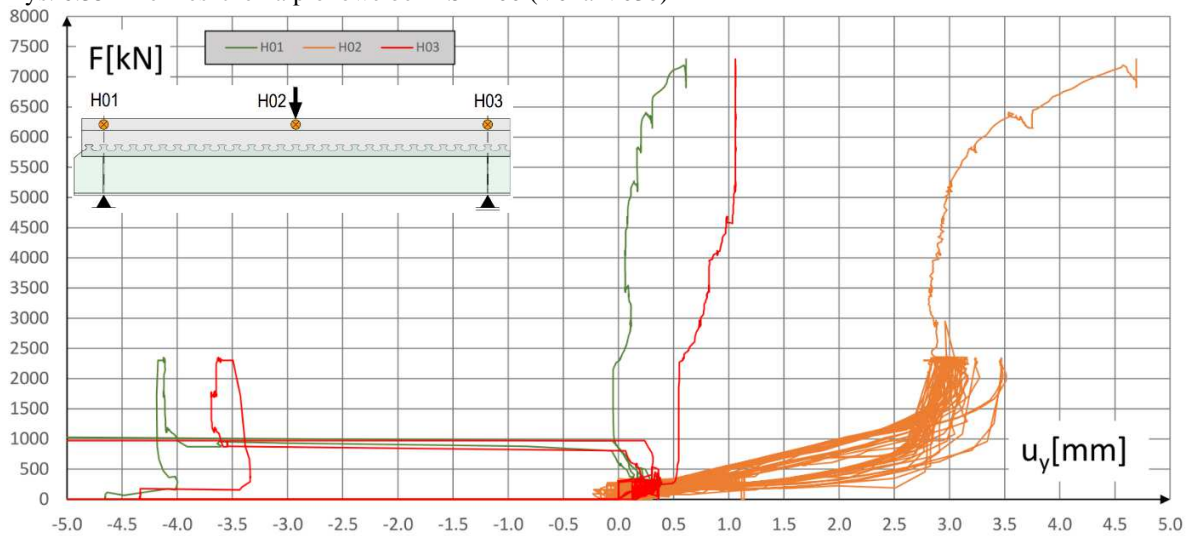
6.7.1 Wyniki pomiarów w czasie badań fazy zasadniczej

Poniżej przedstawiono opracowane wyniki przemieszczeń i odkształceń badanych elementów S1-200 i S2-300.

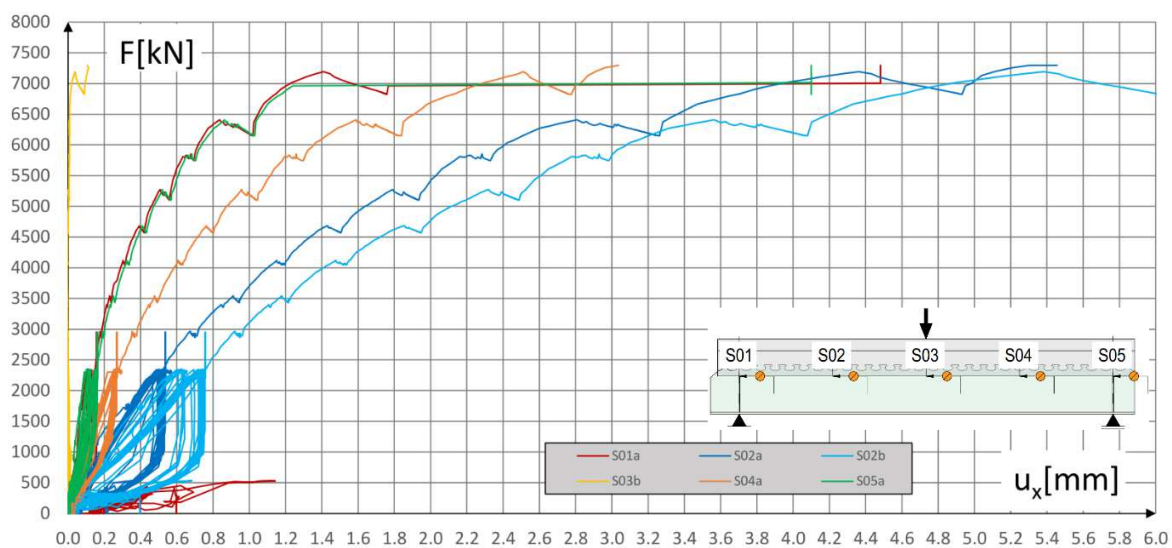
6.7.1.1 Wyniki przemieszczeń dla belki S1-200



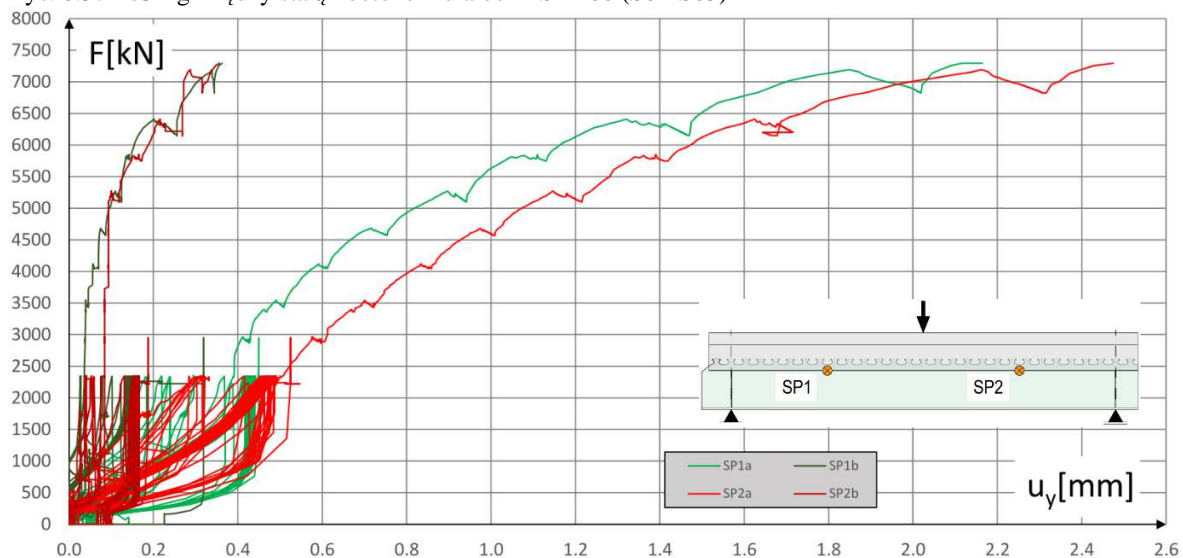
Rys. 6.35 Przemieszczenia pionowe belki S1-200 (V01a-V03b)



Rys. 6.36 Przemieszczenia poziome pólki górnej belki S1-200 (H01-H03)

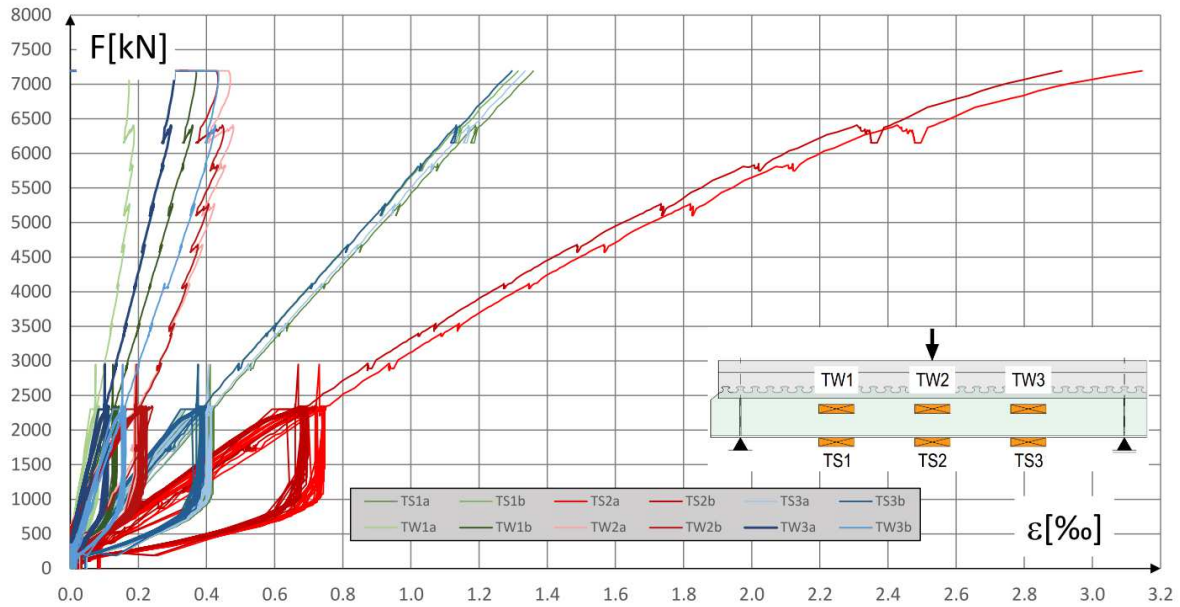


Rys. 6.37 Poślizg między stalą i betonem dla belki S1-200 (S01-S05)

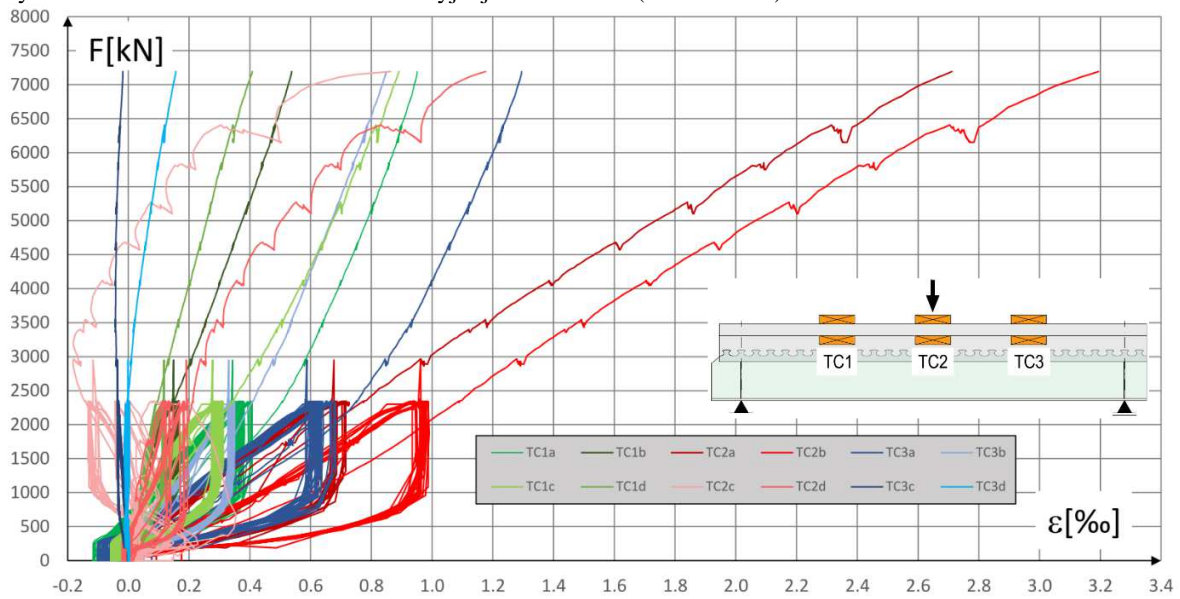


Rys. 6.38 Rozszczepienie (odspojenie) zespolenia dla belki S1-200 (SP1a-SP2b)

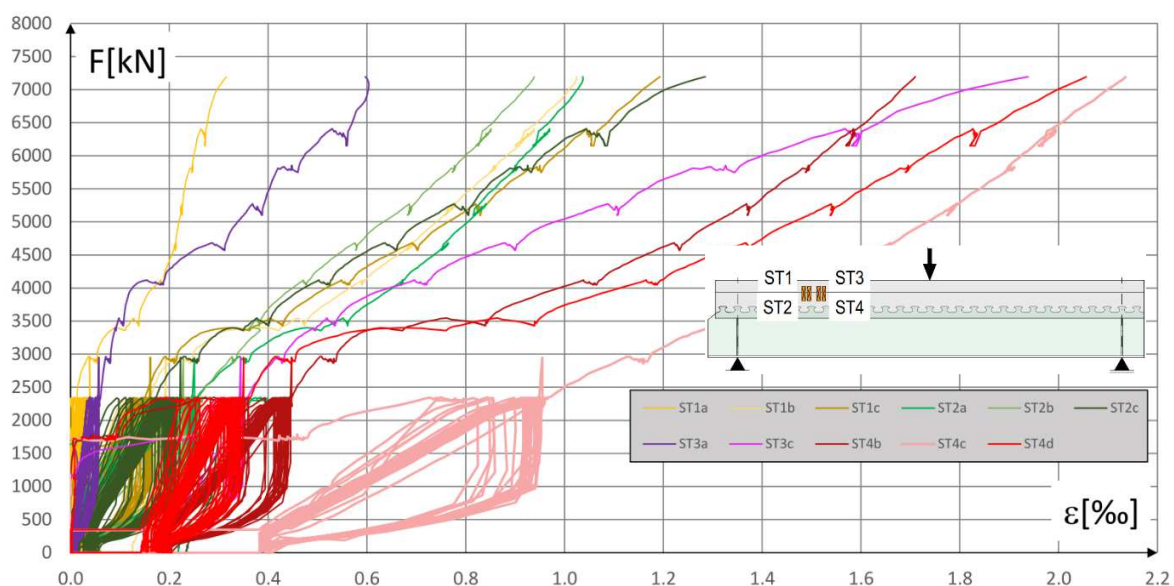
6.7.1.2 Wyniki odkształceń dla belki S1-200



Rys. 6.39 Odkształcenia w stali konstrukcyjnej belki S1-200 (TS1a-TW3b)

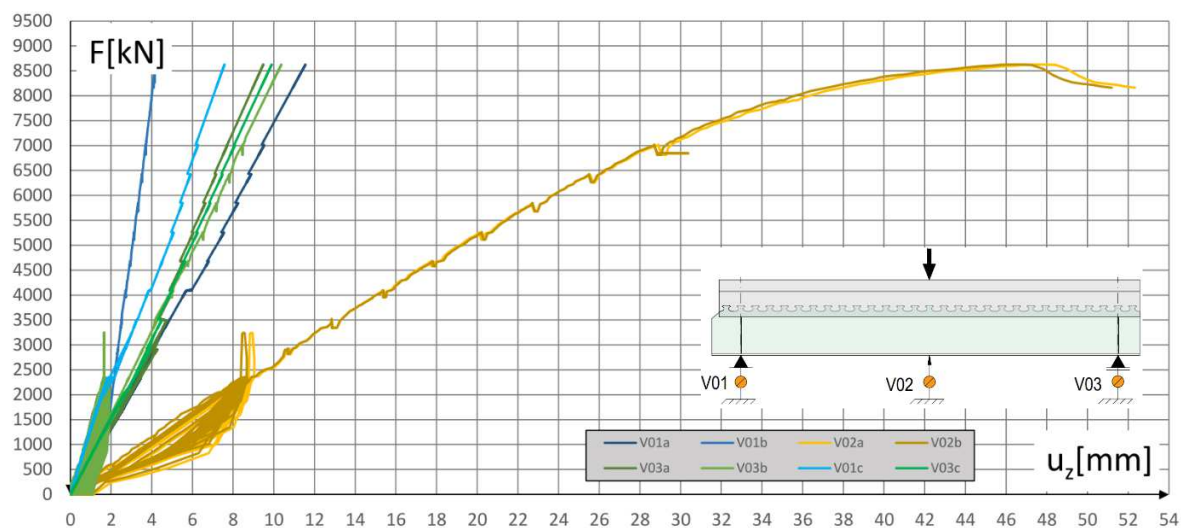


Rys. 6.40 Odkształcenia w betonie belki S1-200 (TC1a-TC3d)



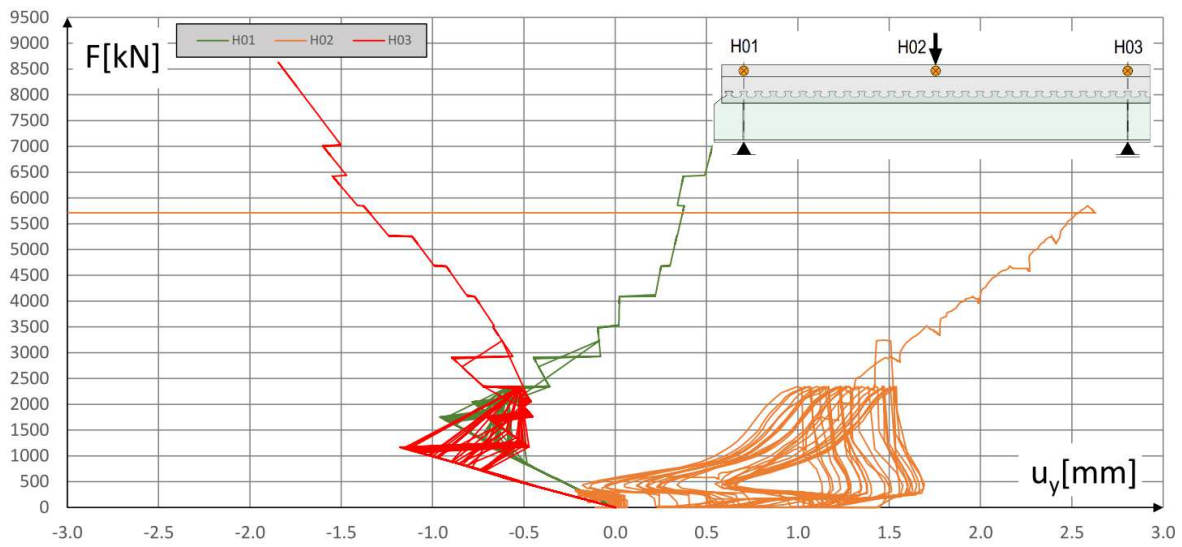
Rys. 6.41 Odkształcenia w strzemiach belki S1-200 (ST1a-ST4d)

6.7.1.3 Wyniki przemieszczeń dla belki S2-300

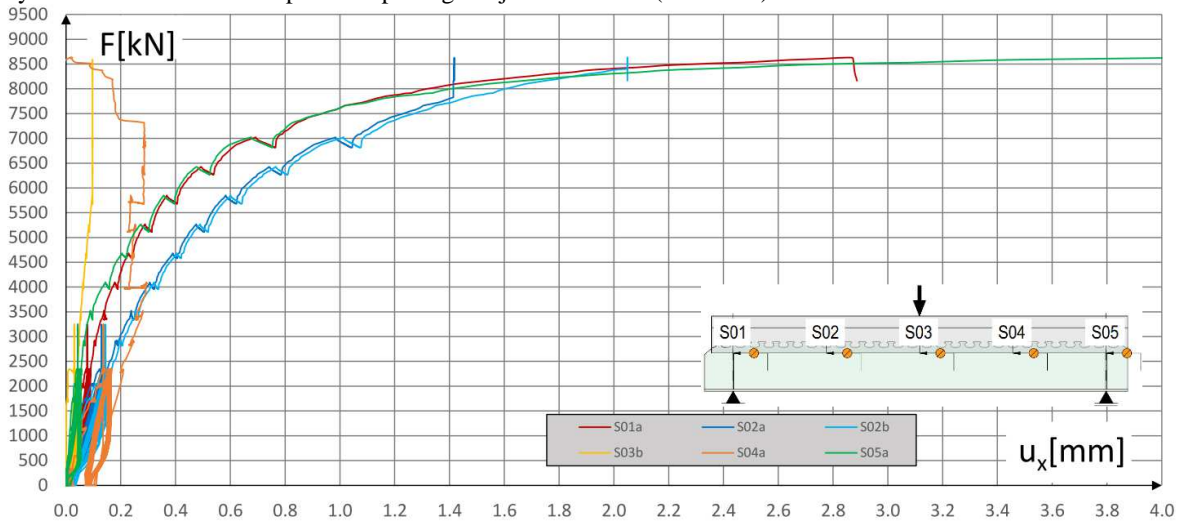


Rys. 6.42 Przemieszczenia pionowe belki S2-300 (V01a-V03b)

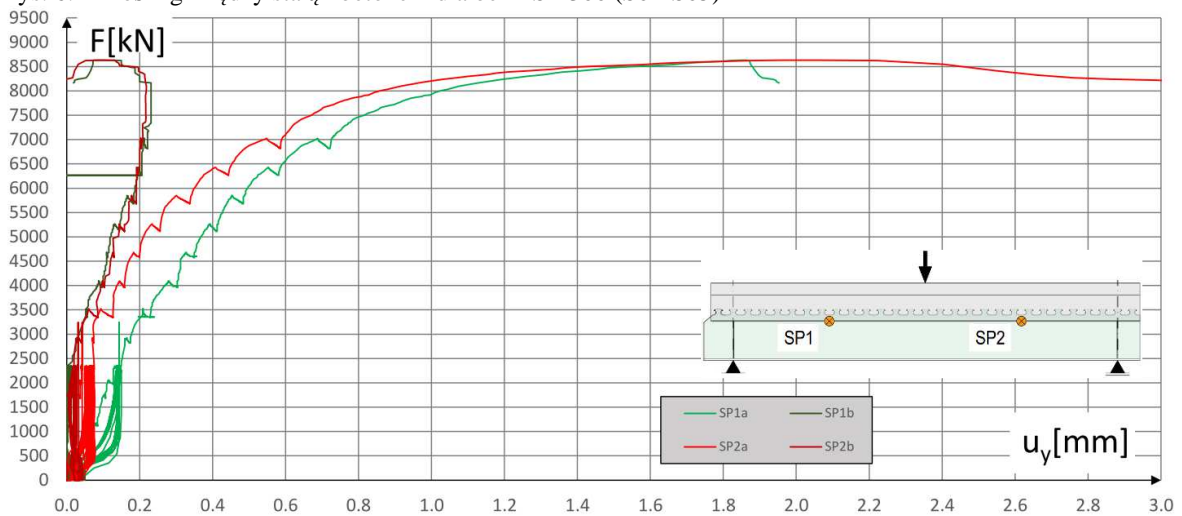
Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym



Rys. 6.43 Przemieszczenia poziome półki górnej belki S2-300 (H01-H03)

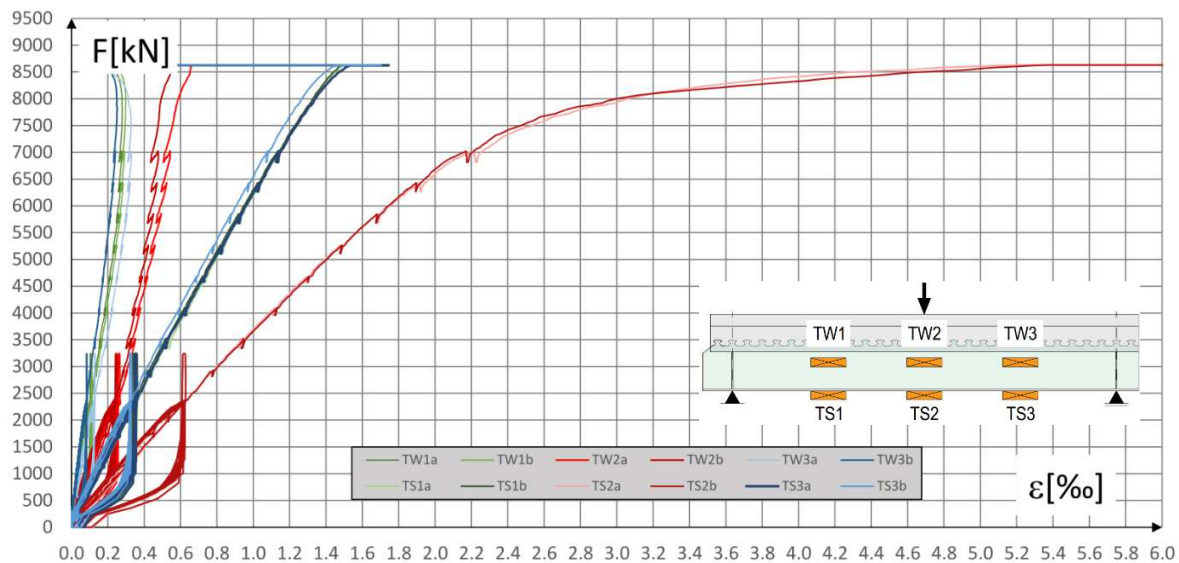


Rys. 6.44 Poślizg między stalą i betonem dla belki S2-300 (S01-S05)

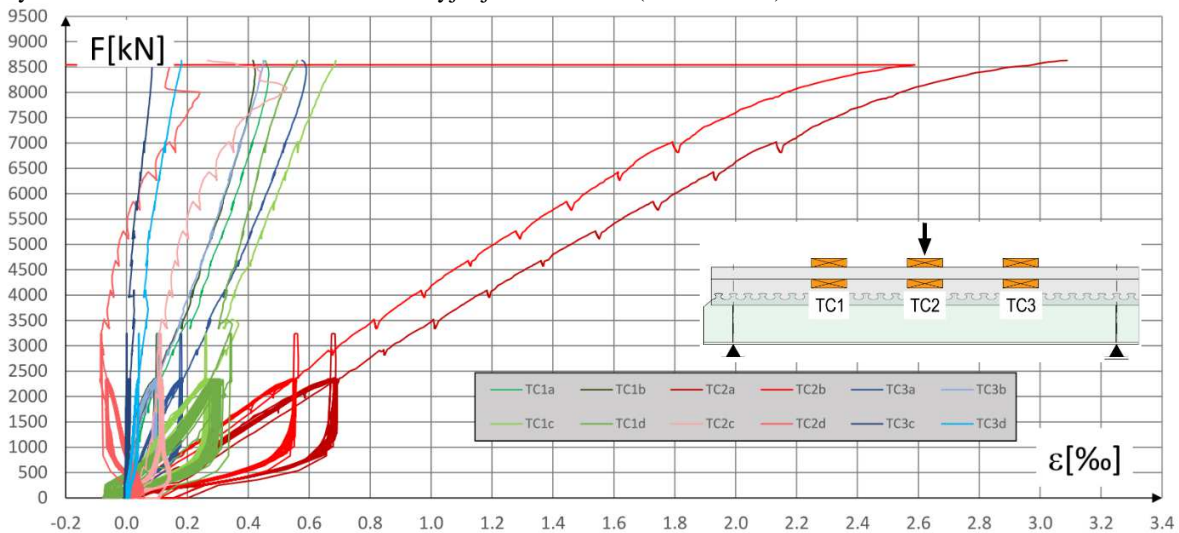


Rys. 6.45 Rozszczepienie (odsłojenie) zespolenia dla belki S2-300 (SP1a-SP2b)

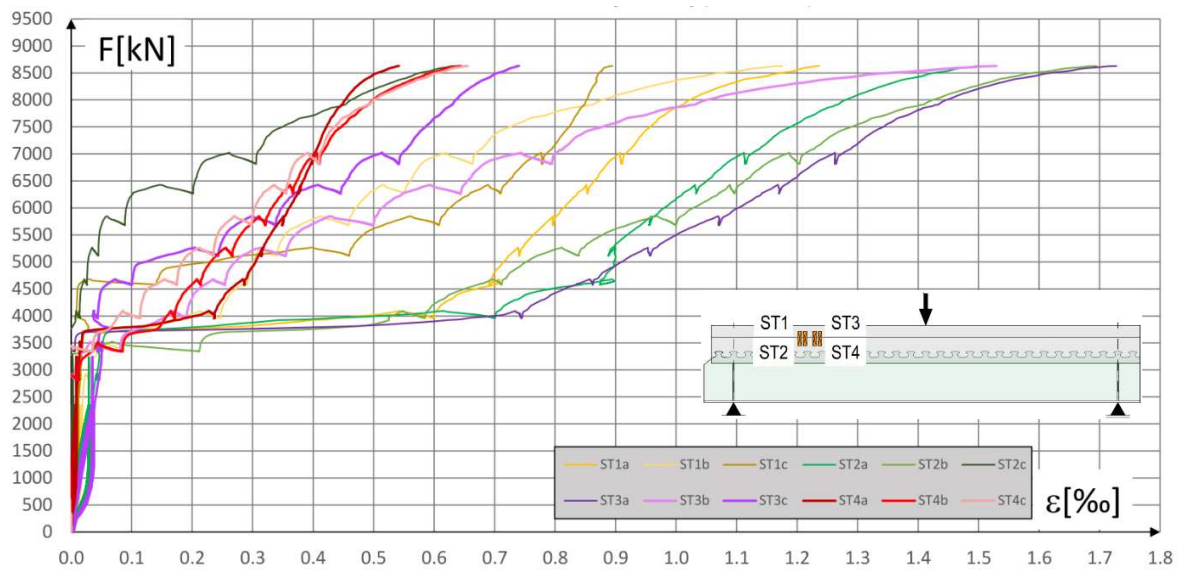
6.7.1.4 Wyniki odkształceń dla belki S2-300



Rys. 6.46 Odkształcenia w stali konstrukcyjnej belki S2-300 (TS1a-TW3b)



Rys. 6.47 Odkształcenia w betonie belki S2-300 (TC1a-TC3d)

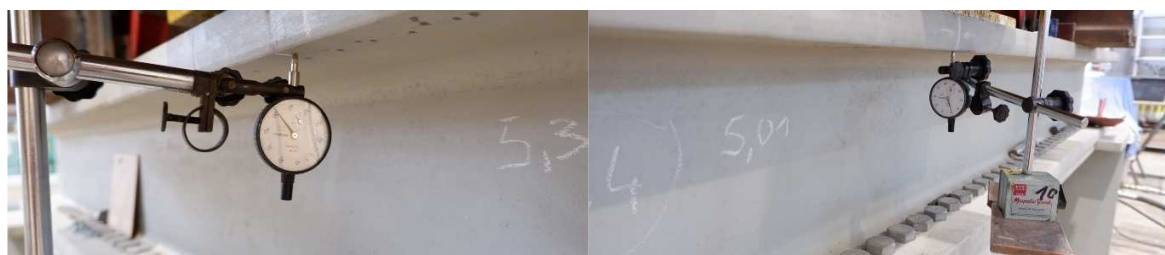


Rys. 6.48 Odształcenia w strzemiach belki S2-300 (ST1a-ST4d)

6.7.1.5 Analiza wyników belek S1-200 i S2-300

Analizując przemieszczenia pionowe pasów dolnych (Rys. 6.35, Rys. 6.42) i poziomych przemieszczeń żelbetowej górnej półki (Rys. 6.36, Rys. 6.43), można wywnioskować, że belka S1-200 ulegała skręcaniu. Skutkowało to przemieszczeniem górnej półki belki w stronę słupa ramy (H01, H02, H03), jednocześnie odsuwanie się od belki S2-300. W wyniku tego wskazania przemieszczeń V02a są większe niż V02b. W czasie badań zaobserwowano również większe niż zakładano ugięcia poprzecznych belek podporowych stanowiska badawczego w środku ich rozpiętości. Prawdopodobnie wynikały one z imperfekcji belek podłużnych lub posadzki, przez co końce belek poprzecznych również ulegały przemieszczeniom. W związku z tym w przypadku badania belki S2-300, zdecydowano się na dodatkowe bezpośrednie pomiary przemieszczenia stanowiska badawczego względem posadzki przy użyciu czujników zegarowych V01c i V03c (Rys. 6.49) pod środkiem badanej belki. Umieszczono je pod pasem górnym kształtownika HD320x300 (Rys. 6.14). Rama stalowa stanowiąca stanowisko badawcze, w badanym zakresie obciążenia pracuje sprężysto, wobec czego pomiary przemieszczeń można odnieść bezpośrednio do pozostałych badanych belek, uwzględniając wartości przyłożonego obciążenia. Porównanie wyników przemieszczeń punktów podparcia (Rys. 6.35) potwierdza wcześniejsze obserwacje. Wobec tego, w obliczeniach ugięcia belki S1-200 pomiary z czujników V01b i V03b nie są brane pod uwagę. Przeszacowania w środku rozpiętości belki S2-300 (V02a, V02b) wykazują niemal całkowitą zbieżność (Rys. 6.42) co pozwala podejrzewać, że w przypadku tego elementu wpływ skręcania był znacznie mniejszy.

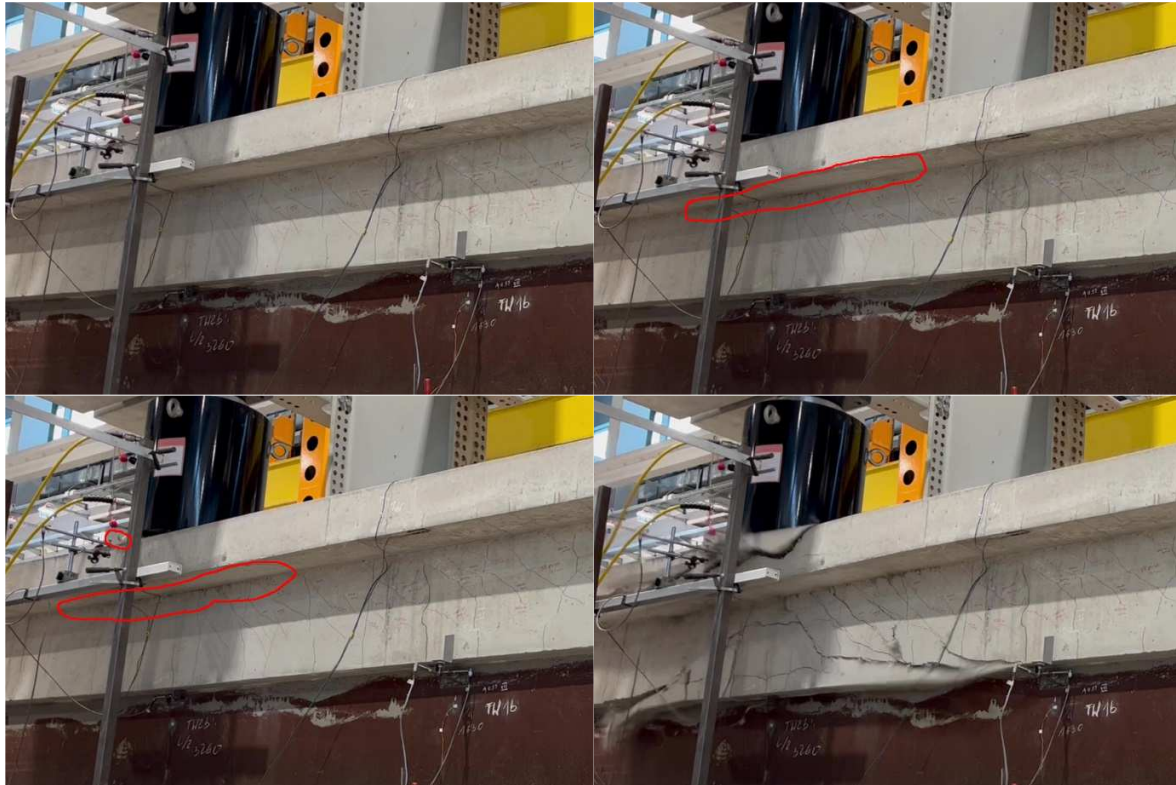
W tym wypadku stwierdzono przemieszczenia górnej półki żelbetowej w kierunku belki S1-200. Zatem potencjalny wpływ skręcania lub wstępnego wygięcia pasa dolnego niwelowany przez docisk, prowadziłby do zmniejszenia wartości przemieszczeń dla czujników V01b i V03b. Czujnik V01b wykazuje mniejsze wartości niż V01c, a czujnik V01a większe. Uśredniona wartość po obu stronach środka w przybliżeniu odpowiada pomiarom stanowiska badawczego (V01c), co pozwala przypuszczać, że rozbieżności są wynikiem wpływów lokalnych. Pomiary przemieszczeń drugiego końca belki wykazują zauważalnie większą zbieżność (V03a-V03c). Wobec powyższego wszystkie zmierzone wartości są brane pod uwagę przy wyznaczaniu względnego ugięcia belki w środku rozpiętości.



Rys. 6.49 Dodatkowe czujniki V01c i V03c do pomiaru przemieszczeń stanowiska badawczego w przekrojach podporowych niezależnie od deformacji pasów dolnych belek

Analiza poślizgów w zespoleniu (Rys. 6.37, Rys. 6.44), prowadzi do wniosku, że sztywność zespolenia belki S2-300 była zauważalnie większa od zespolenia belki S1-200. Obie badane belki wykazują również większą sztywność zespolenia od belki SRCD-1. W przypadku obu badanych elementów poślizgi na końcach belek są mniejsze niż w 25% i 75% rozpiętości oraz są zbieżne na obu podporach (S03a i S05a). Mniejsze wartości poślizgu w strefach podporowych wynikają prawdopodobnie z docisku stali do betonu w tych przekrojach. Poślizgi w 25% i 75% rozpiętości belki (S02a, S02b, S04a), w przypadku belki S1-200, dla obciążenia na poziomie 7000 kN są o około 50% większe niż analogiczne wartości dla belki S2-300. Biorąc pod uwagę większą szerokość żelbetowego środka, taki stan rzeczy jest w pełni uzasadniony z dwóch powodów. Po pierwsze większa szerokość środka skutkuje jego późniejszym zarysowaniem i w związku z tym większą sztywnością. Po drugie większa boczna otulina w poziomie zespolenia prawdopodobnie skutkuje większą sztywnością łącznika. Należy też zauważyć, że beton belki S2-300 miał większą wytrzymałość od belek S1-200 i SRCD-1. Po jednej stronie środka belki S1-200 zmierzono większe (S02b) wartości poślizgu (Rys. 6.37). Nie koresponduje to jednak z większymi wartościami rozwartości zespolenia, w przypadku którego większe wartości (SP1a, SP2a) występują po przeciwnej stronie środka (Rys. 6.38),

analogicznie na obu końcach belki. Wyniki poślizgów i rozwarcia dla belki S2-300 również nie potwierdzają zależności pomiędzy mierzonymi wielkościami. W tym wypadku większe wartości rozwarcia na obu końcach belki, po jednej stronie środnika były zauważalnie większe



Rys. 6.50 Inicjacja zniszczenia belki S1-200

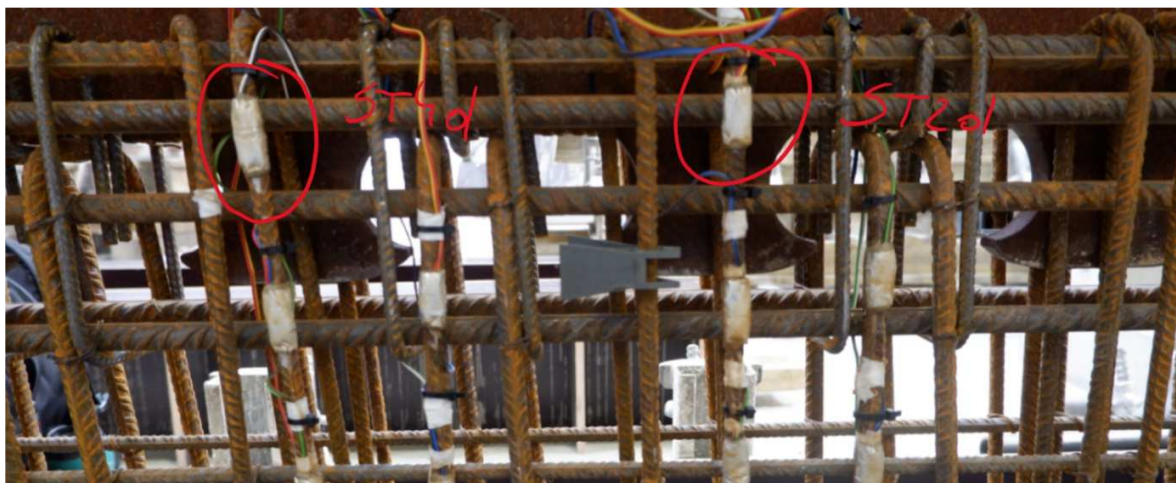
niż po drugiej (Rys. 6.45), podczas gdy poślizgi po obu stronach wykazują bardzo dużą zbieżność (Rys. 6.44). W przypadkach obu belek w wyniku ograniczeń technologicznych, po jednej stronie środnika mieszanka betonowa przepływała grawitacyjnie pod stalową częścią zespolenia i była uzupełniana ręcznie (ograniczenie przesuwu suwnicy dostarczającej beton). Zarówno dla belki S1-200 i S2-300 ręczne uzupełnianie betonu odbywało się po stronie czujników z oznaczeniami SP1b i SP2b, gdzie wartości rozwarcia są mniejsze. Mając to na uwadze oraz biorąc pod uwagę wykonane pomiary nie stwierdzono związku pomiędzy zwiększonymi wartościami poślizgu i rozwarcia zespolenia. Nie zauważono również wpływu ręcznego uzupełniania betonu po jednej stronie środnika na zwiększenie poślizgów lub rozwarcia zespolenia. W obliczu przedstawionych wyników dla belek SRCD-1, S1-200 i S2-300 można natomiast spodziewać się większej podatności zespolenia, wraz ze

zmniejszaniem szerokości środnika żelbetowego (200 mm – 300 mm) oraz położeniem zespolenia w rozciąganej strefie przekroju.

Analiza odkształceń w stali konstrukcyjnej pozwala zauważyć skokowe zmiany odkształceń o przeciwnych znakach w pasie dolnym (TS2a, TS2b) i środniku (TW2a, TW2b), w środku rozpiętości belki (Rys. 6.39, Rys. 6.46). Poziomy obciążenia przy których zauważalny jest wspomniany efekt, odpowiadają przyrostom poślizgu w zespoleniu, przy jednoczesnym spadku wartości zewnętrznego obciążenia. W obu badanych belkach, w pasach dolnych osiągnięte zostały odkształcenia odpowiadające granicy plastyczności stali. Brak skokowego przyrostu odkształceń w pasie dolnym belki po przekroczeniu wspomnianej wartości dla belki S1-200 wynika z tego, że nie została wyczerpana nośność zespolenia. W wyniku dalszego zwiększania obciążenia, odkształcenia w pasie dolnym przyrastały stopniowo, ponieważ następowała, redystrybucja naprężeń i odkształceń wewnątrz kształtownika oraz pomiędzy częścią stalową i żelbetową przekroju. Wówczas przyrost odkształceń w pasie dolnym następował w pośredni sposób, w wyniku postępującego poślizgu i ugięcia całego elementu (Rys. 6.39). W przekrojach 25% i 75% rozpiętości nie osiągnięto w pasie dolnym naprężeń odpowiadających granicy plastyczności. Odkształcenia w półce żelbetowej wykazują większy rozrzut wyników co wynika prawdopodobnie głównie z niejednorodności badanego materiału (Rys. 6.40, Rys. 6.47). W obu badanych elementach na półce górnej (TC2a, TC2b) osiągnięto natomiast naprężenia bliskie granicznym dopuszczalnym odkształceniom dla betonu w momencie zniszczenia (3,48‰ dla belki S1-200 i 3,09‰ dla belki S2-300).

Ocenia się, że zniszczenie belki S2-300 nastąpiło w wyniku zniszczenia części stalowej zespolenia. W obliczu przedstawionych wyników, nie sposób natomiast jednoznacznie stwierdzić czy zniszczenie belki S1-200 nastąpiło w wyniku wyczerpania nośności betonu na ściskanie w górnej strefie półki żelbetowej, czy w wyniku złożonego stanu naprężeń w betonowym krzyżulcu mechanizmu ST w przekroju, w którym przyłożono obciążenie. Analiza nagrania z momentu zniszczenia z jednej strony belki (V02a) wskazuje na to, że w pierwszej kolejności pojawiła się rysa otuliny środnika żelbetowego na połączeniu z półką, jej odłupanie, a następnie nagłe zniszczenie betonu w górnej części belki, bezpośrednio pod blachą i siłownikiem (Rys. 6.50).

Pomiary odkształceń w strzemionach również wskazują na stosunkowo duży rozrzut mierzonych wartości (Rys. 6.41, Rys. 6.48). Jest to jednak zrozumiałe z uwagi na kształtujący się mechanizm ST i wzrost odkształceń w strzemionach bezpośrednio w sąsiedztwie rysy. Potwierdza to również skokowy przyrost odkształceń w strzemionach obu belek (S1-200 i S2-300) w momencie zarysowania. Moment ten jest widoczny na wykresie i w przypadku belki z grubszym średnikiem następuje dużo później, co potwierdza organoleptyczną weryfikację rys w czasie badania (ok 1750 kN dla belki S1-200 i 3500 kN dla belki S2-300). Analizując wykresy nie stwierdzono, aby wartości odkształceń dla strzemion nieprzechodzących przez łącznik (ST2 i ST4), były mniejsze od strzemion dwu-ciętych stanowiących zbrojenie łącznika (ST1, ST3). Potwierdza to przyjętą tezę w ramach niniejszej rozprawy, że oba typy strzemion mogą być uwzględniane w obliczeniach średnika żelbetowego na ścinanie. W przypadku belki S1-200 tensometry ST2d, a dla belki S2-300 tensometry ST2d i ST4d uległy uszkodzeniu (Rys. 6.51). Odkształcenia w tensometrze ST4d nie wskazują na spadek siły w strzemieniu w środku wysokości łącznika. Z uwagi na ograniczoną próbę badawczą i powstałe uszkodzenia zagadnienie to należy poddać dalszym badaniom i analizom.

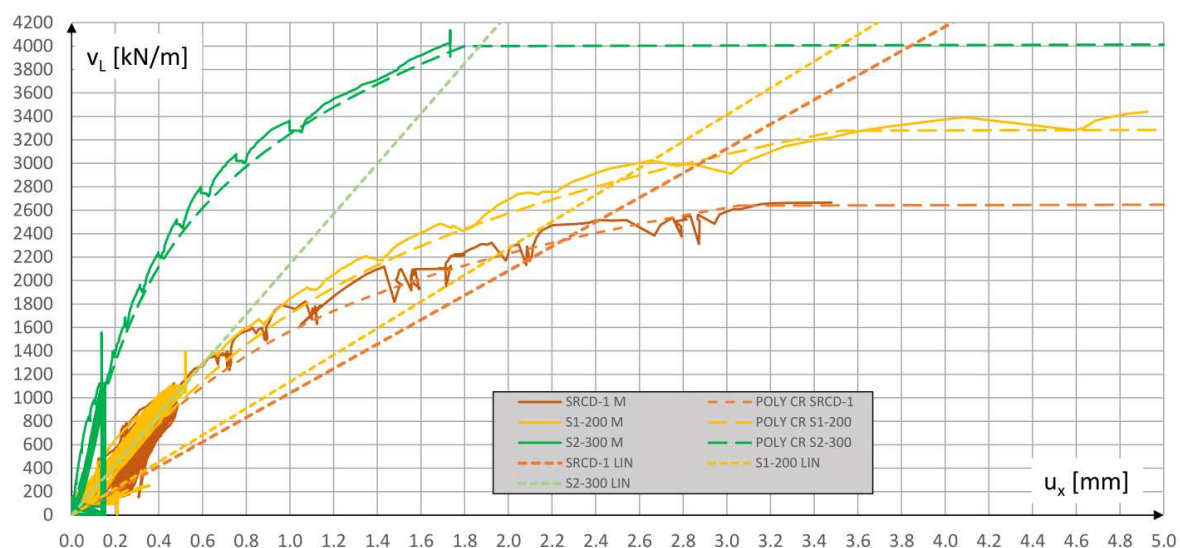


Rys. 6.51 Lokalizacja tensometrów ST2d i ST4d

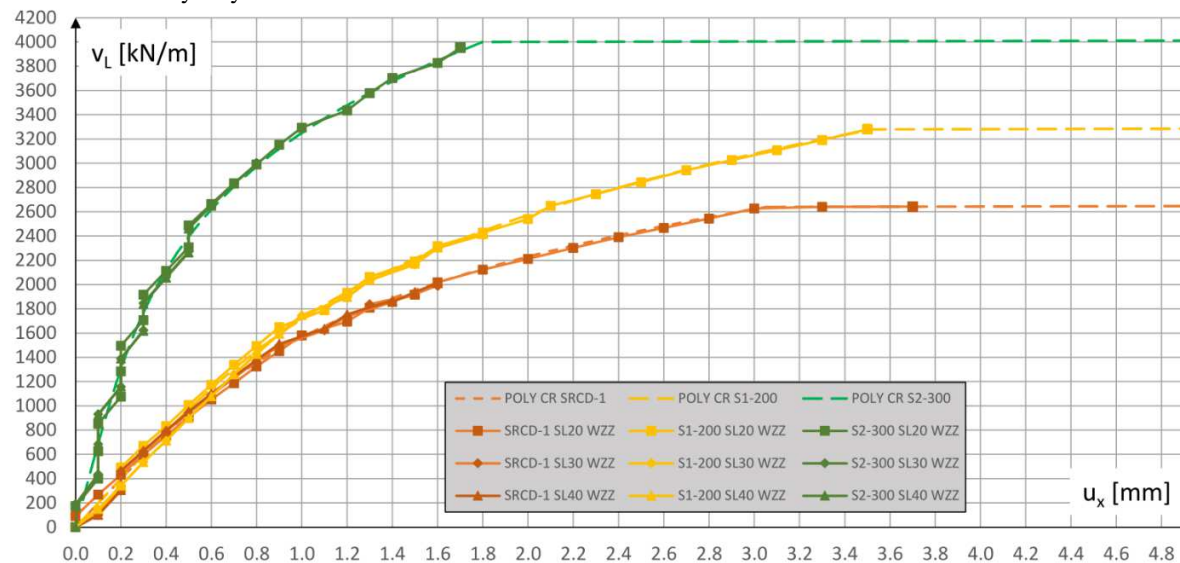
6.7.2 Porównanie wybranych wyników z modelami numerycznymi

W celu potwierdzenia poprawności działania modeli numerycznych, zdecydowano się na porównanie wybranych wielkości zmierzonych w czasie badań niszcących. W tym celu przygotowano modele numeryczne (SL20-SL40) dla belek SRCD-1 (B1) S1-200 (B2) i S2-300 (B3). Z uwagi na stwierdzony wcześniej (pkt. 5.3.5) znaczny wpływ sztywności zespolenia na ugięcia, dla każdej z nich wprowadzono nieliniową zależność siły od poślizgu w zespoleniu.

Do wyznaczenia krzywej przyjęto uśrednione wartości poślizgu z 25% i 75% rozpiętości badanych belek. Przyjętą w ten sposób zależność wprowadzono do modeli numerycznych stosując dla każdej belki osobną krzywą (Rys. 6.52). Dodatkowo w analizach wprowadzono



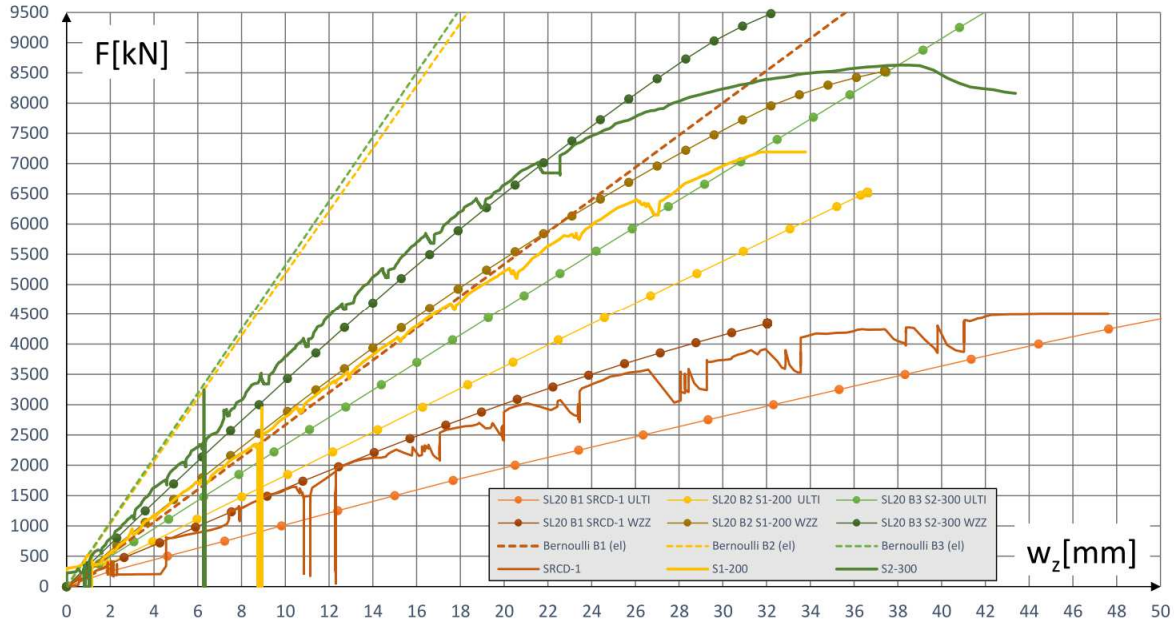
Rys. 6.52 Dobór teoretycznej krzywej poślizgu w zespoleniu dla każdej badanej belki do zaimplementowania w modelu numerycznym



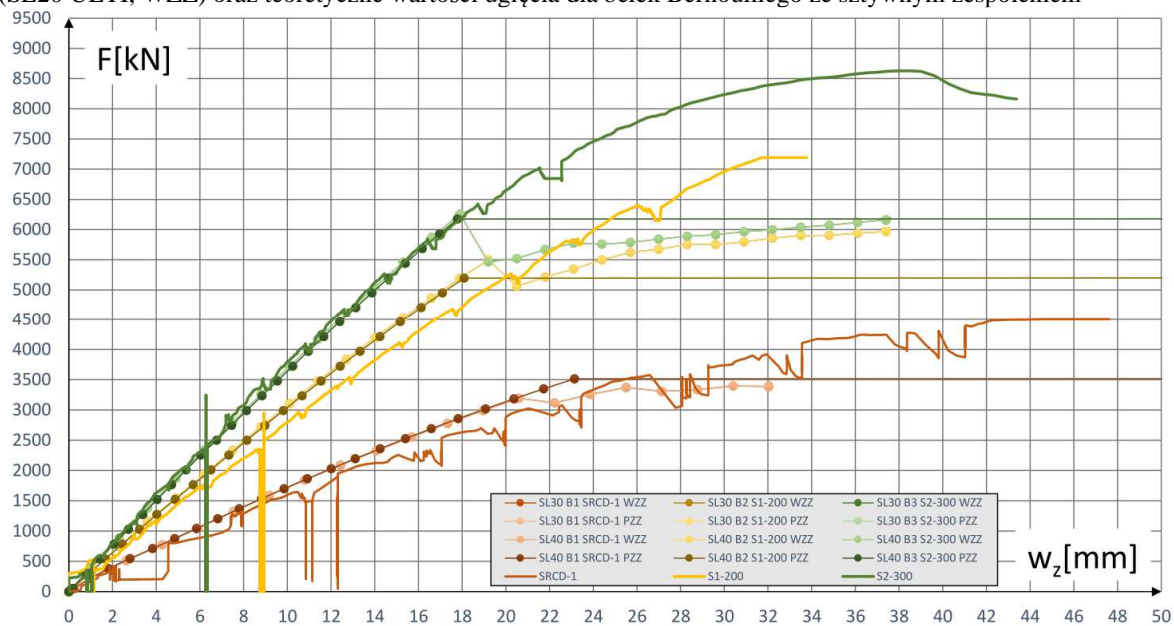
Rys. 6.53 Porównanie teoretycznej krzywej poślizgu z wynikami z modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ)

zależność poślizgu od siły poprzez więzi o stałej sztywności dla analizy ULTI (SRCD-1: 260 kN/mm, S1-200: 285 kN/mm, S2-300: 535 kN/mm). Za wartość reprezentatywną poślizgu przyjęto 1,1 mm oraz odpowiadającą mu wartość siły zmniejszoną o 30% [80] [35]. Wynikające z przyjętych wartości poślizgi również przedstawiono w funkcji siły rozwarstwiającej (Rys. 6.52). Następnie zweryfikowano poprawność analiz numerycznych porównując przyrost poślizgu dla więzi w 25% rozpiętości belki w zależności od siły

rozwarstwiającej na podstawie siły odczytanej z modelu dla tej więzi. Porównanie obu krzywych wskazuje, że założona sztywność została poprawnie zaimplementowana (Rys. 6.53).



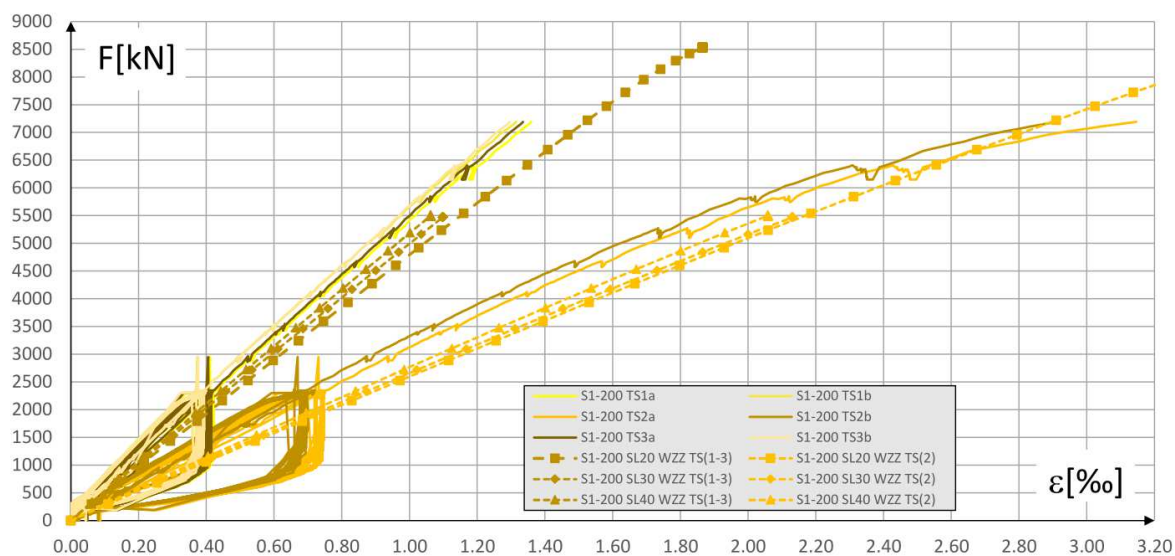
Rys. 6.54 Zestawienie ugięć badanych belek na podstawie pomiarów i wyników z analiz modeli numerycznych (SL20 ULTI, WZZ) oraz teoretyczne wartości ugięcia dla belek Bernoulliego ze sztywnym zespoleniem



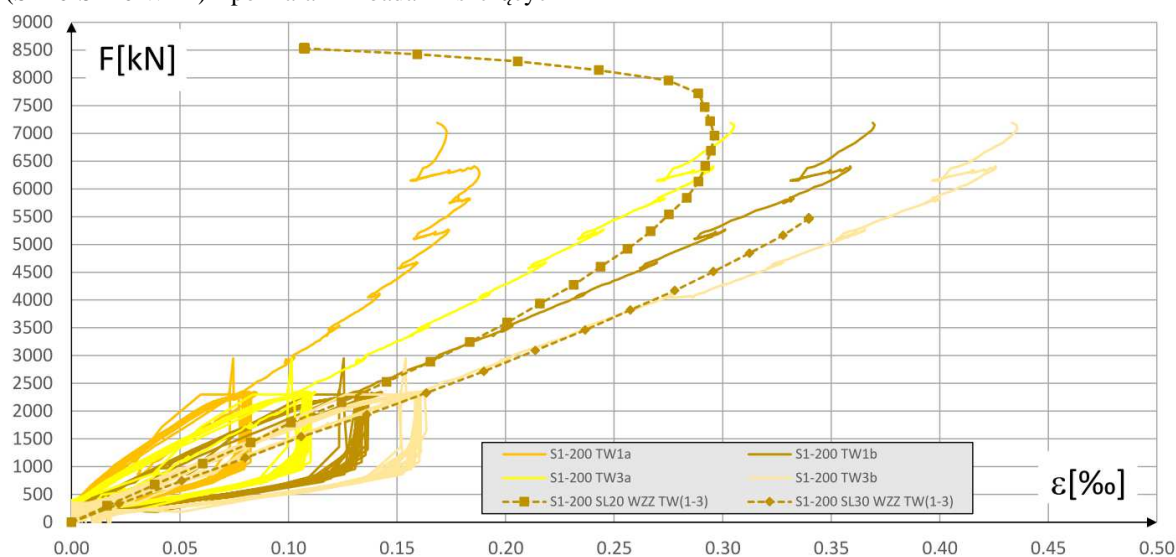
Rys. 6.55 Zestawienie ugięć badanych belek na podstawie pomiarów i wyników z analiz modeli numerycznych (SL30-SL40 WZZ, PZZ)

W związku z tym, że zgodnie z wynikami analiz numerycznych, wpływ zespolenia na wartości ugięcia belek powinien być znaczący, tę wielkość poddano weryfikacji porównawczej w pierwszej kolejności. Wartości ugięcia belki SRCD-1 zostały skorygowane z uwagi na

przemieszczenia elementów stanowiska badawczego pod działaniem obciążenia. Zestawienie uzupełniono o teoretyczne ugięcie belki Bernoulliego, przy założeniu sztywnego zespolenia. Zmierzone ugięcia dla wszystkich badanych belek są bliskie wartościom uzyskanym w analizach numerycznych. W przypadku belek SRCD-1 i S1-200 mieszczą się one w przedziale wyznaczonym przez modele o stałej sztywności zespolenia i z uwzględnieniem



Rys. 6.56 Zestawienie wyników odkształceń w pasie dolnym belki S1-200 (TS) z modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ) z pomiarami z badań niszczących



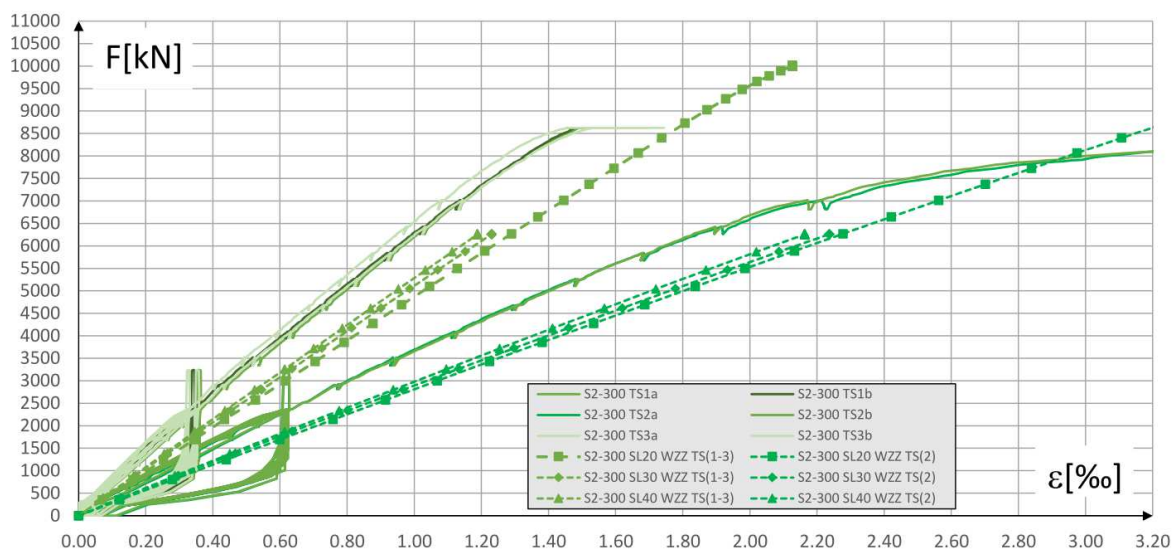
Rys. 6.57 Zestawienie wyników odkształceń w środku stalowym belki S1-200 (TW) z modeli numerycznych (SL20-SL30 WZZ) z pomiarami z badań niszczących

nieliniowej zależności siły od poślizgu (Rys. 6.54). We wszystkich przypadkach wartości zmierzonych ugięć znacznie przekraczają teoretyczne wartości ugięć belek Bernoulliego. Uzyskane wyniki wykazują odstępstwa od przewidywanych krzywych wraz ze wzrostem

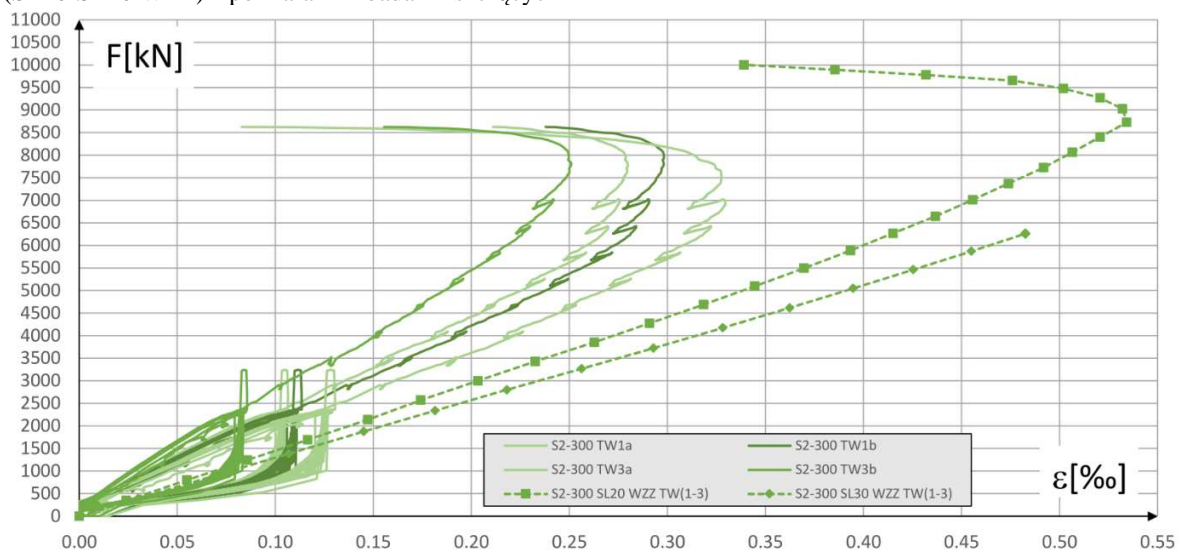
obciążenia. Powodem takiego stanu rzeczy może być fakt, że porównano je z wynikami z modelu SL20, w którym rozpatruje się jedynie zniszczenie zespolenia lub żelbetowego środka. Wobec tego nie uwzględnia on zachowania się belek po osiągnięciu granicznych naprężeń w betonie, granicy plastyczności stali lub efektów lokalnych. W modelach SL30 i SL40 zniszczenie elementu następuje wcześniej niż dla modelu SL20 (Rys. 6.55). W przypadku tych modeli rzeczywiste ugięcia dla belki S2-300 są bliższe wynikom z analiz numerycznych. Dla belki S1-200 wykazują większe rozbieżności niż dla modelu SL20, natomiast dla belki SRC-1 nie wykazują zauważalnych różnic. Analizując przedstawione wartości należy mieć na uwadze, że sztywności zespolenia zostały wyznaczone na podstawie uśrednionych wartości z czujników z 25% i 75% rozpiętości belki, co w połączeniu ze znacznym wpływem sztywności zespolenia na ugięcia, może prowadzić do niewielkich rozbieżności wyników.

Kolejnym etapem weryfikacji wyników z modeli numerycznych jest porównanie naprężeń w pasie dolnym (TS) i środku (TW) kształtownika oraz strzemionach (ST). Odkształcenia w pasie dolnym zostały zestawione w trzech przekrojach 25%, 50% i 75% rozpiętości. Odkształceń w środkach nie analizowano w przekroju w środku rozpiętości z uwagi na lokalne wpływy przyłożonego obciążenia. W przypadku belki S1-200 odkształcenia wyznaczone z modeli numerycznych zarówno w środku (Rys. 6.56), jak i pasie dolnym (Rys. 6.57) są zbliżone do zmierzonych wartości w czasie badań. Dla wszystkich modeli wartości odkształceń w pasach dolnych są większe niż odkształcenia zmierzone w czasie badań. Największą zbieżność w tym zakresie wykazuje model SL40, o najwyższym stopniu szczegółowości. Odkształcenia stali w modelach (SL20-SL40) wyznaczano na podstawie charakterystyk przekrojów i wartości sił wewnętrznych. Wartości naprężeń dla belki S2-300 wykazują większe rozbieżności. Również w tym przypadku modele numeryczne prowadzą do uzyskania większych wartości naprężeń niż rzeczywisty element. Fakt, że dotyczy to zarówno naprężeń w pasie dolnym (Rys. 6.58), jak i środku (Rys. 6.59), biorąc pod uwagę przebieg krzywych może to sugerować, że sztywność zespolenia w rzeczywistości jest mniejsza niż przyjęto w modelu. Jest to możliwe, ponieważ z uwagi na uszkodzenie czujnika S04b do analiz przyjęto jedynie wartości poślizgu z 25% rozpiętości belki (S02a, S02b). Zmierzone wartości odkształceń strzemion, prezentują większe rozbieżności niż te dla kształtownika stalowego, co biorąc pod uwagę mechanizm ich pracy w modelu ST, jest zrozumiałe. Wartości

zmierzonych odkształceń dla wszystkich strzemion w belce S1-200 (Rys. 6.60) i S2-300 (Rys. 6.61) zestawiono z wynikami modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ). W obu przypadkach wartości uzyskane dla modeli SL20 są mniejsze niż dla modeli SL30 i SL40, dla których wyniki pokrywają się ze sobą. Biorąc pod uwagę kąt nachylenia krzyżulców, który dla

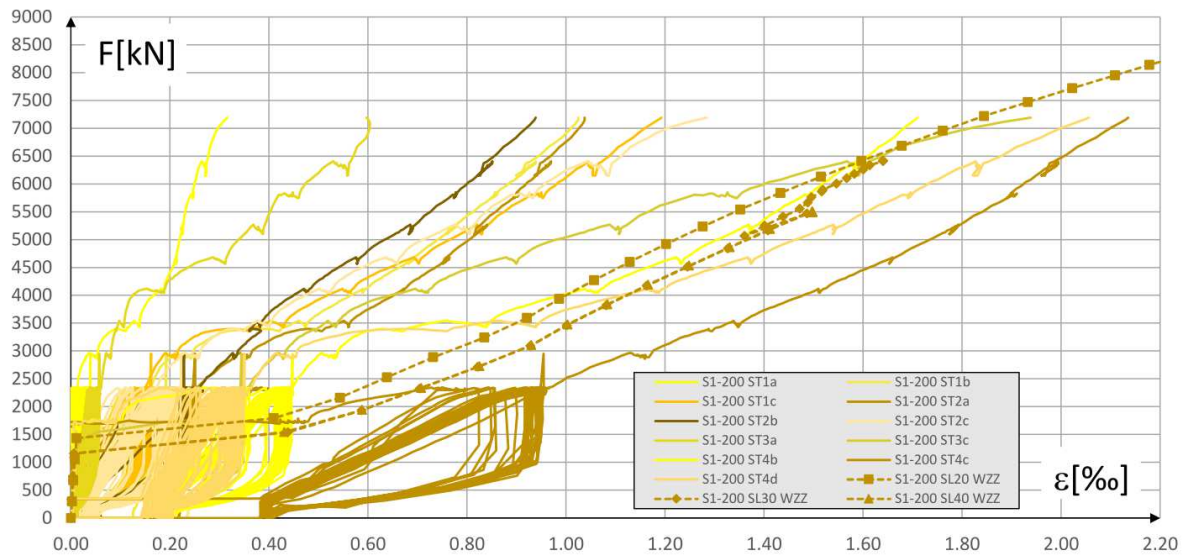


Rys. 6.58 Zestawienie wyników odkształceń w pasie dolnym belki S2-300 (TS) z modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ) z pomiarami z badań niszczących

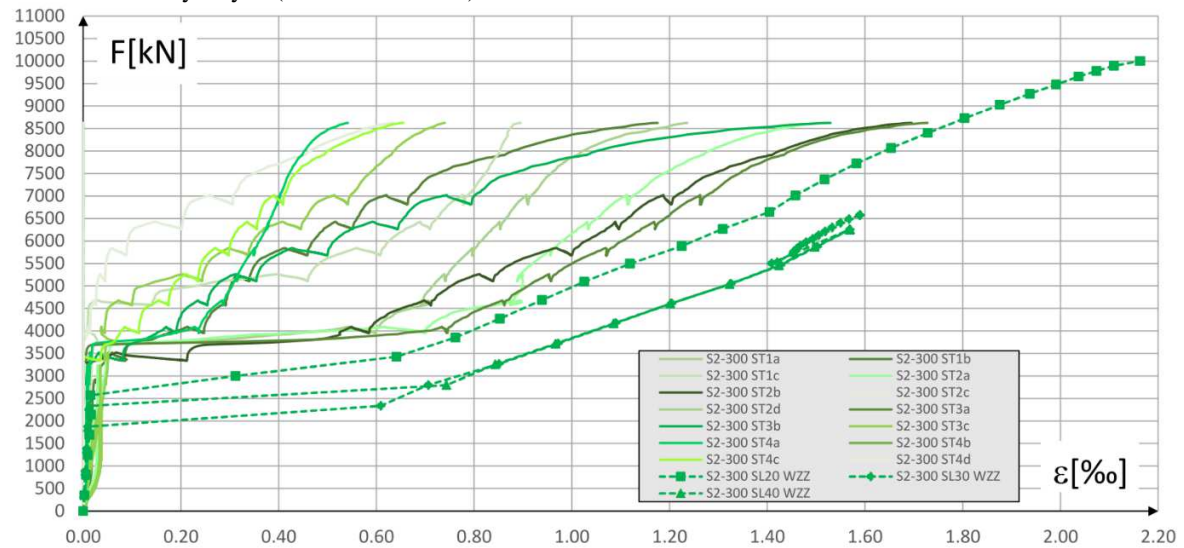


Rys. 6.59 Zestawienie wyników odkształceń w środku stalowym belki S2-300 (TW) z modeli numerycznych (SL20-SL30 WZZ) z pomiarami z badań niszczących

modeli SL20 będzie miał mniejsze wartości niż SL30, SL40 oraz rzeczywistych elementów, (5.3.8) jest to uzasadnione. Dla belki S1-200 odkształcenia jedynie w strzemionach ST4c i ST4d są większe od wartości uzyskanych z modeli, natomiast dla belki S2-300 wszystkie zmierzone



Rys. 6.60 Zestawienie odkształceń w strzemiach dla belki S1-200 (ST) uzyskanych w toku badań niszczących i z modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ)

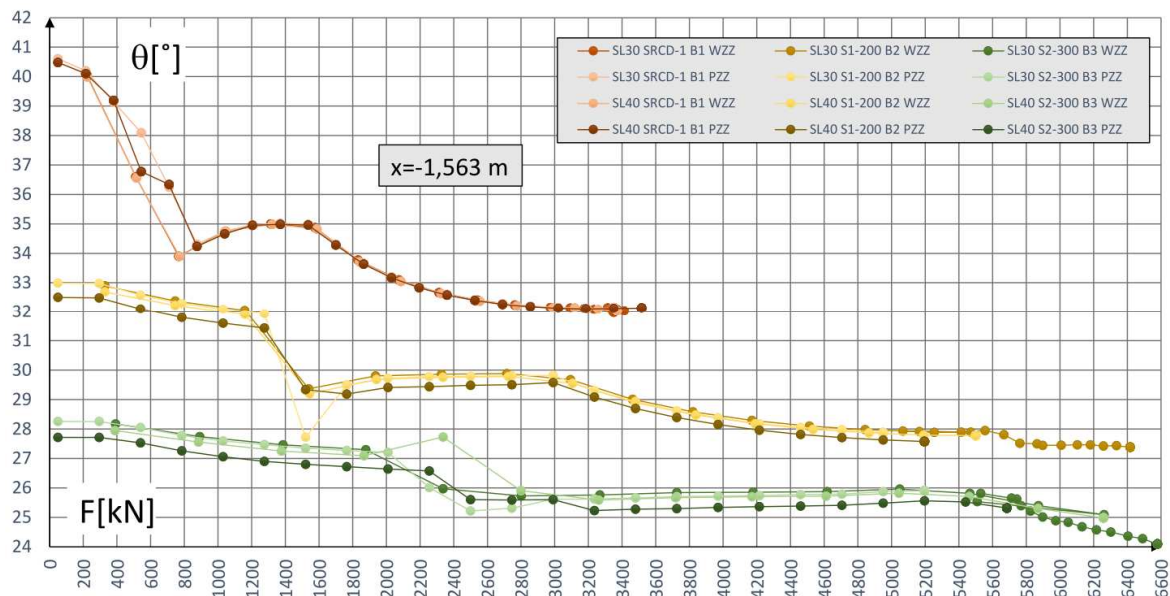


Rys. 6.61 Zestawienie odkształceń w strzemiach dla belki S2-300 (ST) uzyskanych w toku badań niszczących i z modeli numerycznych (SL20-SL40 WZZ)

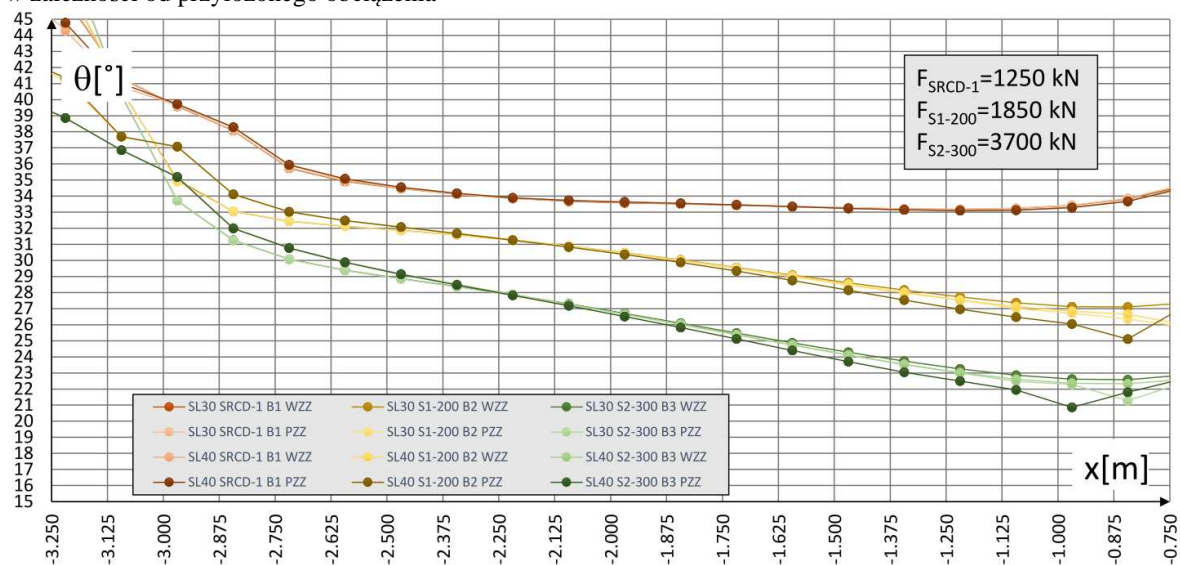
wartości są mniejsze. W obu przypadkach, zarówno w modelach jak i rzeczywistych elementach, widoczny jest skokowy przyrost odkształceń wynikający z powstania rys ukośnych w środku. Analizując zarówno wartości jak i przebieg krzywych można założyć, że przygotowane modele właściwie oddają zachowanie elementu pod obciążeniem.

Wartości kąta nachylenia krzyżulców w badanych elementach wykazywały odchylenia na wysokości i długości belki. Można jednak stwierdzić, że zmierzone w 25% rozpiętości wartości dla belek S1-200 (29-33) i S2-300 (28-32°) były mniejsze niż dla belki SRCD-1

(36-40°). Podobna zależność jest również widoczna w modelach numerycznych, przy czym spodziewane wartości kątów są niższe (SRCD-1: 35°, S1-200: 30°, S2-300: 26°) (Rys. 6.62).



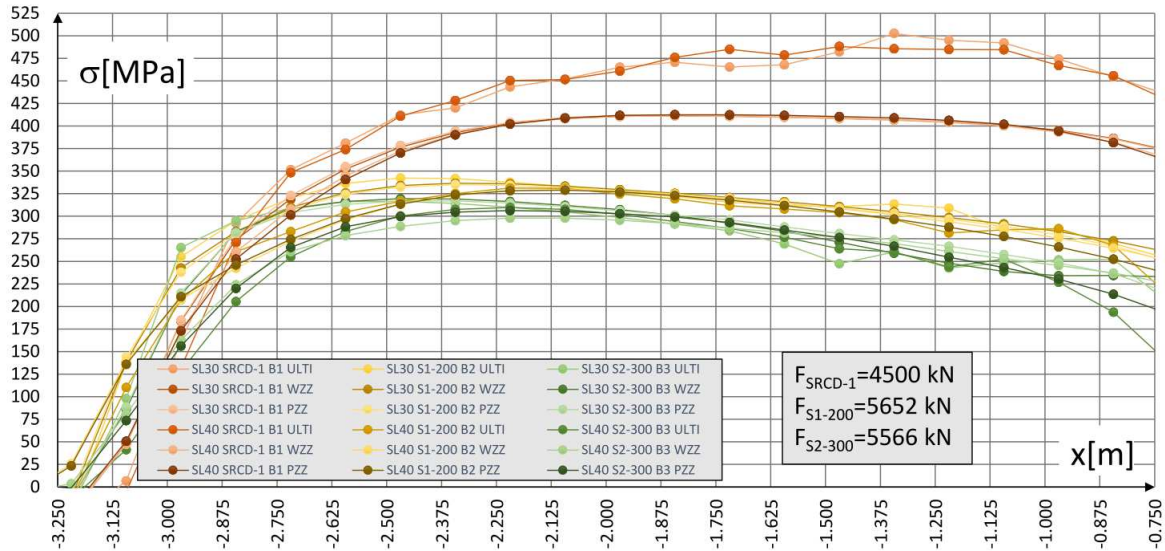
Rys. 6.62 Zestawienie kątów nachylenia krzyżulców betonowych badanych belek w modelach SL30-SL40 w zależności od przyłożonego obciążenia



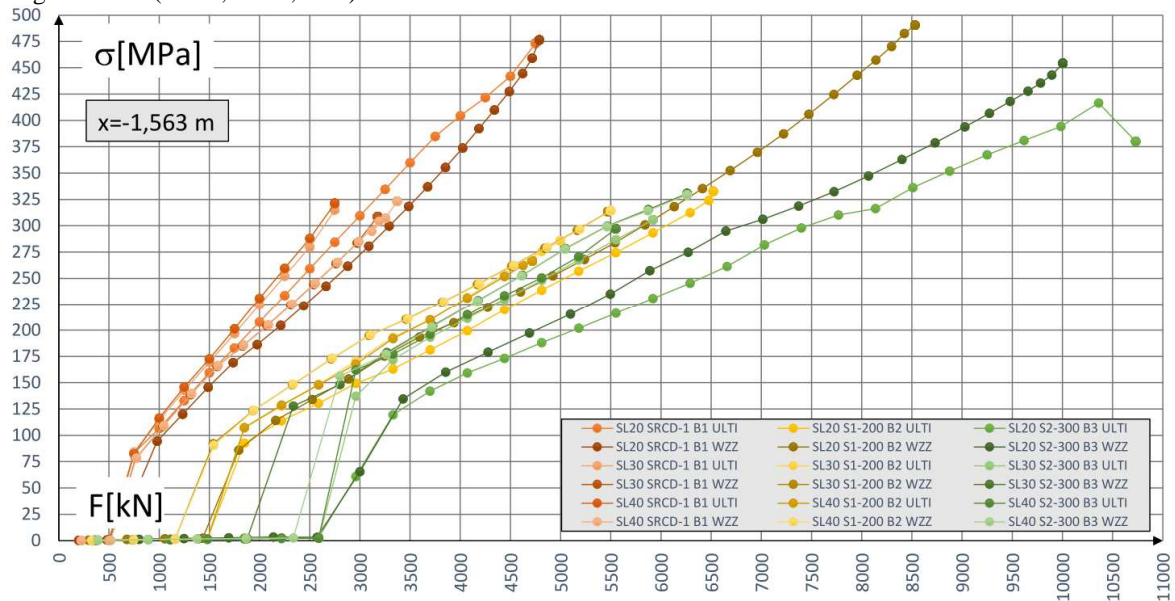
Rys. 6.63 Zestawienie kątów nachylenia krzyżulców betonowych badanych belek w modelach SL30-SL40 na długości belki

W analizach brano pod uwagę wartości kąta bezpośrednio po zarysowaniu, przy wymuszeniu WZZ i PZZ dla modeli SL30 i SL40 (5.3.8). Zestawienie wartości kątów na długości belki, ukazuje znacznie mniejszą zmienność kąta na długości dla belki SRCD-1. Wynika to z faktu zastosowania wysokiego średnika betonowego, wobec czego wpływ dodatkowych naprężeń ściskających jest niewielki. Wraz ze wzrostem wysokości średnika stalowego

(S1-200 i S2-300) wpływ naprężeń ściskających na kąt θ staje się wyraźnie zauważalny (Rys. 6.63). Efekt ten jest również widoczny w wartościach naprężeń w strzemiionach na długości belek. Porównaniu poddano wartości naprężeń w strzemiionach modeli SL30 i SL40,



Rys. 6.64 Zestawienie wartości naprężeń w strzemiionach (ST) badanych belek w modelach SL30-SL40 na długości belki (ULTI, WZZ, PZZ)



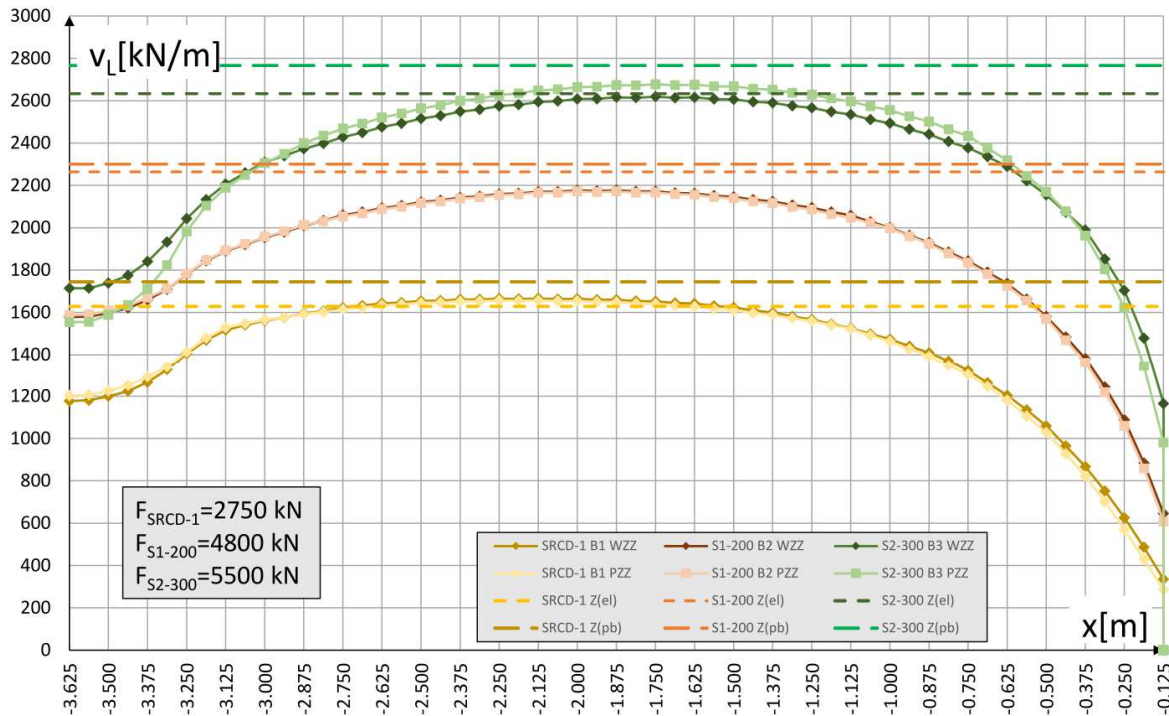
Rys. 6.65 Zestawienie wartości naprężeń w strzemiionach (ST) badanych belek w modelach SL20-SL40 w zależności od przyłożonego obciążenia (ULTI WZZ)

dla siły odpowiadającej zniszczeniu belki SRCD-1 (4500 kN) oraz odpowiadających sił na podstawie stosunku sprężystego ramienia sił ($Z_{el}=844$ mm). Dla belki S1-200 siła ta będzie wynosić 5652 kN ($Z_{el}=1060$ mm), a dla belki S2-300 5566 kN ($Z_{el}=1044$ mm). W przypadku

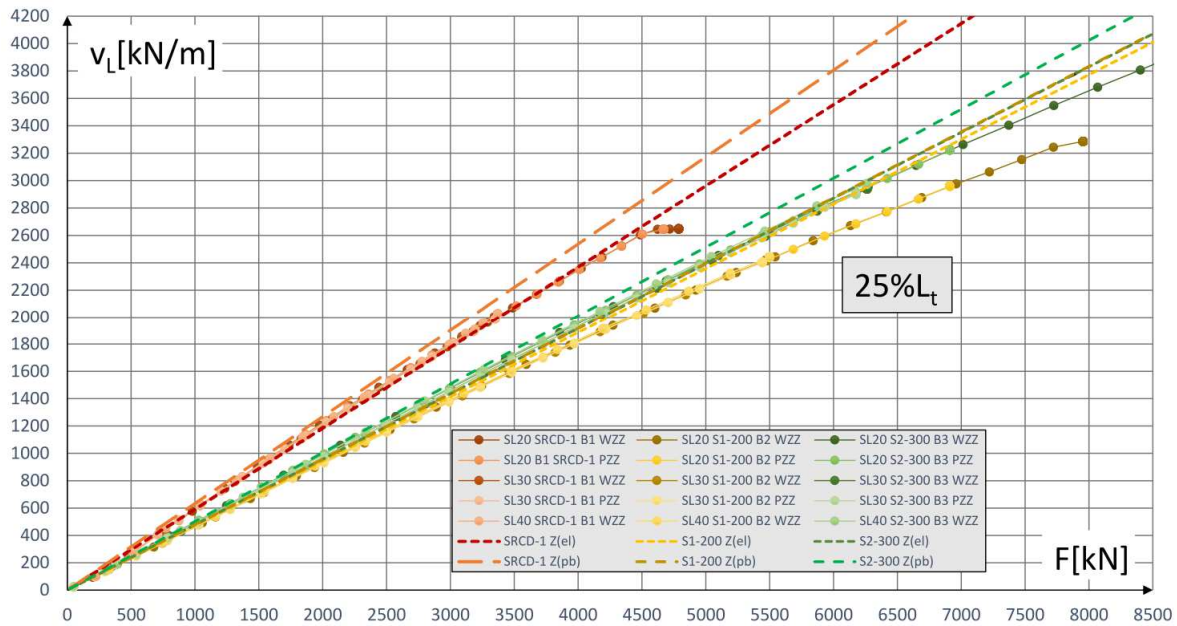
belek S1-200 i S2-300, wartości naprężeń niezależnie od zastosowanego wymuszenia pokrywają się ze sobą. Dla belki SRCD-1 wartości dla analizy ULTI są zauważalnie większe niż dla WZZ i PZZ. Przy obciążeniu bliskim zniszczeniu, stała (ULTI) i zmienna sztywność zespolenia (WZZ i PZZ) prowadzą do podobnych wyników. Wobec tego wartości naprężeń z analizy ULTI można traktować jako reprezentatywne (Rys. 6.64). Wynika to z zachowania w jej wypadku wartości kąta θ wraz ze wzrostem obciążenia, a co za tym idzie wyężenia strzemion (Rys. 6.62). Na tej podstawie można stwierdzić, że w momencie zniszczenia belki SRCD-1, strzemiona były bliskie osiągnięcia lub osiągnęły granicę plastyczności. Wartości naprężeń w strzemionach dla belek S1-200 i S2-300, przy odpowiadającym poziomie siły poprzecznej są zauważalnie niższe od naprężeń dla belki SRCD-1. W przypadku belek S1-200 i S2-300 widoczny jest również wyraźnie zmienność wartości kąta θ na długości belki, a co za tym idzie wartości naprężeń w strzemionach (Rys. 6.63, Rys. 6.64). Jednocześnie analizując zależność wartości naprężeń w strzemionach od przyłożonego obciążenia, dla wymuszenia ULTI i WZZ (SL20-SL40) widoczne jest, że w przypadku belek S1-200 S2-300 zniszczenie belki nastąpiło przed uplastycznieniem strzemion (Rys. 6.65).

Mając na uwadze dużą wysokość części żelbetowej belki SRCD-1, wartość naprężeń ściskających wynikająca ze zginania w niewielkim stopniu wpływa na rozkład kąta θ na jej długości (Rys. 6.63). W związku z tym teoretycznie jej zniszczenie powinno nastąpić bezpośrednio w strefie podporowej gdzie ten wpływ jest pomijalny, jednak z uwagi na fakt przyłożenia obciążenia skupionego w postaci reakcji, przekrój w którym występują maksymalne naprężenia w strzemionach, jest przesunięty poza strefę lokalnych efektów siły skupionej (Rys. 6.64). Uwzględniając powyższe zależności zniszczenie belki SRCD-1 z uwagi na strzemiona powinno wystąpić w odległości 1,25 m - 2,25 m od podpory (x od -1,75 m do -1,00 m).

Biorąc pod uwagę zmienność kąta θ na długości belki potencjalne zniszczenie betonowego krzyżulca dla belek S1-200 i S2-300, w wyniku złożonego stanu naprężeń na połączeniu ze strefą ściskaną powinno wystąpić w przekroju w odległości 2,25 m – 3,25 m (x od -1,00 m do 0,00 m) od podpory (Rys. 6.63). W tym przypadku przesunięcie względem środka rozpiętości i maksymalnego wpływu naprężeń ściskających wywołanych zginaniem wynika z efektów lokalnych przyłożenia siły skupionej.



Rys. 6.66 Zestawienie wartości sił rozwarstwiających na długości belki z modeli numerycznych (SL20 WZZ i PZZ) z wartościami wyznaczonymi na podstawie metody ogólnej



Rys. 6.67 Zestawienie wartości siły rozwarstwiającej z modeli numerycznych (SL20-40 WZZ, PZZ) z wartościami wyznaczonymi na podstawie metody ogólnej w zależności od przyłożonego obciążenia (w 25% rozpiętości belki)

Przeprowadzone porównania wykazują zbieżność pomiędzy badanymi elementami i modelami numerycznymi w zakresie jakościowym i ilościowym. W związku z tym porównano również wartość siły rozwarstwiającej uzyskanej z modeli numerycznych

i teoretycznej wartości wyznaczonej zgodnie z metodą ogólną, w oparciu o ramie sił wewnętrznych. Przedstawiono zatem jej rozkład na długości elementu (Rys. 6.66), oraz w 25% rozpiętości elementu, w funkcji przyłożonego obciążenia (Rys. 6.67). Wartości siły rozwarstwiającej z modeli numerycznych w przybliżeniu odpowiadają wartościom wyznaczonym na podstawie metody ogólnej. W przypadku modeli SRCD-1 i S2-300 pokrywają się one z wartościami wyznaczonymi dla sprężystego ramienia sił wewnętrznych, a w przypadku modelu S1-200 są mniejsze o 6% ($B2\ SL40$: 2172 kN/m i Z_{e1} : 2301 kN/m). Zastosowanie ramienia sił odpowiadającego rozkładowi parabolicznemu naprężeń w betonie (Z_{pb}), prowadzi do uzyskania wyższych wartości sił w zespoleniu. Zgodnie z założeniami metody ogólnej brana jest pod uwagę suma naprężeń normalnych, o tym samym znaku w całym przekroju poprzecznym, bez rozróżnienia segmentów. Takie podejście prowadzi do bezpiecznego oszacowania siły, pod warunkiem przyjęcia właściwej wartości ramienia sił.

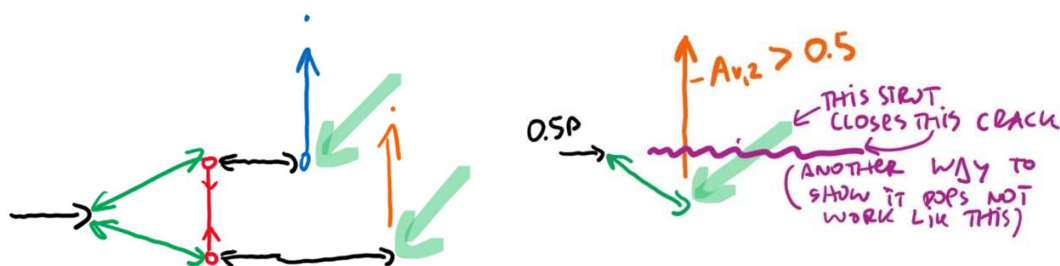
6.7.3 Podsumowanie i wnioski z przeprowadzonych badań

Przeprowadzone analizy pozwalają przyjąć, że przygotowane modele numeryczne właściwie reprezentują mechanizmy powstałe w rzeczywistych elementach. Uzyskane wyniki numeryczne i zaobserwowane mechanizmy z modeli są zbieżne z pomiarami i obserwacjami wykonanymi w czasie badań. W związku z tym wartości siły rozwarstwiającej wyznaczone na podstawie ramienia sił wewnętrznych, pozwalają na bezpieczne oszacowanie siły w zespoleniu. Powstałe w środnikach żelbetowych wszystkich badanych belek rysy ukośne, świadczą o powstaniu mechanizmu ST współdziałającego ze środnikiem stalowym w przenoszeniu siły poprzecznej, co potwierdza założenia metody ogólnej. Wykonane badania belek hybrydowych o wysokim i niskim środniku, potwierdzają zależność powstałego mechanizmu zniszczenia od kąta θ oraz zależność tego kąta od rozkładu naprężeń normalnych w części żelbetowej przekroju [45], [81]–[83]. Uzyskane wartości siły poprzecznej przenoszonej przez przekrój, świadczą jednocześnie o współdziałaniu obu rodzajów strzemion w przenoszeniu siły poprzecznej przenoszonej przez środnik żelbetowy. Lokalizacja zespolenia w strefie naprężeń rozciągających lub ściskających ma wpływ na jego sztywność i nośność. Belka SRCD-1 stanowi skrajny przypadek przekroju hybrydowego z małym udziałem części stalowej. Wobec tego będąc po stronie bezpiecznej do czasu przeprowadzenia większej liczby testów, nie należy stosować większych wartości sztywności i nośności zespolenia niż dla belki SRCD-1. Sztywność zespolenia dla belek o środnikach żelbetowych grubości 200 mm była znacznie

niższa niż dla belki o średniku grubości 300 mm. Uzyskane wartości siły rozwarstwiającej świadczą o tym, że zaprojektowany układ zbrojenia w obrębie łącznika wyeliminował kruchy mechanizm zniszczenia PO i POE ($v_{L,Rk,PO}=1528$ kN/m, $v_{L,Rk,POE}= 896$ kN/m).

7 ANALIZA INTERAKCJI MECHANIZMU ROZWARSTWIENIA PIONOWEGO I MECHANIZMU PRZENOSZENIA SIŁY POPRZECZNEJ POD KĄTEM WYMIAROWANIA STRZEMION

Na tym etapie w [14] przyjęto konserwatywnie, że rozdziela się mechanizmy przenoszenia siły poprzecznej i lokalnego rozwarstwienia środka na kierunku pionowym wynikającego z działania lokalnej siły w łączniku CD. Pozostawiono jednak w formalnych zapisach alternatywę do obliczeń z uwzględnieniem bardziej zaawansowanych modeli rozdziału sił



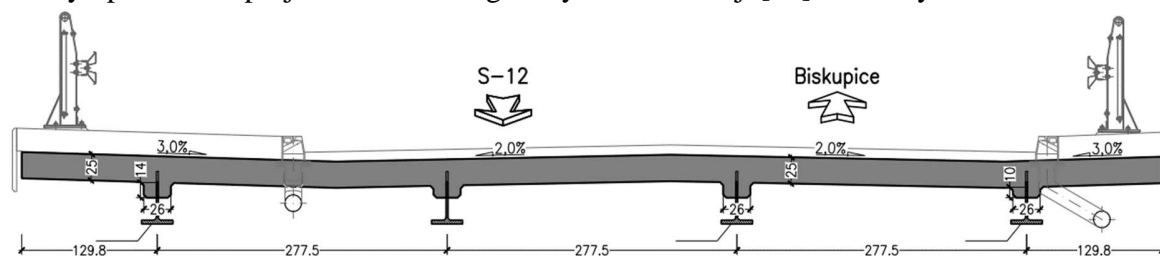
Rys. 7.1 Schematy modeli współpracy strzemion dwóch typów w przenoszeniu siły poprzecznej. Rysunek sporządzono na potrzeby dyskusji w ramach prac nad aprobatą europejską [14] w obrębie żelbetowego środka. Autor wraz z Promotorem dysponują odpowiednimi modelami (Rys. 7.1) umożliwiającymi uzasadnienie włączenia strzemion, pełniących rolę zbrojenia współpracującego (*confinement*), do współpracy w przenoszeniu siły poprzecznej przez model ST. Potwierdzają to również wyniki przeprowadzonych badań niszczących belek. Założenia te stosowane są w obliczeniach rzeczywistych obiektów mostowych.

Szczegółowa analiza tego zagadnienia wykracza poza zakres rozprawy. Ścisłe uzasadnienie tych mechanizmów będzie następstwem niniejszej pracy. Wykonane badania jednoznacznie wykazują, że strzemiona obu stosowanych typów biorą udział w przenoszeniu ścinania w środku. Zagadnienie to będzie to przedmiotem dalszych prac badawczych.

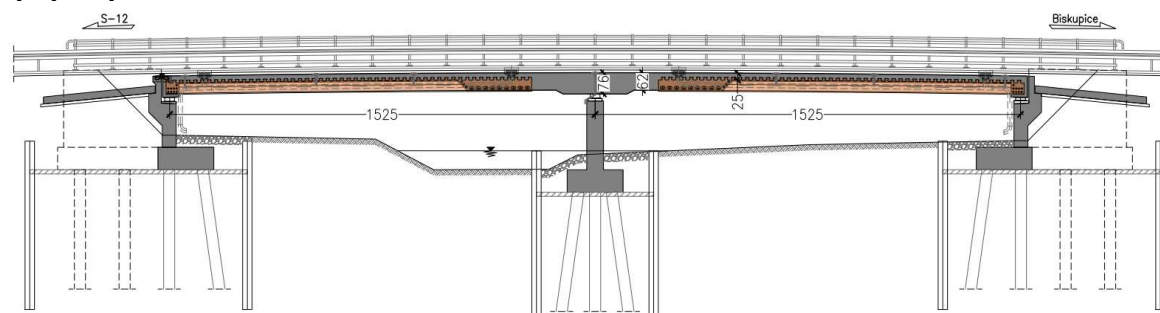
8 WYMIAROWANIE PRZEKROJÓW HYBRYDOWEYCH NA PRZYKŁADZIE RZECZYWISTYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

8.1 Zaprojektowane konstrukcje w ramach prac wdrożeniowych

Oprócz wiaduktu w Dąbrowie Górniczej w km 67+709 [37] od 2019 r w biurze Fasys Mosty Sp. z o. o. zaprojektowano szereg nowych konstrukcji [84] mostowych z zastosowaniem



Rys. 8.1 Przekrój poprzeczny i przekrój podłużny mostu w miejscowości Biskupice z dźwigarami o przekroju hybrydowym



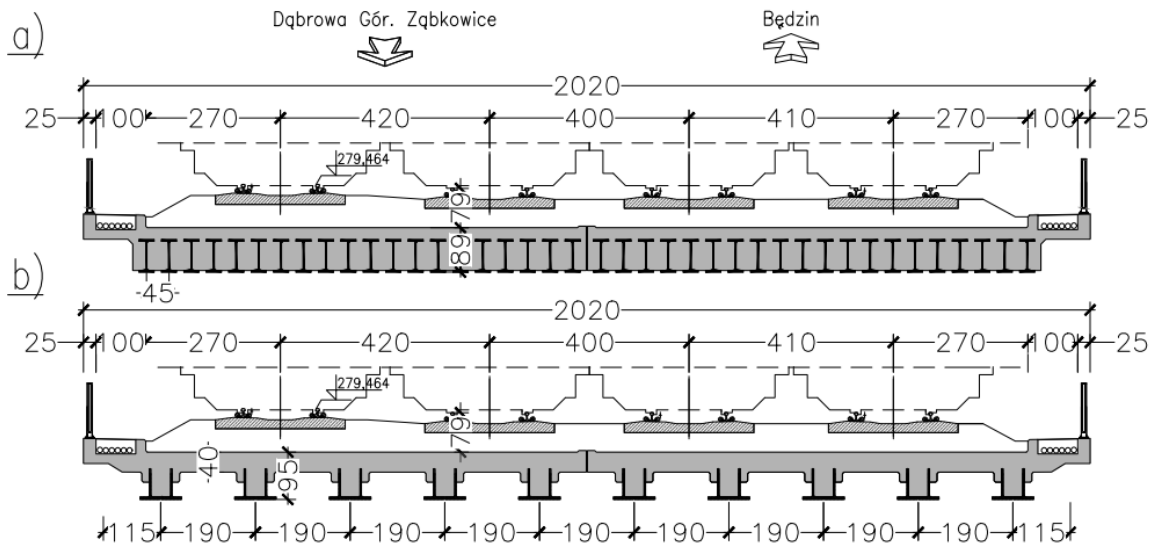
Rys. 8.2 Przekrój poprzeczny i przekrój podłużny mostu w miejscowości Biskupice z dźwigarami o przekroju hybrydowym



Rys. 8.3 Widok konstrukcji wiaduktu w Biskupicach przekrojów hybrydowych, wymiarowanych na podstawie założeń metody ogólnej [55]. W toku przygotowywania rozprawy doktorskiej w ramach prac wdrożeniowych autor zaprojektował pięć konstrukcji wykorzystujących przekroje hybrydowe, które wymiarowano zgodnie z zasadami przedstawionymi w niniejszej rozprawie.

Jednym z tych obiektów jest dwuprzęsłowy most drogowy w miejscowości Biskupice o rozpiętości przeszł 15,25+15,25 m (Rys. 8.1 Rys. 8.2). Obiekt został zaprojektowany na obciążenie klasy B [85], w ramach przygotowania projektu zamiennego na zlecenie Wykonawcy robót. W związku z tym w czasie prac projektowych kładziono bardzo duży nacisk na aspekt ekonomiczny i technologiczny przygotowywanego rozwiązania. W analizowanym moście wykorzystano hybrydowe przekroje poprzeczne oraz belki hybrydowe. Oznacza to, że teowe kształtowniki stalowe, połączone z płytą poprzez zespolenie CD zostały zakończone w odległości ok 2,30 m od osi podpory pośredniej i połączone z pogrubioną płytą pomostu, poprzez odpowiednio ukształtowaną strefę przejściową. Ustrój nośny przęsła wykonano na deskowaniu podpartym na belkach stalowych z rozbiórki istniejącej konstrukcji. Most został wykonany ze stali trudnordzewiejącej co dodatkowo obniża koszty związane z zabezpieczeniem antykorozyjnym podczas budowy i w czasie użytkowania obiektu. Konstrukcja została poddana próbnym obciążeniom i oddana do użytku (Rys. 8.3).

W Dąbrowie Górniczej w km 300+009 i km 296+593 w ciągu linii kolejowej nr 1 powstały dwie podobne konstrukcje wiaduktów kolejowych z dźwigarów o przekroju hybrydowym (Rys. 8.4 b). W obu przypadkach zadanie obejmowało przeprowadzenie 4 torów



Rys. 8.4 Przekrój poprzeczny wiaduktu kolejowego Dąbrowie Górniczej a) rozwiązanie pierwotne b) rozwiązanie zamienne z dźwigarów hybrydowych

linii kolejowej nad nowobudowaną drogą. Również w tym wypadku prace projektowe prowadzono na zlecenie Wykonawcy, w celu przygotowania rozwiązania zamiennego. Pierwotny projekt zakładał wykonanie przęsła z dźwigarów obetonowanych (Rys. 8.4 a).

Konstrukcja stalowa na czas betonowania mogła być, podparta na gruncie w sposób ciągły. W związku z tym zaleta dźwigarów obetonowanych wynikająca z możliwości podwieszenia deskowania do konstrukcji stalowej, traciła całkowicie na znaczeniu. To sprawiło, że możliwe było bezproblemowe wykonanie dźwigarów o przekroju hybrydowym bezpośrednio na placu



Rys. 8.5 Widok z boku na konstrukcję w Dąbrowie Górniczej w km 300,009 [86]

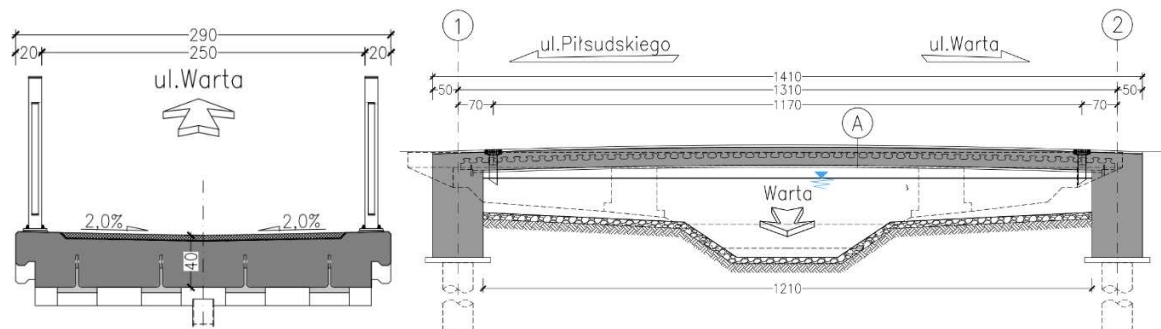


Rys. 8.6 Widok z boku na konstrukcję w Dąbrowie Górniczej w km 296,593 [86] w trakcie realizacji

budowy. Zastosowanie dźwigarów hybrydowych pozwoliło na istotne zredukowanie ilości betonu (22%) i stali konstrukcyjnej (37%), co zmniejszyło również ciężar własny ustroju nośnego. Zmniejszono zatem wartości sił wewnętrznych od obciążeń stałych. Sztywność konstrukcji została natomiast zredukowana w niewielkim stopniu. Zarówno beton, jak i stal zostały wyeliminowane ze stref przekroju gdzie były nieefektywne z uwagi na zginanie. Wobec tego mimo znacznej redukcji ilości materiału nowoprojektowana konstrukcja spełnia wymagania nośności i użyteczności dla $\alpha=1,21$ zgodnie z aktualnymi wytycznymi [87]. Kryterium decydującym o nośności przedstawionych konstrukcji był warunek nośności

zmęczeniowej zespolenia CD z uwzględnieniem globalnych (N, M) i lokalnych (V) efektów oddziaływania. Po wykonaniu ustrojów nośnych przeprowadzono próbne obciążenie konstrukcji wykorzystując lokomotywy ST44 i ST48 o masie służbowej 116 t. W obu przypadkach uzyskano mniejsze od projektowanych wartości ugięcia konstrukcji, które wynosiło odpowiednio 41% (300,009) i 34% (296,593) teoretycznych wartości uzyskanych z modeli numerycznych. Obecnie obiekt w km 300,009 (Rys. 8.5) został w całości oddany do użytku, a wiadukt w km 296,593 (Rys. 8.6) jest użytkowany przez tabor kolejowy, ponieważ trwają prace związane z oddaniem do użytku projektowanej drogi.

Kolejną zaprojektowaną konstrukcją z wykorzystaniem zespolenia CD jest kładka dla pieszych w miejscowości Myszków (Rys. 8.7). W tym przypadku geometria przekroju poprzecznego sprawia, że udział kształtowników stalowych w przenoszeniu ścinania jest niewielki. Jest to przypadek skrajny przekroju hybrydowego w postaci belki ze zbrojeniem zewnętrznym Z uwagi na uniwersalny charakter metody ogólnej [15] również w tym wypadku możliwe było jej zastosowanie. Wprowadzenie w przedmiotowym obiekcie teowych kształtowników stalowych pozwoliło na uzyskanie bardzo wysokiego stopnia zbrojenia. Dzięki temu możliwe było uzyskanie bardzo małej wysokości konstrukcyjnej. Tym samym ograniczono zakres robót ziemnych związanych z wykonaniem nasypów i dojsć do kładki z uwzględnieniem dopuszczalnego nachylenia.

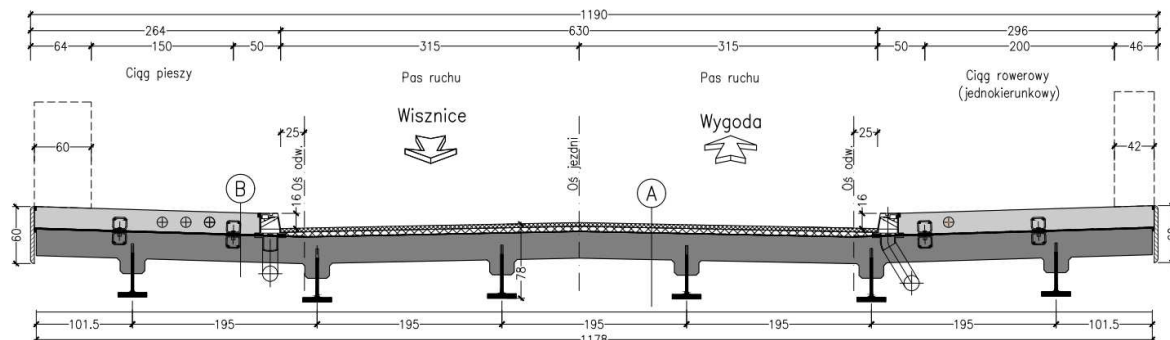


Rys. 8.7 Konstrukcja ustroju nośnego kładki w Myszkowie

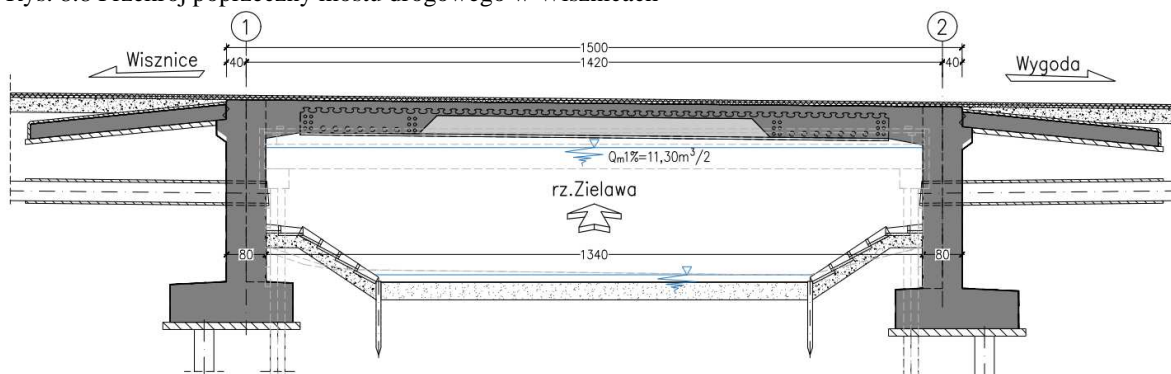
W 2023 r. przygotowano projekt mostu drogowego w miejscowości Wisznice. Obiekt ten wykorzystuje zarówno założenia przekrojów hybrydowych jak i belki hybrydowej (Rys. 8.8). Podobna konstrukcja powstała niedawno w Niemczech [88]. Most ma schemat statyczny jednonawowej ramy na dwóch rzędach pali i rozpiętości w osiach podpór równej 14,20 m (Rys. 8.9). W przekroju poprzecznym zastosowano sześć dźwigarów w rozstawie co 1,95 m.

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

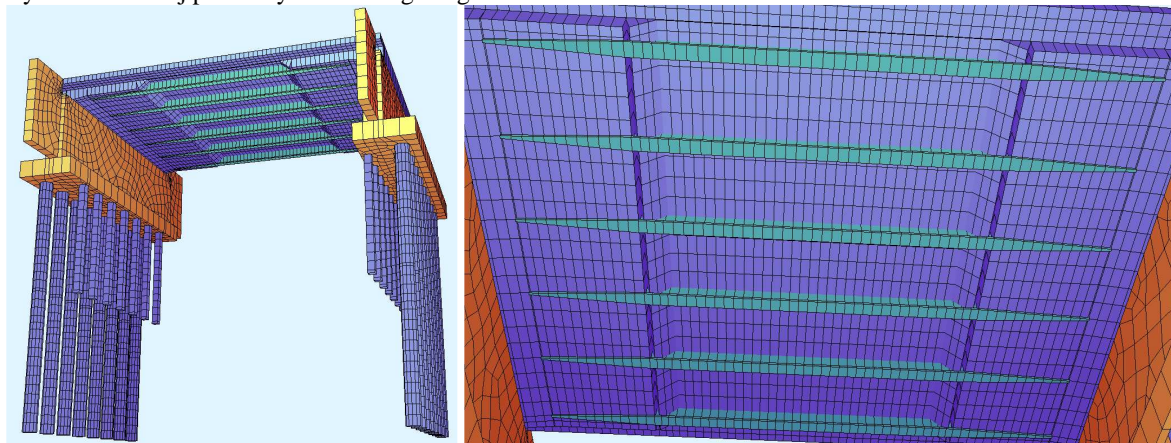
Całkowita szerokość pomostu jest równa 11,90 m. Obiekt został zaprojektowany na obciążenie klasą I zgodnie z obowiązującymi wytycznymi [87] [89].



Rys. 8.8 Przekrój poprzeczny mostu drogowego w Wisznicach



Rys. 8.9 Przekrój podłużny mostu drogowego w Wisznicach



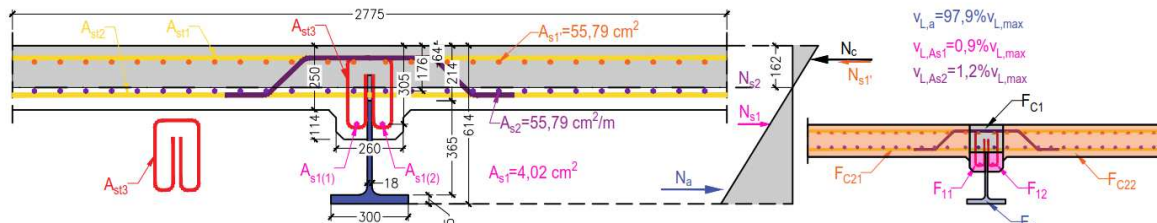
Rys. 8.10 Widok modelu konstrukcji mostu drogowego w Wisznicach

Konstrukcje przedstawionych obiektów szerzej omówiono w publikacji [84].

8.2 Obliczenia nośności na ścinanie na przykładzie projektowanych obiektów

Wymiarowanie na ścinanie ustrojów nośnych zaprojektowanych w ramach prac wdrożeniowych wykonano w oparciu o metodę ogólną [55] [37]. Nośność poszczególnych przekrojów na ścinanie wyznaczano jako minimum z nośności części żelbetowej ($v_{L,Rd,c}$), stalowej ($v_{L,Rd,a}$) oraz zespolenia ($v_{L,Rd,s}$). Wartość tę porównano z wartością siły rozwarstwiającej v_L .

Powyższą zależność przedstawiono na przykładzie przekroju mostu w Biskupicach. W celach porównawczych sprawdzono 4 warianty zastosowanego przekroju (Rys. 8.11) tzn. z całkowitym pominięciem zbrojenia miękkiego (173-1), z uwzględnieniem zbrojenia rozciąganego w środniku (173-2, A_{s1}), płycie pomostu (173-2, A_{s2}) i w strefie ściskanej



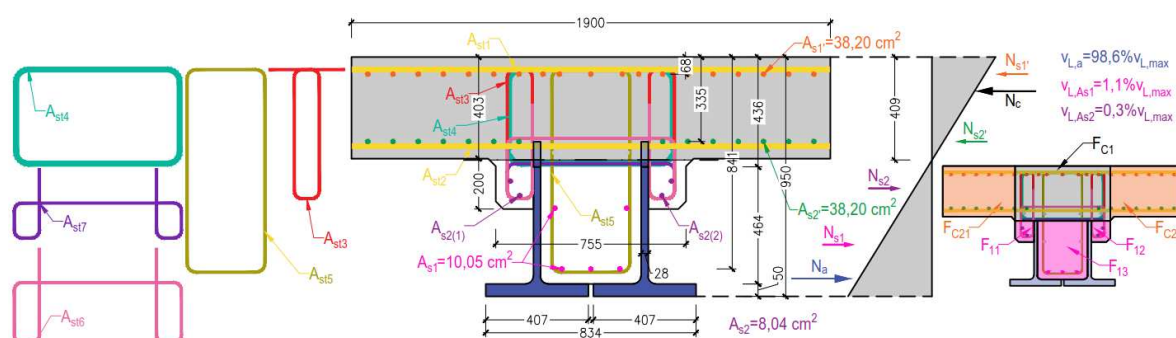
Rys. 8.11 Schemat obliczeniowy przekroju mostu w Biskupicach dla sprężystego rozkładu naprężeń (wariant 173_4)

(173-4, A_{s1}). Zbrojenie poprzeczne płyty pomostu stanowi jednocześnie zbrojenie zespolenia CD wobec czego ścinanie w części żelbetowej przekroju ogranicza się do ścinania pomiędzy środnikiem i półkami (F_{c1} , F_{c21} i F_{c22}). Z uwagi na wyężenie w przekrojów, w których występuje maksymalna siła poprzeczna w analizach przyjęto sprężysty rozkład naprężeń. Uwzględnienie zbrojenia miękkiego prowadzi do niewielkiej redukcji ramienia sił ($Z_{el,173-1}=503$ mm, $Z_{el,173-2}=501$ mm, $Z_{el,173-3}=498$ mm, $Z_{el,173-4}=497$ mm), co skutkuje wzrostem maksymalnej siły rozwarstwiającej $v_{L,max}$ o 1,3% (173-4). Jednocześnie jednak następuje spadek siły rozwarstwiającej w zespoleniu ze względu na ścinanie podłużne w bocznych środnikach (F_{11} , F_{12}) oraz w obrębie płyty (F_{c21} , F_{c22}) wynikający z uwzględnienia zbrojenia miękkiego. Wobec powyższego zbrojenie A_{s1} odpowiada za 0,9% (F_{11} , F_{12}), zbrojenie A_{s2} za 1,2% (F_{c21} , F_{c22}), a kształtownik stalowy (F_a) za 97,9% maksymalnej wartości ścinania podłużnego (173-4). Maksymalna obliczeniowa siła poprzeczna w przekroju jest równa $V=840$ kN. Oznacza to że zespolenie powinno mieć nośność co najmniej $v_{L,Ed,s}=1657$ kN/m (173-4) ($v_{L,Ed,s}=1670$ kN/m dla 173-1). Nośność z uwagi na część stalową zespolenia jest równa ($t_w=20$ mm) $v_{L,Rd,pl}=1716$ kN/m, a z uwagi na część żelbetową ($A_{st2}=20,36$ cm²/m $k_s=0,5$

(4.111)) $v_{L,Rd,sh}=2203$ kN/m, wobec czego za nośność zespolenia przyjęto $v_{L,Rd,s}=1716$ kN/m. Aby wyeliminować kruche mechanizmy zniszczenia należy zastosować zbrojenie współpracujące o polu przekroju co najmniej $A_{conf,min}=11,84$ cm²/m. Zastosowano strzemiona obok środnika stalowego z prętów #10 ($A_{st3}=25,13$ cm²/m). Dodatkowo zweryfikowano zbrojenie z uwagi na ścinanie pomiędzy żelbetowymi półkami i środnikiem, które powinno wynosić co najmniej ($A_{st1}+A_{st2}$) 7,26 cm²/m.

Ze względu na podobieństwa konstrukcji, sposób wymiarowania ustroju nośnego mostu w Wisznicach był analogiczny jak w przypadku przedstawionego powyżej mostu w Biskupicach.

Wymiarowanie przekroju wiaduktu w Dąbrowie Górniczej w km 296.593 różni się od przedstawionego powyżej przykładu. W tym wypadku zbrojenie poprzeczne płyty pomostu nie stanowi jednocześnie zbrojenia zespolenia CD. Rolę tę pełni strzemiona A_{st4} . Zastosowany podwójny układ dźwigarów stalowych i żelbetowy środnik pomiędzy nimi wynika jedynie



Rys. 8.12 Schemat obliczeniowy przekroju wiaduktu w Dąbrowie Górniczej w km 296,593 dla sprężystego rozkładu naprężeń (wariant 99-5)

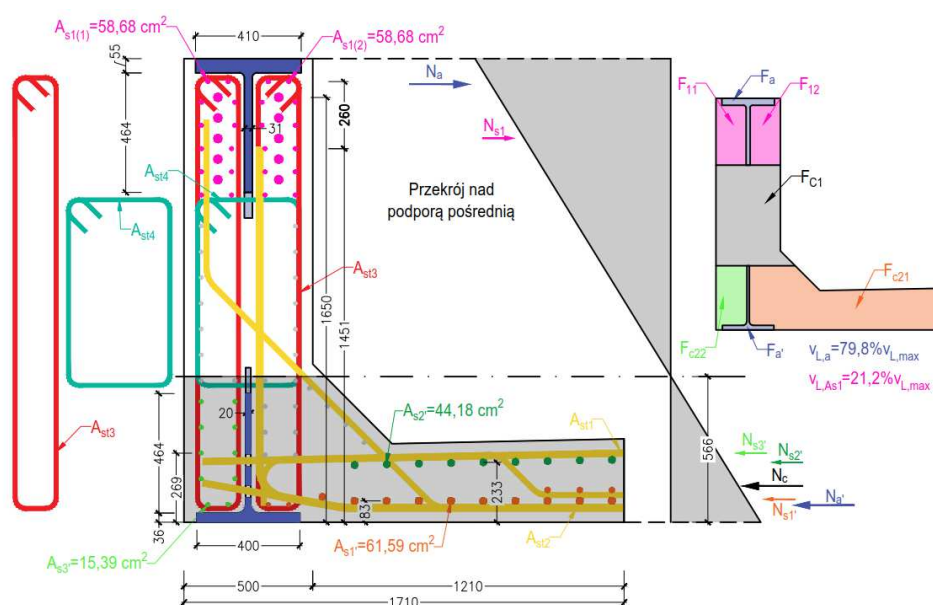
z konieczności zabezpieczenia dźwigarów przed uderzeniami pojazdów przejeżdżających pod obiektem. W tym wypadku przeanalizowano pięć wariantów z pominięciem zbrojenia miękkiego (99-1), z uwzględnieniem zbrojenia rozciąganego w środniku środkowym A_{s1} (99-2), zbrojenia rozciąganego w środnikach bocznych A_{s2} (99-3) i zbrojenia ściśniętego A_{s1}' (99-4) i A_{s2}' (99-5). Również w tym wypadku zastosowano sprężysty rozkład naprężeń (Rys. 8.12). Uwzględnienie zbrojenia miękkiego ma znikomy wpływ na ramię sił wewnętrznych ($Z_{el,99-1}=742$ mm, $Z_{el,99-2}=741$ mm, $Z_{el,99-3}=740$ mm, $Z_{el,99-4}=744$ mm, $Z_{el,99-5}=742$ mm). Oznacza to, że niezależnie od wariantu wartość maksymalnej siły rozwarstwiającej pozostaje niemal na tym samym poziomie (99,8-100,3% $v_{L,max,99-5}$). Uwzględnienie zbrojenia rozciąganego skutkuje spadkiem siły rozwarstwiającej ($v_{L,s}$)

w zespoleniu o 1,4%. Zbrojenie środnika środkowego A_{s1} odpowiada za 1,1%, a zbrojenie A_{s2} środników bocznych za 0,3% przeniesienia maksymalnej wartości siły rozwarstwiającej. Tym samym kształtowniki stalowe i zespolenie ($v_{L,a}$) przenoszą 98,6% tej siły. Do wymiarowania przyjęto obliczeniową siłę poprzeczną $V=2040$ kN. Zbrojenie A_{st3} i A_{st5} pełni w przekroju trzy funkcje. Po pierwsze przenosi siłę poprzeczną przenoszoną przez środniki żelbetowe poniżej zespolenia wynikającą z sił w zbrojeniu A_{s1} i A_{s2} . Z uwagi na przedstawiony powyżej rozkład sił jest to znikoma wartość wymagająca zbrojenia $A_{st5}=0,61$ cm²/m ($v_{L,F13}=31$ kN/m) i $A_{st3}=0,08$ cm²/m ($v_{L,F11}=v_{L,F12}=4$ kN/m). Po drugie w przypadku braku dodatkowych strzemion A_{st6} i A_{st7} pełnią one rolę zbrojenia współpracującego (A_{conf}). Nośność części stalowej zespolenia jest równa ($t_w=28$ mm) $v_{L,Rd,pl}=2669$ kN/m, a nośność części żelbetowej ($A_{b,min}=17,31$ cm²/m < 0,5 $A_{st4}=20,36$ cm²/m, $k_s=0,3$ (4.111)) $v_{L,Rd,sh}=2509$ kN/m wobec czego za nośność zespolenia przyjęto $v_{L,Rd,s}=2509$ kN/m. Zgodnie z [14] zbrojenie współpracujące środnika powinno zapewniać nośność odpowiadającą 30% nośności zespolenia wobec czego należy zapewnić zbrojenie współpracujące przy każdym z dwóch rzędów zespolenia w ilości $A_{conf,min}=17,31$ cm²/m. Trzecim zadaniem strzemion A_{st3} i A_{st5} jest współpraca ze strzemionami A_{st4} w przenoszeniu rozwarstwiającej głównej środnik żelbetowy. Zbrojenie na ścinanie głównego środnika przenoszącego siłę rozwarstwiająca pomiędzy częścią ściskaną i rozciąganą przekroju powinno wynosić co najmniej $A_{st,max}=53,03$ cm²/m ($A_{st3}+A_{st4}+A_{st5}$). Oznacza to że stosując zbrojenie w doweli w postaci dwóch prętów #18 co 125 mm ($A_{st4}=40,72$ cm²/m) strzemiona środników poniżej zespolenia powinny zapewniać pole zbrojenia równe co najmniej 29,62 cm²/m ($A_{st3}+A_{st5}$). Można zatem zastosować zbrojenie w postaci strzemion #10 czterociętych co 125 mm ($A_{st4}=25,13$ cm²/m) i strzemion dwuciętych #14 co 125 mm ($A_{st3}=24,63$ cm²/m). W przypadku zastosowania strzemion typu A_{st6} i A_{st7} , to one mogą pełnić funkcję lokalnego zbrojenia współpracującego ($A_{conf,min}$). **Bardzo istotny jest fakt, że zgodnie z założeniami metody ogólnej, zwiększanie pola przekroju strzemion dodatkowych środników (A_{st3} i A_{st5}), bez zmiany pola zbrojenia podłużnego (A_{s1} , A_{s2}), prowadzi jedynie do zwiększenia nośności przekroju z uwagi na ścinanie środnika żelbetowego. Środniki żelbetowe poniżej zespolenia przenoszą jedynie wartość siły rozwarstwiającej wynikającą z przyrostu naprężeń w podłużnym zbrojeniu rozciągającym (A_{s1} , A_{s2}). Wobec tego siła rozwarstwiająca w zespoleniu nie ulegnie zmianie.** Wynika to bezpośrednio z założenia, że o nośności decyduje minimum nośności części żelbetowej ($v_{L,Rd,c}$), zespolenia ($v_{L,Rd,s}$)

i kształtownika stalowego ($v_{L,Rd,a}$). Dla wszystkich średników sprawdzono również nośność betonowych krzyżulców jednak w tym wypadku nie były one decydujące.

Wymiarowanie przekroju ze zbrojeniem zewnętrznym kładki w Myszkowie nie różni się znacząco od wymiarowania przekrojów żelbetowych.

Mając na uwadze powyższe analizy możemy zdefiniować przekroje proste i złożone. W przekroju prostym nie występuje żaden dodatkowy element (poza częścią ze stali konstrukcyjnej), który przejmowałby jakąkolwiek część strumienia ścinania. W praktyce jako proste klasyfikujemy również przekroje, w których oprócz teownika stalowego występują pojedyncze pręty zbrojeniowe, których głównym zadaniem nie jest przenoszenie momentu zginającego (przeciwskurczowe w środku, konstrukcyjne w okolicy doweli). W takim przypadku koncepcja z globalnym ramieniem sił jest wystarczająca. W przypadku przekrojów złożonych (np. km 67.709) należy uwzględnić w obliczeniach rozdział strumienia ścinania.



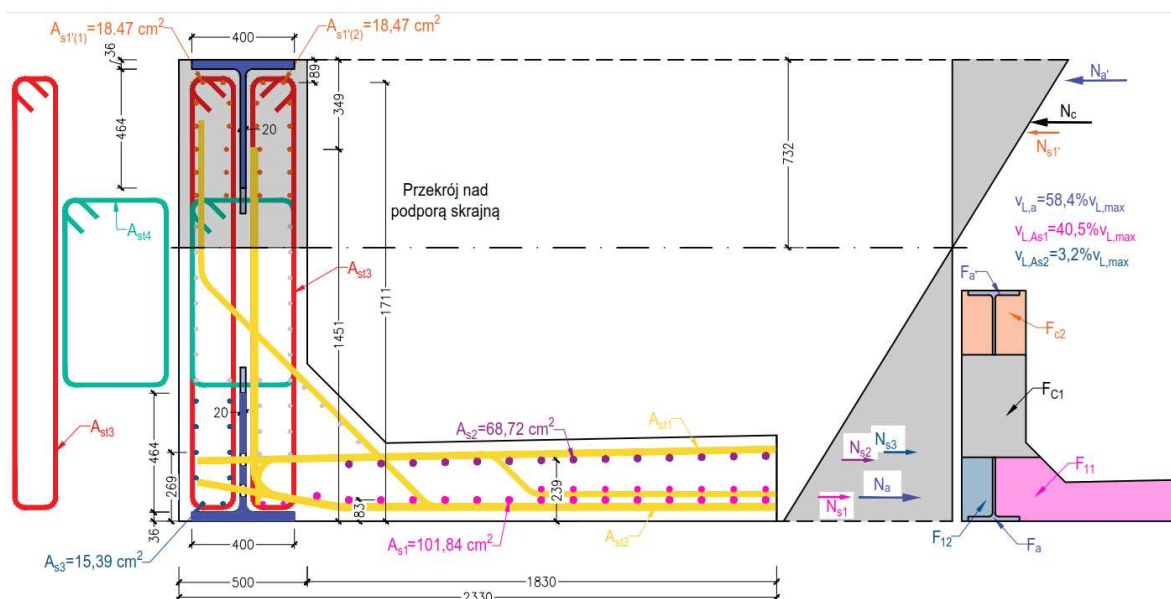
Rys. 8.13 Schemat obliczeniowy przekroju wiaduktu w Dąbrowie Górniczej w km 69,709 dla sprężystego rozkładu naprężeń nad podporą pośrednią (wariant 62-6)

Najbardziej złożonej analizie wymaga przekrój zastosowany w wiadukcie kolejowym w Dąbrowie Górniczej w km 67.709. Z uwagi na zastosowanie dużej ilości zbrojenia w płycie pomostu i w środnikach żelbetowych powyżej zespolenia, strumień ścinania podłużnego ulega w nim istotnemu zróżnicowaniu.

W pierwszej kolejności przeanalizowano ścinanie przekroju nad podporą pośrednią (Rys. 8.13). Podobnie jak to miało miejsce wcześniej przeanalizowano sześć wariantów z pominięciem zbrojenia podłużnego i kształtownika stalowego w strefie ściskanej (62-1), z kształtownikami zarówno w strefie ściskanej i rozciąganej (62-2), zbrojeniem rozciągającym (A_{s1}) (62-3) oraz trzema kolejnymi warstwami zbrojenia w strefie ściskanej A_{s1} (62-4), A_{s2} (62-5) oraz A_{s3} (62-6). Z uwagi na duże wyężenie przekroju na ścinanie i zginanie w obliczeniach przeanalizowano rozkład naprężeń sprężysty oraz odpowiadający nośności na zginanie zgodnie z EC2 dla parabolicznego rozkładu naprężeń w betonie. Niezależnie od zastosowanego sprężystego ($Z_{el,62-1}=1536$ mm, $Z_{el,62-2}=1563$ mm, $Z_{el,62-3}=1514$ mm, $Z_{el,62-4}=1528$ mm, $Z_{el,62-5}=1526$ mm, $Z_{el,62-6}=1525$ mm) lub parabolicznego ($Z_{pb,62-1}=1428$ mm, $Z_{pb,62-2}=1484$ mm, $Z_{pb,62-3}=1490$ mm, $Z_{pb,62-4}=1491$ mm, $Z_{pb,62-5}=1479$ mm, $Z_{pb,62-6}=1478$ mm) rozkładu naprężeń, ramię sił wewnętrznych po uwzględnieniu kształtownika w strefie ściskanej i zbrojenia podłużnego ulega jedynie nieznacznej redukcji. Tym samym maksymalna wartość siły rozwarstwiającej również zmienia się w niewielkim stopniu tj. 0,7% $v_{L,max,el}$ dla rozkładu sprężystego (62-6) i 0,3% $v_{L,max,pb}$ dla rozkładu parabolicznego (62-6). Zastosowanie parabolicznego rozkładu prowadzi do uzyskania o 3,1% większej maksymalnej wartości ścinania podłużnego niż dla rozkładu sprężystego. Do wymiarowania przyjęto siłę poprzeczną o wartości 4200 kN. W przeciwieństwie do przedstawionych powyżej analiz w przypadku tego przekroju, strumień ścinania przenoszony w obrębie pól F_{11} i F_{12} nie jest pomijalny, ponieważ zastosowano w nich dużą ilość zbrojenia. W związku z tym wymiarowanie zespolenia na maksymalną wartość ścinania podłużnego ($v_{L,max}$) wyznaczoną na podstawie globalnego ramienia sił będzie podejściem konserwatywnym. Mimo większego ramienia sił wewnętrznych w przypadku rozkładu sprężystego wartość siły w zespoleniu jest większa (79,8% $v_{L,max,el}=2198$ kN/m (62-6)) niż dla rozkładu parabolicznego (72,6% $v_{L,max,pb}=2063$ kN/m (62-6)). Wobec tego do wymiarowania zespolenia przyjęto wartość $v_{L,a,el,Ed}=2198$ kN/m. Nośność części stalowej zespolenia jest równa ($t_w=31$ mm) $v_{L,Rd,pl}=2955$ kN/m, a nośność części żelbetowej ($A_{b,min}=17,31$ cm²/m < 0,5 $A_{st4}=20,36$ cm²/m, $k_s=0,3$ (4.111)) $v_{L,Rd,sh}=2509$ kN/m wobec czego za nośność zespolenia przyjęto $v_{L,Rd,s}=2509$ kN/m. Zgodnie z [14] należy zapewnić zbrojenie współpracujące w ilości 30% nośności zespolenia ($A_{conf,min}=17,31$ cm²/m). Minimalne pole przekroju bocznych strzemion wynikające ze ścinania podłużnego środników powyżej zespolenia (F_{11} , F_{12}) wyznaczono w oparciu o paraboliczny (22,7% $v_{L,max,pb}=645$ kN/m) rozkład naprężeń, ponieważ generuje on

Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

większą wartość niż rozkład sprężysty ($21,2\% v_{L,max,el}=585 \text{ kN/m}$). Biorąc pod uwagę symetryczne zbrojenie w obu środnikach traktuje się je jako pojedynczy element. Minimalne sumaryczne zbrojenie na ścinanie bocznych środników (F_{11} , F_{12}) powinno wynosić zatem co najmniej $A_{st3,min,1}=12,46 \text{ cm}^2/\text{m}$. Zbrojenie na ścinanie głównego środnika (F_{c1}) przenoszącego siłę rozwarstwiająca pomiędzy częścią ściskaną i rozciąganą przekroju powinno wynosić co najmniej $A_{st,max}=54,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($A_{st3}+A_{st4}$). Oznacza to że stosując zbrojenie w doweli w postaci dwóch prętów #18 co 125 mm ($A_{st4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$) strzemiona zewnętrzne powinny zapewniać dodatkowe pole zbrojenia z uwagi na ścinanie głównego środnika równe co najmniej $A_{st3,min,2}=14,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($A_{st3,min,2} > A_{st3,min,1}$). Wobec tego w tym przypadku warunek ścinania głównego środnika jest decydujący. Uwzględniając zbrojenie współpracujące ($A_{conf,min}$) minimalne pole przekroju zbrojenia strzemion bocznych jest równe $A_{st3}=31,44 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($A_{st3,min,2}+A_{conf,min}$). Na tej podstawie przyjęto strzemiona czterocięte z prętów #16 co 250 mm ($32,17 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Rys. 8.14 Schemat obliczeniowy przekroju wiaduktu w Dąbrowie Górniczej w km 69,709 dla sprężystego rozkładu naprężeń nad podporą skrajną (wariant 62-12)

Analogicznie wykonano analizę przekroju poprzecznego w strefie podpór skrajnych (Rys. 8.14). Przeanalizowano sześć wariantów z pominięciem zbrojenia miękkiego i kształtownika stalowego w strefie ściskanej (62-7), z kształtownikami zarówno w strefie ściskanej i rozciąganej (62-8), zbrojeniem rozciągającym w trzech warstwach A_{s1} (62-9), A_{s2} (62-10) i A_{s3} (62-11) oraz zbrojeniem w strefie ściskanej $A_{s1'}$ (62-12). Biorąc pod uwagę wytyczenie przekroju przyjęto sprężysty rozkład naprężeń. Uzyskane na tej podstawie wartości

ramienia sił ($Z_{el,62-7}=1463$ mm, $Z_{el,62-8}=1562$ mm, $Z_{el,62-9}=1538$ mm, $Z_{el,62-10}=1505$ mm, $Z_{el,62-11}=1498$ mm, $Z_{el,62-12}=1497$ mm) wykazują niewielkie rozbieżności. W związku z czym uzyskana wartość siły rozwarstwiającej również ulega niewielkim wahaniom tj. 2,3% $v_{L,max,el}$ (62-12). Podobnie jak to miało miejsce w przypadku przekroju nad podporą pośrednią rzeczywista wartość siły rozwarstwiającej w zespoleniu jest znacząco niższa od maksymalnej siły rozwarstwiającej w przekroju, ze względu na stosunkowo duży udział zbrojenia miękkiego w przenoszeniu siły poprzecznej. Do wymiarowania przyjęto siłę poprzeczną o wartości 3100 kN. Podobnie jak w przypadku przekroju nad podporą pośrednią wymiarowanie zespolenia na maksymalną wartość ścinania podłużnego, wyznaczoną na podstawie globalnego ramienia sił będzie podejściem konserwatywnym. Po uwzględnieniu sił w płycie pomostu (F_{11}) i środniku zewnętrznym (F_{21}) wartość ścinania podłużnego w zespoleniu (F_a) zostanie znacząco zredukowana (58,4% $v_{L,max,el}=1210$ kN/m (62-12)). Nośność części stalowej zespolenia jest równa ($t_w=20$ mm) $v_{L,Rd,pl}=1906$ kN/m, natomiast części żelbetowej ($A_{b,min}=13,15$ cm²/m < 0,5 $A_{st4}=16,08$ cm²/m, $k_s=0,3$ (4.111)) $v_{L,Rd,sh}=2410$ kN/m, wobec czego za nośność zespolenia przyjęto $v_{L,Rd,s}=1906$ kN/m. Zgodnie z [14] należy zapewnić zbrojenie współpracujące w ilości 30% nośności zespolenia ($A_{conf,min}=13,15$ cm²/m). Minimalne pole zbrojenia środnika (F_{11}) odpowiadające sile rozwarstwiającej przenoszonej przez płytę pomostu (40,5% $v_{L,max,el}=838$ kN/m (62-12)) jest równe 16,17 cm²/m. Analogiczne pole zbrojenia dla środnika (F_{12}) zewnętrznego wynosi (3,2% $v_{L,max,el}=66$ kN/m) 1,27 cm²/m. Zatem minimalne sumaryczne pole zbrojenia strzemion bocznych środników jest równe $A_{st3,min,1}=17,44$ cm²/m. Zbrojenie na ścinanie głównego środnika (F_{c1}) przenoszącego siłę rozwarstwiającą pomiędzy częścią ściskaną i rozciąganą przekroju powinno wynosić co najmniej $A_{st,max}=40,43$ cm²/m ($A_{st3}+A_{st4}$). Oznacza to że stosując zbrojenie w doweli w postaci dwóch prętów #16 co 125 mm ($A_{st4}=32,17$ cm²/m) strzemiona zewnętrzne powinny zapewniać dodatkowe pole zbrojenia z uwagi na ścinanie głównego środnika równe co najmniej $A_{st3,min,2}=8,26$ cm²/m ($A_{st3,min,1} > A_{st3,min,2}$). Wobec tego w tym przypadku warunek ścinania bocznego środnika jest decydujący. W celu włączenia do współpracy w przenoszeniu ścinania środnika zewnętrznego (F_{12}) zastosowane zostały łączniki zamknięte typu PBL, których zadaniem było przeniesienie siły ścinania podłużnego o wartości $v_{L,PBL,el}=386$ kN/m (838 kN/m - 66 kN/m)/2. Wówczas możliwe jest zastosowanie symetrycznego zbrojenia środników (F_{11} i F_{12}). Uwzględniając zbrojenie współpracujące ($A_{conf,min}$) minimalne pole przekroju zbrojenia strzemion bocznych

jest równe $A_{st3}=30,59 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($A_{st3,\text{min},1}+A_{\text{conf},\text{min}}$). Na tej podstawie przyjęto strzemiona czterocięte z prętów #16 co 250 mm ($32,17 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Przeprowadzone analizy potwierdziły, że w przypadku typowych rzeczywistych przekrojów hybrydowych złożonych z teownika stalowego i ściskanej części żelbetowej wymiarowanie w oparciu o maksymalną siłę rozwarstwiającą (Biskupice, Wisznice, Dąbrowa Górnicza km 296,596, Myszków) w praktyce odpowiada wymiarowaniu z uwzględnieniem strumienia sił w przekroju. W przypadku nietypowych przekrojów (Dąbrowa Górnicza km 67.709) wymiarowanie na podstawie globalnego ramienia sił będzie prowadziło do zawyżenia wartości siły rozwarstwiającej w poszczególnych częściach przekroju. W związku z tym w takich wypadkach autor zaleca szczegółową analizę analogicznie, jak przedstawiono powyżej. W powyższych przykładach przedstawiono obliczenia dla stanu granicznego nośności (STR). Nośność zmęczeniową zespolenia CD należy sprawdzić z uwzględnieniem lokalnych i globalnych efektów oddziaływania [9].

9 PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W przedmiotowej rozprawie przedstawiono zagadnienie nośności elementów o przekrojach hybrydowych, a w szczególności to co je charakteryzuje i definiuje czyli metodę ogólną wymiarowania na ścinanie [31] [90] [41] [55] [54]. Podstawę do rozważań teoretycznych stanowią przeprowadzone studia literaturowe, analizy modeli numerycznych oraz badania niszczące belek o przekroju hybrydowym. Głównym celem rozprawy było wykazanie współpracy części żelbetowej i stalowej przekroju hybrydowego w przenoszeniu siły poprzecznej.

W celu właściwego rozpoznania zagadnienia przeanalizowano literaturę i wytyczne do projektowania związane z nośnością przekrojów żelbetowych i zespolonych z uwagi na ścinanie. W obecnie stosowanych normatywach brak jest uniwersalnego podejścia do wymiarowania przekrojów hybrydowych, o dowolnej geometrii, poddanych ścinaniu. Rzeczywiste obiekty wykorzystujące belki o przekroju hybrydowym projektowano dotychczas przyjmując konserwatywne założenia. Tym samym w przypadku belek o wysokich średnicach stalowych, pomijano udział części żelbetowej w przenoszeniu siły poprzecznej. Analogicznie postępowano z belkami z niskimi średnicami stalowymi przyjmując, że całość siły poprzecznej przenoszona jest przez część żelbetową przekroju. Uwzględniano wówczas wysokość użytkową mierzoną od krawędzi ściskanej do środka zespolenia [5]. W przypadku przekrojów o porównywalnej wysokości części stalowej i żelbetowej powyższe założenia tracą sens. W związku z tym do wymiarowania przekrojów hybrydowych na ścinanie przyjęto koncepcję metody ogólnej, bazując na dostępnej w tym zakresie literaturze. Zakłada ona, że maksymalna siła rozwarstwiająca w dowolnym przekroju może zostać wyznaczona na podstawie wartości siły poprzecznej i ramienia sił wewnętrznych. Dla wspomnianej metody zaproponowany został teoretyczny mechanizm przenoszenia siły poprzecznej łączący mechanizm ST z belką Timoshenki (Rys. 2.14) [31]. Założenia te nie zostały jednak dotąd poparte wynikami badań, a w szczególności badań niszczących i analiz numerycznych co stanowiło pole do podjęcia działań w ramach niniejszej rozprawy.

Oprócz bezpośredniej analizy globalnego ścinania przekroju, z uwagi na stosowanie zespolenia typu CD, przeanalizowano również literaturę dotyczącą mechanizmów zniszczenia i nośności wspomnianych łączników otwartych. Wiedza w tym zakresie jest niezbędna do

właściwego projektowania przekrojów hybrydowych, z pełną świadomością mechanizmów zniszczenia i ograniczeń wynikających ze stosowanej technologii.

Przeprowadzone w ramach badań wstępnych w laboratorium Politechniki Wrocławskiej w 2019 r. badanie niszczące belki ze zbrojeniem zewnętrznym (SRCD-1), stanowiło podstawę do przygotowania modeli numerycznych oraz projektu badań zasadniczych belek (S1-200 i S2-300). W czasie badań zaobserwowano rysy ukośne żelbetowego środniczka potwierdzające wykształcenie się mechanizmu ST. Z uwagi na zastosowanie w badanej belce stosunkowo małej wysokości środniczka stalowego, stanowiła ona skrajny przypadek przekroju hybrydowego. Ze względu na małą wysokość środniczka stalowego, teownik stalowy ma niewielki udział w przenoszeniu siły poprzecznej (i zastosowanie wspomnianego wcześniej konserwatywnego uproszczenia projektowego, zakładającego pominięcie udziału części stalowej w przenoszeniu siły poprzecznej, byłoby uzasadnione). Badanie to z jednej strony stanowiło dobry punkt wyjścia do analizy zagadnienia ścinania belek hybrydowych, a z drugiej strony nie uprawniało do wyciągnięcia ogólnych wniosków (co wymagało analizy belek o odmiennej geometrii środniczka).

Istotnym aspektem badań wstępnych było potwierdzenie skuteczności dodatkowego zbrojenia (SRCD) obrębie zespolenia dla środniczka o grubości 200 mm, pozwalającego na wyeliminowanie kruchych mechanizmów zniszczenia PO i POE (Rys. 6.9, Rys. 6.10). Rozdzielenie kwestii globalnego ścinania przekroju od lokalnego zniszczenia zespolenia (*de-facto* powiązanych ze sobą) jest ważnym zabiegiem myślowym (i stanowi istotny element niniejszej pracy), umożliwiającym rzetelną i możliwie przejrzystą analizę.

Pomiar ugięcia belki SRCD-1 znacząco przekraczał wartość teoretycznego ugięcia belki Bernoulliego, co wymagało wyjaśnienia na etapie analiz modeli numerycznych, aby możliwa była walidacja uzyskanych z nich wyników.

Na podstawie przeprowadzonych analiz literaturowych i wyników wstępnych badań niszczących opracowano modele numeryczne w programie SOFiSTiK. Obejmowały one przygotowanie modeli elementów wycinkowych w postaci tarcz obciążonych krawędziowo (pkt. 5.2) oraz modele lokalne elementów przeznaczonych do badań niszczących (SRCD-1, S1-200 i S2-300) (pkt. 5.3). Analizy modeli wycinkowych obejmowały mechanizmy zniszczenia stali zbrojeniowej i betonu. Uwzględniano w nich nieliniowe zachowanie

materiałów, wpływ dyskretyzacji MES, zbrojenie rozproszone (BEMESS) lub fizyczną reprezentację prętów itd. W przypadku modeli lokalnych w pierwszej kolejności weryfikowano ugięcia modeli w odniesieniu do belki SRCD-1. Analizowano wpływ efektu *tension stiffening* (TSF), odkształceń postaciowych, rys ukośnych w środniku, sztywności zespolenia i stosunku wysokości części stalowej do żelbetowej. Następnie analizowano kąty nachylenia krzyżulców (θ), wartości ramienia sił wewnętrznych (Z), wartość siły rozwarstwiającej (v_L) oraz udział poszczególnych części w przenoszeniu siły porzeczej (V) w zależności od wspomnianych wcześniej czynników tj. sztywności zespolenia, wysokości środników itd.

Analizy elementów wycinkowych (Załącznik nr 1 i Załącznik nr 2) obejmowały sumarycznie 116 modeli numerycznych, z których każdy zawierał od 8 do 10 niezależnych tarcz. W ramach analiz numerycznych przedstawionych w pkt. 5.3 wykonano łącznie 27 modeli belek. Na ich podstawie, w celu weryfikacji wyników pomiarów badań niszczących (pkt. 6.7.2), zostały wykonane dodatkowe 3 modele. Każdy ze wspomnianych modeli obejmował 3 niezależne belki. Niezależnie od prac związanych z modelami wycinkowymi i lokalnymi przygotowywano 16 modeli rzeczywistych obiektów mostowych w ramach prac wdrożeniowych [37] [36] [9b] [91]. Sumarycznie w ramach niniejszej rozprawy opracowano 162 modele numeryczne o różnym stopniu złożoności.

W celu potwierdzenia uniwersalnego charakteru metody ogólnej wymiarowania na ścinanie, przygotowano projekt badań zasadniczych, który obejmował obciążenie dwóch belek o przekroju hybrydowym (S1-200 i S2-300). Zastosowano w nich znacznie większą wysokość środnika stalowego niż w przypadku belki SRCD-1. To sprawiło, że aplikacja uproszczonych metod wymiarowania z pominięciem którejkolwiek z części przekroju traciła sens i ujawniało (możliwie w pełni) ogólny charakter analizowanej i proponowanej nowej metody projektowania. Belki zostały poddane badaniom niszczącym w laboratorium Politechniki Wrocławskiej. W czasie badań dokonywano pomiarów przemieszczeń pionowych i poziomych belek, poślizgów w zespoleniu, rozwarcia zespolenia (nowy aspekt badań) oraz odkształceń w części stalowej i żelbetowej przekroju. W czasie badań obu belek zaobserwowano zarysowanie ukośne środników, potwierdzając wykształcenie się mechanizmu ST. Belka S1-200 uległa zniszczeniu w strefie ściskanej bezpośrednio pod siłownikiem. Analiza nagrania wykazała, że tuż przed zniszczeniem pomiędzy środnikiem a półką żelbetową pojawiła się propagująca rysa. Niemal w tym samym momencie zarejestrowano „wystrzał” kawałka betonu

ze strefy ściskanej bezpośrednio pod siłownikiem. Analiza wartości siły, obraz środka w momencie zniszczenia oraz późniejsze badanie belki S2-300 pozwalają przyjąć, że środek belki S1-200 był bardzo bliski osiągnięcia zniszczenia i zasadniczo osiągnął stan graniczny. Przyjmuje się, że belka S2-300 uległa zniszczeniu poprzez wyczerpanie nośności stalowej części zespolenia. Wskazywały na to występujące po sobie dźwięki (w postaci gwałtownych huków), którym towarzyszył przyrost poślizgu w zespoleniu.

Na podstawie uzyskanych wyników, do modeli obliczeniowych wprowadzono rzeczywiste charakterystyki sztywności zespolenia. Na tej podstawie dokonano walidacji modeli numerycznych uzyskując zadowalającą zbieżność ugięć belek, odkształceń w stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej.

Przeprowadzone analizy pozwalają na sformułowanie następujących wniosków dotyczących belek hybrydowych ze stałą wysokością konstrukcyjną w strefie rozciąganej (zginanie dodatnie).

1. Przeprowadzone badania niszczące oraz zbieżne z nimi wyniki analiz numerycznych wskazują, że obowiązujące wytyczne do wymiarowania na ścinanie przekrojów zespolonych i żelbetowych nie znajdują bezpośredniego zastosowania w przypadku przekrojów hybrydowych (teza A).
2. Zmierzone w czasie badań niszczących wartości odkształceń w stali konstrukcyjnej i betonie potwierdzają zasadność stosowania obowiązujących wytycznych (EC2 i EC3) do projektowania przekrojów na zginanie z uwzględnieniem zależności naprężeń od odkształceń (teza A).
3. Wyniki pomiarów z badań niszczących i przeprowadzonych analiz numerycznych potwierdzają, że w przenoszeniu siły poprzecznej bierze udział zarówno część stalowa (belka Timoshenki) jak i część żelbetowa (mechanizm ST) przekroju hybrydowego. Świadczy o tym w szczególności mechanizm ST, którego wykształcenie potwierdzają rysy ukośne powstałe w żelbetowych środkach badanych belek (teza B).
4. Możliwe jest określenie nośności przekroju hybrydowego na ścinanie i wartości siły rozwarstwiającej z wykorzystaniem tzw. metody ogólnej. Potwierdzają to wyniki przeprowadzonych analiz modeli numerycznych oraz wyniki badań niszczących (teza B).

5. W typowych przekrojach hybrydowych złożonych z teownika żelbetowego i teownika stalowego, zmiana położenia zespolenia w znikomym stopniu wpływa na wartość siły rozwarstwiającej (Rys. 5.40). Jednocześnie ma ona duży wpływ na udział poszczególnych części przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej (Rys. 5.49) (teza B).
6. Wyznaczona na podstawie ramienia sił maksymalna wartość ścinania podłużnego odpowiada sile rozwarstwiającej w więziach sprężystych modeli numerycznych w 25% rozpiętości (z uwzględnieniem sztywności odpowiadającej wynikom z badań niszczących) poza strefami oddziaływania efektów lokalnych (Rys. 6.66). Wymiarowanie przekroju na wyznaczoną w ten sposób wartość siły rozwarstwiającej jest założeniem po stronie bezpiecznej pod warunkiem właściwego doboru ramienia sił wewnętrznych. (teza B).
7. Na podstawie wyników z analiz numerycznych można stwierdzić, że dla przekrojów poprzecznych, w których wartość momentu zginającego jest mniejsza od momentu rysującego, następuje wzrost ramienia sił wewnętrznych (podobnie jak dla przekroju zarysowanego przy zginaniu) i dlatego przekrój może być traktowany jako zarysowany w stanie granicznym (teza B).
8. Dowolny przekrój tj. stalowy, betonowy lub hybrydowy można podzielić wyróżniając wirtualną część i wyznaczyć jej nośność na ścinanie podłużne (siłę rozwarstwiającą) decydującą o globalnej nośności ścinanego przekroju (teza B).
9. Kąt nachylenia krzyżulców betonowych maleje wraz ze wzrostem wysokości środnika stalowego w przekroju, a tym samym zmianą rozkładu naprężeń w części żelbetowej przekroju (teza C).
10. Na podstawie wyników z analiz numerycznych można stwierdzić (5.3.8), że kąt θ zauważalnie zmienia swoją wartość na długości belek S1-200 i S2-300 (Rys. 6.63). Wynika to ze wzrostu naprężeń ściskających wywołanych zginaniem. W przypadku belki ze zbrojeniem zewnętrznym SRCD-1 wpływ ten jest niewielki. (teza C).
11. W analizowanych przekrojach hybrydowych (S1-200 i S2-300) kąt nachylenia krzyżulców mierzony w 25% rozpiętości belek wynosił od 25° do 35° (Rys. 6.63) (teza C).

12. Biorąc pod uwagę znaczny spadek wartości kąta θ oraz rozkładu naprężeń ściskających w wyniku zastosowania wysokiego średnika stalowego, należy brać pod uwagę możliwość powstania mechanizmu zniszczenia krzyżulca oraz mechanizmu związanego ze złożonym stanem naprężeń pomiędzy krzyżulcem a strefą ściskaną (v, α_{cw}) (teza D).
13. Wyniki odkształceń w strzemionach (STIR 1 i STIR 2 Rys. 6.10) badanych elementów (Rys. 6.64, Rys. 6.65) nie wskazują na występowania różnic w mechanizmach ich pracy. Dodatkowo biorąc pod uwagę wartość siły niszczącej można stwierdzić, że oba typy strzemion biorą udział w globalnej pracy mechanizmu ST w średniku, ponieważ strzemiona STIR1 stanowią 42% całkowitego pola zbrojenia na ścinanie (STIR1+STIR2). Uwzględnienie wyłącznie strzemion typu STIR1 lub STIR2 skutkowałoby uzyskaniem istotnie niższych wartości nośności niż wartości uzyskane w badaniach niszczących. Przyjęto zatem, że oba typy strzemion można uwzględniać w polu zbrojenia na ścinanie A_{sw} . (teza E) (pkt. 7).

Szeroki zakres prowadzonych badań oraz pomiarów pozwala na wyciągnięcie dodatkowych wniosków, wychodzących poza zakres głównej tematyki przedmiotowej rozprawy.

1. Możliwe jest konstruowanie belek hybrydowych ze średnikiem żelbetowym o grubości 200 mm do zastosowania w konstrukcjach mostowych.
2. Zmniejszenie grubości średnika z 300 mm (S2-300) do 200 mm (S1-200) skutkuje zauważalnym spadkiem nośności i sztywności zespolenia typu CD (Rys. 6.52).
3. Położenie zespolenia typu CD w strefie silnie rozciąganej powoduje zmniejszenie jego nośności i sztywności (SRC1D-1), w porównaniu z zastosowaniem go bliżej strefy ściskanej (S1-200) (Rys. 6.52).
4. Zastosowanie zbrojenia w typu SRC1D w obrębie doweli (tj. STIR 2, STIR 3, STIR 4) pozwala na wyeliminowanie kruchych mechanizmów zniszczenia betonowej części zespolenia w postaci PO i POE.
5. Sztywność postaciowa i zarysowanie średnika żelbetowego ma zauważalny wpływ na ugięcia badanych belek hybrydowych (Rys. 5.26).

6. Wpływ podatności zespolenia na ugięcia badanych belek o przekroju hybrydowym jest bardzo istotny (Rys. 5.29). Jednocześnie sztywność zespolenia ma stosunkowo niewielki wpływ na wartość siły rozwarstwiającej (Rys. 5.36).
7. Rozwarcie zespolenia (pomiędzy stalowym i żelbetowym środkiem) nie wpływa zauważalnie na sztywność i nośność zespolenia typu CD (Rys. 6.37, Rys. 6.38, Rys. 6.44, Rys. 6.45).

U podstaw metody ogólnej wymiarowania na ścinanie „stoją cztery filary”. W pierwszej kolejności przedstawiony został model mechaniczny **(1)** współpracy części stalowej i żelbetowej [31] i równania **(2)** opisujące rozdział siły poprzecznej w przekroju oraz wpływ położenia zespolenia [41] (4.6). W 2022 r. wspomniane równania uzupełniono o nierówność **(3)** (4.94), która przedstawia istotę metody ogólnej [55]. Zastosowanie globalnego ramienia sił pozwala na wyznaczenie maksymalnej wartości siły rozwarstwiającej. Nie można jednak na jego podstawie wyznaczyć rozdziału siły poprzecznej pomiędzy poszczególne zespalane części przekroju o dowolnej geometrii. **W ramach niniejszej rozprawy ogólną dopuszczaną wspomnianą nierówność uzupełniono o przypadki, w których zmienia się ona w równanie (4.98).** Najbardziej trywialnymi przykładami gdy jest to możliwe, jest położenie zespolenia w osi bezwładności lub przypadek w którym część ściskaną i rozciągana przekroju można sprowadzić do punktów (przekrój kratownicowy). Są to jednak szczególne przypadki opisane poprzez geometrię. W ogólnym ujęciu można stwierdzić, że warunek równości (4.98) będzie spełniony **gdy zespolenie przenosi maksymalną wartość ścinania podłużnego ($v_{L,max}$)** (Rys. 4.13). W innym wypadku iloczyn (V_{c2}), odległości wypadkowej od zespolenia ($z_c - e$) i wartości maksymalnej siły rozwarstwiającej ($v_{L,max}$) nie jest równy realnemu udziałowi tej części przekroju w przenoszeniu siły poprzecznej (V_{c1}). Wartość tę (V_{c1}) można natomiast wyznaczyć na podstawie całki strumienia ścinania, w danym segmencie przekroju ($\int v_L(z) \cdot dA$). Wymiarowanie poszczególnych części przekroju na maksymalną wartość siły rozwarstwiającej, wyznaczoną z ilorazu siły poprzecznej (V) i globalnego ramienia sił (Z), jest założeniem po stronie bezpiecznej. Dla typowych przekrojów hybrydowych łączących stalowy kształtownik z częścią żelbetową, wyznaczona w ten sposób nośność będzie tożsama z rozwiązaniem ścisłym. Wobec tego w myśl zasady brzytwy Ockhama poszukiwanie bardziej złożonych rozwiązań tego zagadnienia nie ma uzasadnienia. Jeżeli w przekroju następuje rozdział strumienia ścinania, można analizować jego wartość w poszczególnych częściach

przekroju, aby zoptymalizować wymiary kształtownika stalowego i zbrojenia na ścinanie (pkt. 8.2). W myśli powyższych założeń sformułowano definicję przekroju hybrydowego, której podstawą jest sposób jego wymiarowania z uwagi na ścinanie (4).

Przedstawione w niniejszej rozprawie analizy numeryczne, rozważania teoretyczne i przeprowadzone badania stanowią dowód poprawności (5) założeń metody ogólnej (i są podstawą do jej formalnego wprowadzenia w przepisach do projektowania na poziomie Unii Europejskiej w postaci klauzuli dokumentu CEN-TS 1994-1-102 [14] w opracowaniu, której brał udział autor niniejszej rozprawy). Potwierdzono powstanie mechanizmu przenoszenia siły poprzecznej, łączącego model ST z belką Timoshenki. Wykazano też zbieżność wartości siły rozwarstwiającej wyznaczonej na podstawie ramienia sił wewnętrznych z wynikami modeli numerycznych. Dla wspomnianych modeli przeprowadzono wcześniej walidację wyników poprzez porównanie z pomiarami badanych elementów ugięć i odkształceń.

Podsumowując, dzięki wykonanym badaniom oraz analizom potwierdzono założenia metody ogólnej i uzasadniono możliwość jej stosowania do wymiarowania na ścinanie rzeczywistych konstrukcji. Formalnie ogólna metoda projektowania będzie obowiązywać po wprowadzeniu do obiegu aprobaty CEN-TS 1994-1-102 [14], do której wprowadzono ją w postaci odpowiednich zapisów w pkt. 8.4. Uzyskane na podstawie wyników badań i analiz doświadczenie, zastosowano w czasie realizacji prac wdrożeniowych związanych ze wspomnianymi wcześniej obiektami w Dąbrowie Górniczej, Biskupicach, Myszkowie i Wisznicach (8.1).

10 ZAŁĄCZNIKI

Załącznik nr 1. Notatka z obliczeń wycinkowego modelu lokalnego – faza 1

Załącznik nr 2. Notatka z obliczeń wycinkowego modelu lokalnego – faza 2

Załącznik nr 3. Dokumentacja rysunkowa S1-200, S2-300

11 BIBLIOGRAFIA

- [1] K.-E. Kurrer, *The history of the Theory of Structures. From Arch Analysis to Computational Mechanics*. Berlin: Ernst a& Sohn Verlag fur Architektur und technische, 2008.
- [2] C. Zapfe, „Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte”, s. 210, 2001.
- [3] „PN-EN 1994-1-1 Eurokod 4 Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.” 2004.
- [4] „PN-EN 1994-2 Eurokod 4 Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.” 2008.
- [5] G. Seidl, Barthelemy Jaques, I. Mangerig, R. Wagner, W. Lorenc, i M. Kozuch, „Prefabricated Enduring Composite Beams based on innovative Shear Transmisson”, RFGS RFS2-CT-2011-00026 Preco+, 2013.
- [6] D. Kraus i O. Wurzer, „Nonlinear finite-element analysis of concrete dowels”, nr Vol. 64, s. 1271–1279, 1997.
- [7] F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, i H. Wolfgang, „Neues, vorteilhaftes Verbundmittel fur Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit”, *Beton und Stahlbetonbau*, t. 12, s. 325–331, 1987.
- [8] W. Lorenc, G. Seidl, i J. Berthellemy, „The evolution of the shape of composite dowels”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, t. 0, nr 0, lis. 2022, doi: 10.2478/sgem-2022-0021.
- [9] M. Kozuch, „Nośność stalowych łączników otwartych typu MCL w belkach zespolonych stalowo – betonowych”, s. 180, 2012.
- [10] M. Classen i J. Hegger, „Shear-slip behaviour and ductility of composite dowel connectors with pry-out failure”, *Engineering Structures*, t. 150, s. 428–437, lis. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.07.065.

- [11] G. Seidl, „Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders”, 2009.
- [12] W. Lorenc, M. Kożuch, i S. Rowiński, „The behaviour of puzzle-shaped composite dowels — Part I: Experimental study”, *Journal of Constructional Steel Research*, t. 101, s. 482–499, paź. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.05.013.
- [13] M. Kopp, D. Pak, i M. Feldmann, „Effects of transverse tension load on the static capacity and fatigue resistance of composite dowels”, *Steel Construction*, t. 9, nr 2, s. 115–121, maj 2016, doi: 10.1002/stco.201610013.
- [14] „CEN/TS 1994-1-102 Design of Composite Dowels”. 2023.
- [15] W. Lorenc, „Composite dowels: The way to the new forms of steel-concrete composite structures”, *IABSE SYMPOSIUM*, paź. 2020.
- [16] „PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków.” PKN, 2008.
- [17] „PN-EN 1992-2 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczanie i reguły konstrukcyjne”. 2010.
- [18] „PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.” 2006.
- [19] „PN-EN 1993-2 Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe”. 2010.
- [20] „Model Code vol. 2”. 2010.
- [21] „An ACI Standard Building code Requirements for structural concrete (ACI-318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14)”. American Concrete Institute, 2015.
- [22] „JSCE - JAPAN STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES”.
- [23] „PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”. Alfa, 1992.
- [24] P. Koziół, M. Kożuch, W. Lorenc, i S. Rowiński, „Innovative solution of transition zone in steel-concrete hybrid beam”, *Recent Progress in steel and Composite Structures*, s. 137–142, 2016.
- [25] J. Springer, H. Reuke, K. Wolters, i M. Kopp, „Besonderheiten der Stahlverbundkonstruktion des Parkhauses Coulinstraße in Wiesbaden”, *Stahlbau*, t. 87, nr 7, s. 695–703, lip. 2018, doi: 10.1002/stab.201810625.

- [26] N. Popa, D. Pak, i G. Seidl, „Demonstration of economical bridge solutions based on innovative composite dowels and integrated abutments (ECOBRIDGE)”, *EUR* 27186, 2015.
- [27] G. Seidl, V. Schmitt, i W. Lorenc, „Hintergrunddokument zu Brücken mit Verbunddübeln: Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele”, *Ergänzung zum 31. Dresdner Brückenbausymposium*, 2022.
- [28] W. Lorenc, T. Kołakowski, W. Kosecki, i G. Seidl, „VFT_VIB Prefabrykowane dźwigary zespolone z innowacyjnym połączeniem stali i betonu”, *Mosty*, t. Listopad-Grudzień, 2008.
- [29] C. Mathieu, „Construction metallique”, nr 3, 2009.
- [30] G. Seidl i A. Braun, „VFT-WIB-Brücke bei Vigaun – Verbundbrücke mit externer Bewehrung”, *Stahlbau*, t. 78, s. 86–93, 2009, doi: 10.1002/stab.200910009.
- [31] W. Lorenc, „The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels”, *Steel Construction*, t. 10, nr 2, s. 154–167, maj 2017, doi: 10.1002/stco.201710019.
- [32] G. Seidl, M. Mensinger, E. Koch, i F. Hugle, „Eisenbahnüberführung Simmerbach - Pilotprojekt in VFT-Rail-Bauweise mit externer Bewehrung”, *Stahlbau*, t. 81, nr 2, s. 100–107, luty 2012, doi: 10.1002/stab.201201520.
- [33] P. Simon, L. Hrdlicka, A. Dráb, i V. Zvěřina, „A composite dowel bridge in the Czech Republic: Development, optimization and implementation of a railway bridge”, *Steel Construction*, t. 9, nr 3, s. 191–199, sie. 2016, doi: 10.1002/stco.201610027.
- [34] V. Schmitt, W. Lorenc, T. Breslau, i G. Seidl, „31. Dresdner Brückensymposium”.
- [35] M. Kożuch i W. Lorenc, „The behaviour of clothoid-shaped composite dowels: Experimental and numerical investigations”, *Journal of Constructional Steel Research*, t. 167, s. 105962, kwi. 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2020.105962.
- [36] B. Bartoszek, A. Stempniewicz, W. Ochojski, A. Adamczyk, G. Natonek, i W. Lorenc, „Railway bridge in Dąbrowa Górnicza using composite dowels: new system development of composite railway bridges”, zaprezentowano na WDM Conference, Wrocław, 2019.
- [37] W. Lorenc i B. Bartoszek, „The new railway hybrid bridge in Dąbrowa Górnicza: innovative concept using new design method and results of load tests”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, s. 1–23, 2023.

- [38] X. Shao, X. Zhao, Q. Liu, S. Deng, i Y. Wang, „Design and experimental study of hot rolled shape steel-ultrahigh performance concrete composite beam”, *Engineering Structures*, t. 252, s. 113612, luty 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.113612.
- [39] X. Shen i X. Shao, „A new steel-UHPFRC composite beam with composite dowels as connector and its shear behavior”, zaprezentowano na WDM Conference, Wrocław, 2022.
- [40] W. Lorenc, „Non-linear behaviour of steel dowels in shear connections with composite dowels: design models and approach using finite elements”, *Steel Construction*, t. 9, nr 2, s. 98–106, maj 2016, doi: 10.1002/stco.201610015.
- [41] R. P. Johnson, „Vertical shear in hybrid composite cross-sections of beams”, zaprezentowano na WDM Conference, Wrocław, 2021.
- [42] M. Schäfer, „08.04: Limits of plastic design for composite beams: Requirements for slim and compact composite sections”, *ce/papers*, t. 1, nr 2–3, s. 1859–1868, wrz. 2017, doi: 10.1002/cepa.230.
- [43] T. Godycki-Ćwirko, *Mechanika Betonu*. Arkady, 1982.
- [44] E. Morsch, *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung*. Stuttgart, 1908.
- [45] F. J. Vecchio i M. Colins, „Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory”, *ACI Structural Journal*, 1988.
- [46] N. Hawkins, D. Kuchma, R. Mast, M. Lee Marsh, i K. Reineck, „Simplified Shear Design of Structural Concrete Members”, *National Cooperative Highway Research Program*, nr 78, s. 338, 2005.
- [47] B. Bogdándy, „The shear resistance of a member without shear reinforcement according to Eurocode 2; the error of the calculated value and the mechanical explanation of the problem”, *IRASE*, t. 12, nr 3, s. 222–229, lip. 2021, doi: 10.1556/1848.2021.00236.
- [48] F. Leonhardt, „Cracks and crack control in concrete structures”, *International Association for Bridge and Structural Engineering*, s. 124–145, 1988.
- [49] „STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES-2002 «Structural Performance Verification»”.
- [50] „Model Code vol. 1”. kwiecień 2012.
- [51] K. Rafał, „Projektowanie elementów poddanych ścinaniu”, *Materiały Budowlane*, nr 487, mar. 2013.
- [52] „DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.” lipiec 2001.

- [53] G. H. Beguin, „Robert Maillarts Einfuhrung des Schubmittelpunktes”, *Schweische Bauzeitung*, t. 10, 1972.
- [54] W. Lorenc i S. Balcerowiak, „The coherent concept of the lever arm in a cross-section”, zaprezentowano na IABSE SYMPOSIUM, Wrocław, 2020.
- [55] W. Lorenc, W. Kurz, i G. Seidl, „Hybrid steel–concrete sections for bridges: Definition and basis for design”, *Engineering Structures*, t. 270, s. 114902, lis. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114902.
- [56] J. Berthelley, W. Lorenc, M. Mensinger, J. Ndogmo, i G. Seidl, „Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 2: Ermüdungsverhalten”, *Stahlbau*, t. 80, nr 4, s. 256–267, kwi. 2011, doi: 10.1002/stab.201101418.
- [57] J. Berthelley, W. Lorenc, M. Mensinger, S. Rauscher, i G. Seidl, „Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung”, *Stahlbau*, t. 80, nr 3, s. 172–184, mar. 2011, doi: 10.1002/stab.201101408.
- [58] M. Kozuch i S. Rowiński, „Elastic behaviour of the steel part of a shear connection with MCL composite dowels: Design basis for serviceability and fatigue limit states”, *Steel Construction*, t. 9, nr 2, s. 107–114, maj 2016, doi: 10.1002/stco.201610019.
- [59] W. Lorenc, „The design concept for the steel part of a composite dowel shear connection”, *Steel Construction*, t. 9, nr 2, s. 89–97, maj 2016, doi: 10.1002/stco.201610014.
- [60] W. Lorenc, M. Kozuch, i S. Rowiński, „The behaviour of puzzle-shaped composite dowels — Part II: Theoretical investigations”, *Journal of Constructional Steel Research*, t. 101, s. 500–518, paź. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.05.012.
- [61] W. Lorenc, E. Kubica, i M. Kozuch, „Testing procedures in evaluation of resistance of innovative shear connection with composite dowels”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, t. 10, nr 3, s. 51–63, sty. 2010, doi: 10.1016/S1644-9665(12)60136-8.
- [62] S. Rowiński, „Wytrzymałość zmęczeniowa łącznika stalowego w innowacyjnym zespoleniu belki stalowo-betonowej”, Rozprawa doktorska Politechnika Wrocławska, 2012.
- [63] H.-P. Andrä, „Neuartige Verbundmittel für den Anschluß von Ortbetonplatten an Stahlträger.”, *Beton- und Stahlbetonbau*, t. 80, nr 12, s. 325–328, grudz. 1985, doi: 10.1002/best.198500580.

- [64] M. Feldmann, M. Kopp, i D. Pak, „Composite dowels as shear connectors for composite beams - background to the German technical approval”, *Steel Construction*, t. 9, nr 2, s. 80–88, maj 2016, doi: 10.1002/stco.201610020.
- [65] S. Heinemeyer, „Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten”, s. 298.
- [66] T. Lechner, „Zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton”, s. 472.
- [67] W. Lorenc i G. Seidl, „Composite dowels for bridges. Trends and challenges for new European rules.”,
- [68] W. Lorenc i G. Seidl, „COMPOSITE DOWELS FOR BRIDGES: TRENDS AND CHALLENGES FOR NEW EUROPEAN DESIGN RULES”, *9TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE*, s. 13, lip. 2021.
- [69] M. Kopp *i in.*, „Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading”, *Journal of Constructional Steel Research*, t. 147, s. 488–503, sie. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.04.013.
- [70] M. Kożuch i Ł. Skrętkowicz, „Proposal of concept for structural modelling of hybrid beams”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, t. 44(4), s. 317–332, 2022.
- [71] „SOFiSTiK Service Pack 2018-15 Build 3”.
- [72] „Midas Civil 2017 (v2.1) Build 03/24/2017”.
- [73] S. Allam i M. Shoukry, „Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members”, *Alexandria Engineering Journal*, t. 52, s. 163–173, 2013.
- [74] P. Kozioł, M. Kożuch, i W. Lorenc, „Analiza nośności i wyniki badań niszczących zespolenia SRCD przeprowadzone na elemencie belkowym i próbkach typu miniPOST Raport serii SPR nr 32/2021”, s. 52, luty 2021.
- [75] „PN-EN 12390-2 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.” 2011.
- [76] „PN-EN ISO 689201:2019-09 Metale - Próba rozciągania - Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej”, 2019.
- [77] „PN-EN 6892-1 Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.” 2010.

- [78] „PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji”. 2004.
- [79] P. Kozioł, „Nośność łączników stalowych w strefie połączenia elementu zespolonego z elementem betonowym”, s. 240, 2018.
- [80] „Modified Clauses in EN 1994: Background document to Annex D (Composite Dowels)”.
- [81] F. J. Vecchio i M. Colins, „The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to shear”, *ACI Journal*, t. March-April, 1986.
- [82] F. J. Vecchio i M. Colins, „High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear”, *ACI Structural Journal*, nr July-August, 1994.
- [83] F. J. Vecchio, „Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation”, *J. Struct. Eng.*, t. 126, nr 9, s. 1070–1077, wrz. 2000, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1070).
- [84] B. Bartoszek, W. Lorenc, i A. Stempniewicz, „Contemporary steel-concrete hybrid bridges in Poland: examples of small and mid span length structures.”, *Inżynieria i Budownictwo*, 2023.
- [85] „PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe -- Obciążenia”. 1985.
- [86] „www.nowak-mosty.pl”.
- [87] „PN-EN 1991-2 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje -- Część 2: Obciążenia ruchome mostów”. 2007.
- [88] G. Opperskalski, „Unstrutbrücke Burgscheidungen kurz vor dem Projektabschluss”, *SSF-Projekte*, 6 maj 2022.
- [89] „Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie”. 2019.
- [90] W. Lorenc i M. Kożuch, „Introduction to hybrid sections and hybrid beams in bridges”, zaprezentowano na WDM Conference, Wrocław, 2021.
- [91] B. Bartoszek, A. Stempniewicz, W. Ochojski, G. Natonek, i W. Lorenc, „Railway bridge in Dąbrowa Górnicza with the use of composite dowels shear connection. Development of a new system of composite railway bridges cz.1”, *Mosty*, nr 1, s. 51–54, 2020.
- [92] B. Bartoszek, A. Stempniewicz, A. Adamczyk, G. Natonek, i W. Lorenc, „Railway bridge in Dąbrowa Górnicza with the use of composite dowels shear connection. Development of a new system of composite railway bridges cz.2”, *Mosty*, nr 2, s. 1–4, 2020.

12 STRESZCZENIE/SUMMARY

Tytuł: Stany graniczne konstrukcji hybrydowych stalowo-betonowych ze zbrojeniem zewnętrznym

Słowa kluczowe: konstrukcje zespolone, konstrukcje hybrydowe, zespolenie, composite dowel, nośność na ścinanie, model S-T, mosty zespolone, mosty hybrydowe

Streszczenie:

Elementy o przekroju hybrydowym wykorzystujące zespolenie typu CD coraz częściej znajdują zastosowanie w projektowanych obiektach budowlanych. W ramach stosowanych dotychczas metod wymiarowania na ścinanie wprowadzano pewne konserwatywne uproszczenia. W zależności od geometrii przekroju pomijano udział części stalowej lub żelbetowej w przenoszeniu siły poprzecznej. Takie podejście ma jednak istotne ograniczenia i nie daje pełnej dowolności w kształtowaniu geometrii przekroju. W obliczu tego pojawiła się potrzeba sformułowania uniwersalnej metody wymiarowania na ścinanie. Wobec tego w ostatnich latach sformułowano podstawy teoretyczne metody ogólnej wymiarowania na ścinanie.

W ramach niniejszej rozprawy przeprowadzono weryfikację założeń metody ogólnej, popartą rozpoznaniem literaturowym, analizami numerycznymi i badaniami niszczącymi belek o przekroju hybrydowym.

Przeprowadzone badania wstępne belki ze zbrojeniem zewnętrznym (SRCD-1) potwierdziły wykształcenie się mechanizmu ST w belce małym udziałem części stalowej w wysokości przekroju. Z uwagi na fakt, że był to skrajny przypadek przekroju hybrydowego na podstawie uzyskanych wyników przygotowano program badań zasadniczych.

Analizy numeryczne rozpoczęto od modeli wycinkowych tarcz żelbetowych obciążonych krawędziowo, aby zweryfikować wpływy wybranych efektów na mechanizmy zniszczenia stali zbrojeniowej i betonu. Na podstawie tych analiz oraz wyników badań wstępnych przygotowano modele belek przeznaczonych do badań. Wyniki przeprowadzonych analiz potwierdziły powstanie, zakładanego w metodzie ogólnej, teoretycznego mechanizmu współpracy części żelbetowej i stalowej przekroju. Potwierdzono również zbieżność wyznaczonej w oparciu o wspomnianą metodę wartości siły rozwarstwiającej z uzyskanymi siłami w modelach. Dodatkowo przeanalizowano wpływ położenia i sztywności zespolenia na

wartości sił i ugięcia belek. Wszystkie wspomniane powyżej modele wykonano w programie SOFiSTiK.

Do badań zasadniczych przeznaczono dwie belki (S1-200, S2-300), w których wysokość części stalowej i żelbetowej były porównywalne. Celem badań było wykazanie powstania mechanizmu ST również dla zastosowanego wysokiego średnika stalowego oraz weryfikacja wartości kąta nachylenia krzyżulców betonowych. W myśl zasad metody ogólnej kąt θ powinien ulec zmniejszeniu w stosunku do belki ze zbrojeniem zewnętrznym (SRC1-1). Pomiarom poddano przemieszczenia pionowe belek, poślizg pomiędzy stalą i betonem, rozwarście zespolenia oraz odkształcenia w stali zbrojeniowej, konstrukcyjnej i powierzchni pólki żelbetowej. Dla obu badanych belek (S1-200, S2-300) zaobserwowano mniejsze wartości kąta nachylenia krzyżulców niż dla belki SRC1-1, potwierdzając sformułowaną tezę. Potwierdzały to również wyniki z modeli numerycznych belek. Na podstawie uzyskanych wyników poślizgu w zespoleniu dokonano kalibracji i walidacji modeli obliczeniowych uzyskując zadowalającą zbieżność wyników.

Oprócz weryfikacji założeń metody ogólnej wyniki przeprowadzonych badań wskazują, że zastosowane dwa rodzaje strzemion stanowiących zbrojenie łącznika i przechodzących poniżej zespolenia, współpracują w przenoszeniu siły poprzecznej w przekroju. Badania niszczące wskazują również, że grubość średnika i położenie zespolenia w strefie rozciąganej lub ściskanej istotnie wpływają na jego sztywność i nośność. Zarówno wyniki z modeli jak i badanych elementów wskazują na istotny wpływ sztywności zespolenia i odkształceń postaciowych na ugięcia badanych belek.

W zakończeniu rozprawy doktorskiej przedstawiono wnioski, które potwierdzają poprawność założeń metody ogólnej wymiarowania na ścinanie, jednocześnie z uwagi na mechanizm przenoszenia ścinania, jak i wartości siły rozwarstwiającej wyznaczonej na podstawie ramienia sił. Przeprowadzone analizy i badania potwierdzają możliwość stosowania wyżej wspomnianej metody w wymiarowaniu rzeczywistych obiektów budowlanych wykorzystujących przekroje hybrydowe.

Topic: Limit states of hybrid steel-concrete structures with external reinforcement

Keywords: composite structures, hybrid structure, composite, composite dowel, shear resistance, Strut-and-Tie model, composite bridges, hybrid bridges

Summary:

Elements with a hybrid cross-section using the CD are more and more often used in designed structures. Within the shear design methods used so far, some conservative simplifications have been introduced. Depending on the geometry of the cross-section, the contribution of the steel or reinforced concrete part in transferring the transverse force was omitted. However, this approach has significant limitations and does not give full freedom in shaping the cross-section geometry. In the face of this, there was a need to formulate an universal shear design method. Therefore, in recent years, the theoretical foundations of the general shear design method have been formulated.

As part of this dissertation, the assumptions of the general method were verified, supported by literature recognition, numerical analysis and destructive tests of beams with a hybrid cross-section.

The preliminary tests of the beam with external reinforcement (SRCD-1) confirmed the development of the ST mechanism in the beam with a small share of the steel part in the section height. Due to the fact that it was an extreme case of a hybrid section, a basic research program was prepared on the basis of the obtained results.

Numerical analysis were started with edge-loaded sectional models of reinforced concrete slabs to verify the influence of selected effects on the failure mechanisms of reinforcing steel and concrete. On the basis of these analysis and the results of preliminary tests, models of beams for testing were prepared. The results of the conducted analysis confirmed the development of the theoretical mechanism of cooperation between the reinforced concrete and steel parts of the cross-section, assumed in the general method. The convergence of the value of the lateral shear force in shear connection determined on the basis of the aforementioned method with the forces obtained in the models was also confirmed. In addition, the influence of the position and stiffness of the shear connection on the values of forces and deflection of the beams was analysed. All the models mentioned above were made in the SOFiSTiK program.

Two beams (S1-200, S2-300) were used for the main tests, in which the height of the steel and reinforced concrete parts were comparable. The aim of the tests was to demonstrate the appearance of the ST mechanism also for the high steel web used and to verify the value of the angle of inclination of the concrete struts. According to the rules of the general method, the inclination angle θ should decrease in relation to the beam with external reinforcement (SRCD-1). Vertical displacements of beams, slippage between steel and concrete, horizontal separation between steel and parts of concrete web and strains in reinforcing steel, structural steel and the surface of the reinforced concrete flange were measured. For both tested beams (S1-200, S2-300) lower values of the struts inclination angle θ were observed than for the SRCD-1 beam, confirming the formulated thesis. This was also confirmed by the results from the numerical models of the beams. On the basis of the obtained results of the slip in the composite, calibration and validation of the computational models were carried out, obtaining a satisfactory convergence of the results.

In addition to verify the assumptions of the general method, the results of the conducted tests indicate that the two types of stirrups used as reinforcement of the connector and passing below the dowel cooperate in transferring the transverse force in the cross-section. Destructive tests also indicate that the thickness of the web and the location of the connection in the tension or compression zone significantly affect its stiffness and load capacity. Both the results from the models and the tested elements indicate a significant impact of the stiffness of the connection and shear deformations on the deflections of the tested beams.

At the end of the doctoral dissertation, conclusions were presented that confirm the correctness of the assumptions of the general shear design method, both in terms of the shear transfer mechanism and the value of the lateral shear force determined on the basis of the lever arm of internal forces. The analysis and tests carried out confirm the possibility of using the above-mentioned method in the dimensioning of real structures using hybrid cross-sections.

ZAŁĄCZNIK NR 1

ANALIZA KRZYWYCH MATERIAŁOWYCH ORAZ WPŁYWU ZBROJENIA NA NAPRĘŻENIA NISZCZĄCE

ANALIZY NIELINIOWE TARCZY PODDANEJ RÓŻNYM RODZAJOM ODDZIAŁYWANIA

Spis treści

| | | |
|-----|--|----|
| 1 | Ogólne założenia | 2 |
| 1.1 | Założenia globalne dotyczące testów | 2 |
| 2 | Elementy niezbrojone | 3 |
| 2.1 | Dobór krzywej zniszczenia w analizie nieliniowej..... | 3 |
| 2.2 | Wpływ liczby podziałów płyty na elementy..... | 4 |
| 2.3 | Wpływ stosunku długości boków elementów | 5 |
| 2.4 | Weryfikacja schematu zniszczenia materiału betonu skrępowanego | 7 |
| 2.5 | Zniszczenie materiału odpowiadające badaniu próbki betonu na ściskanie | 7 |
| 2.6 | Weryfikacja właściwości materiału CONC w programie SOFISTIK..... | 9 |
| 3 | ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU POPRZECZNYM DO OBCIĄŻENIA..... | 11 |
| 3.1 | Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (ściskanie) | 11 |
| 3.2 | Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (rozciąganie)..... | 14 |
| 3.3 | Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (ścinięcie)..... | 16 |
| 4 | ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU RÓWNOLEGŁYM DO OBCIĄŻENIA..... | 19 |
| 4.1 | Zbrojenie równoległe do obciążenia (ściskanie)..... | 19 |
| 4.2 | Zbrojenie równoległe do obciążenia (rozciąganie)..... | 21 |
| 4.3 | Zbrojenie równoległe do obciążenia (ścinięcie) | 24 |
| 5 | ELEMENTY ZE ZBROJENIEM DWUKIERUNKOWYM (ULTI) | 24 |
| 5.1 | Zbrojenie dwukierunkowe (ściskanie) | 24 |
| | Zbrojenie dwukierunkowe (ścinięcie) | 27 |
| 6 | ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU PODŁUŻNYM (PUSH)..... | 30 |
| 6.1 | Zbrojenie równoległe do obciążenia (ściskanie)..... | 30 |
| 7 | PODSUMOWANIE ANALIZ | 32 |

1 Ogólne założenia

1.1 Założenia globalne dotyczące testów

1.1.1 Globalne założenia

- Niezależnie od liczby podziałów elementów zdefiniowano jednakowe schematy obciążania.
- Zdefiniowano elementy powierzchniowe z materiału CONC predefiniowanego w programie SOFISTIK. (DP)
- Zdefiniowano analizę nieliniową iteracyjnie dążącą do wyczerpania nośności elementu z betonu niezbrojonego.
- Przyjęto klasę betonu **C30/37**.
- Płyta ma grubość **0,20 m**.
- Testy elementów wykonano z wykorzystaniem metody elementów skończonych w programie SOFISTIK.
- Do weryfikacji mechanizmów zniszczenia użyto modułów ULTI i PUSH.
- W analizie przyjęto krzywą zniszczenia odpowiadającą wartościom średnim.
- Współczynnik f_{ult} oznacza mnożnik obciążenia podstawowego powodującego zniszczenie konstrukcji.
- Przyjęte podstawowe wartości obciążenia:
 - ściskanie: **4000 kN/m**,
 - rozciąganie: **300 kN/m**,
 - obciążenia styczne: **500 kN/m**.

1.1.2 Parametry materiałowe

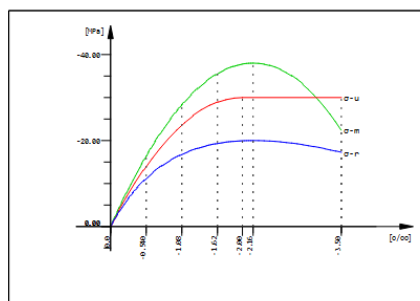
Mat 1 C 30/37 (EN 1992)

| | | | | | | |
|------------------------|----------|----------|---------|------------------------|---------|-------------|
| Young's modulus | E | 32837 | [MPa] | Safetyfactor | 1.50 | [-] |
| Poisson's ratio | μ | 0.20 | [-] | Strength | fc | 30.00 [MPa] |
| Shear modulus | G | 13682 | [MPa] | Nominal strength | fck | 30.00 [MPa] |
| Compression modulus | K | 18243 | [MPa] | Tensile strength | fctm | 2.90 [MPa] |
| Nominal Weight | γ | 25.0 | [kN/m3] | Tensile strength | fctk,05 | 2.03 [MPa] |
| Mean density | ρ | 2400.0 | [kg/m3] | Tensile strength | fctk,95 | 3.77 [MPa] |
| Elongation coefficient | α | 1.00E-05 | [1/K] | Bond strength | fbd | 3.04 [MPa] |
| | | | | Service strength | fc | 38.00 [MPa] |
| | | | | Fatigue strength | fcd,fat | 14.96 [MPa] |
| | | | | Tensile strength | fctd | 1.35 [MPa] |
| | | | | Tensile failure energy | Gf | 0.14 [N/mm] |

| Stress-Strain for serviceability | ϵ [o/oo] | σ -m[MPa] | E-t[MPa] |
|---|-------------------|------------------|----------|
| Is only valid within the defined stress range | 0.000 | 0.00 | 34478 |
| | -0.540 | -16.42 | 26234 |
| | -1.081 | -28.31 | 17746 |
| | -1.621 | -35.55 | 9005 |
| | -2.162 | -38.00 | 0 |
| | -3.500 | -22.47 | -23499 |
| Safetyfactor | | | 1.50 |

| Stress-Strain for ultimate load | ϵ [o/oo] | σ -u[MPa] | E-t[MPa] |
|---|-------------------|------------------|----------|
| Is only valid within the defined stress range | 0.000 | 0.00 | 30000 |
| | -2.000 | -30.00 | 0 |
| | -3.500 | -30.00 | 0 |
| Safetyfactor | | | 1.50 |

| Stress-Strain of calc. mean values | ϵ [o/oo] | σ -r[MPa] | E-t[MPa] |
|---|-------------------|------------------|----------|
| Is only valid within the defined stress range | 0.000 | 0.00 | 28732 |
| | -0.540 | -11.19 | 14403 |
| | -1.081 | -16.78 | 7018 |
| | -1.621 | -19.32 | 2720 |
| | -2.162 | -20.00 | 0 |
| | -3.500 | -17.25 | -3601 |
| Safetyfactor | | | (1.50) |

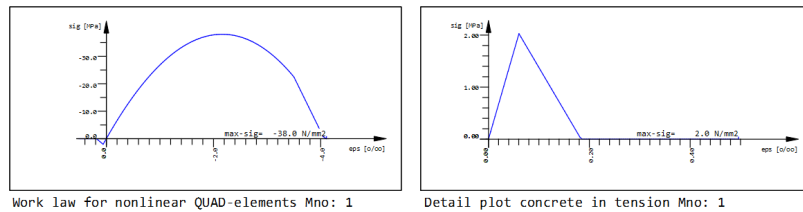


C 30/37 (EN 1992)

1.1.3 Wybór krzywej wybozeniowej w analizie nieliniowej

- W zależności od parametru NSTR KSV:
 - **EL:** Analiza liniowa, bez rozciągania w betonie.
 - **ELD:** Analiza liniowa ze współczynnikiem materiałowym.
 - **SL:** Stany graniczne użyteczności bez współczynnika materiałowego.
 - **SLD** Stany graniczne użyteczności ze współczynnikiem materiałowym.
 - **UL:** Stany graniczne nośności bez współczynnika materiałowego.
 - **ULD:** Stany graniczne nośności ze współczynnikiem materiałowym.
 - **CL:** Wartości średnie.
 - **CALD:** Wartości średnie ze współczynnikiem materiałowym.
 - **PL:** Analiza plastyczna bez współczynników materiałowych.
 - **PLD:** Analiza plastyczna ze współczynnikami materiałowymi.

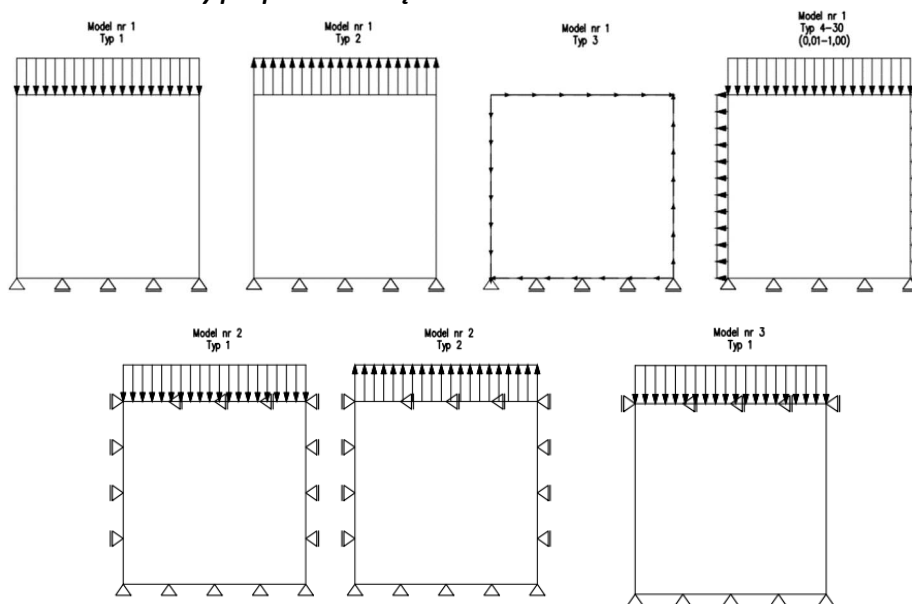
1.1.4 Krzywe materiałowe



- Graniczne wartości naprężeń powodujące uplastycznienie betonu w przypadku krzywej dla stanu granicznego użyteczności (**NSTR KSV SL**).
 - ściskanie: $f_{cm} = 38,00$ MPa,
 - rozciąganie: $f_{ctk,0.05} = 2,03$ MPa.

1.1.5 Krzywe materiałowe dla

1.1.6 Analizowane schematy podparcia i obciążenia



2 Elementy niezbrojone

2.1 Dobór krzywej zniszczenia w analizie nieliniowej

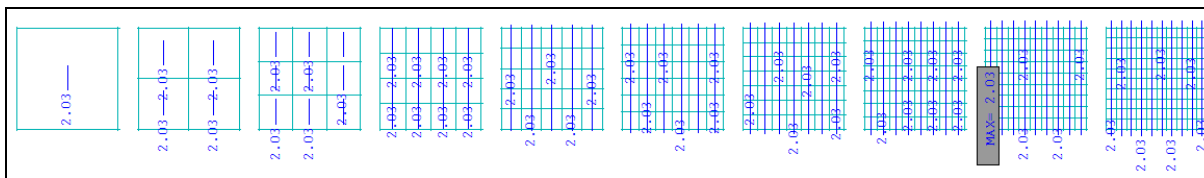
2.1.1 Cel

Sprawdzenie doboru krzywych materiałowych w zależności od parametru NSTR.

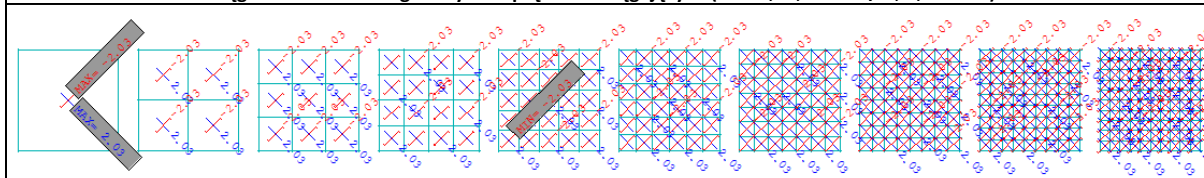
2.1.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- W analizie przyjęto schemat podparcia odpowiedni dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia tylko na jednym kierunku (typ 1-3). Kolejno element jest jednoosiowo ściskany, rozciągany oraz ścinany.
- **Sprawdzeniu poddano 9 elementów ze zmiennym parametrem NSTR KSV.**



Naprężenia wywołane równomiernym jednoosiowym rozciąganiem (300 kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu na rozciąganie na kierunku głównych naprężeń rozciągających (fult=1,35; 405 kN/m; 2,03 MPa).



Naprężenia wywołane równomiernym ścinaniem (500 kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu na rozciąganie na kierunku głównych naprężeń rozciągających (fult=0,81).

2.2.4 Wnioski

Wartości mnożnika obciążenia podstawowego dla tych samych schematów podparcia i obciążenia są sobie równe niezależnie od liczby podziałów.

Wobec tego można stwierdzić, że rozkład naprężeń w przypadku obciążenia elementów powierzchniowych w ich płaszczyźnie nie zależy od liczby podziałów elementów pod warunkiem przyłożenia obciążenia równomiernie rozłożonego na krawędziach elementów.

2.3 Wpływ stosunku długości boków elementów

2.3.1 Cel

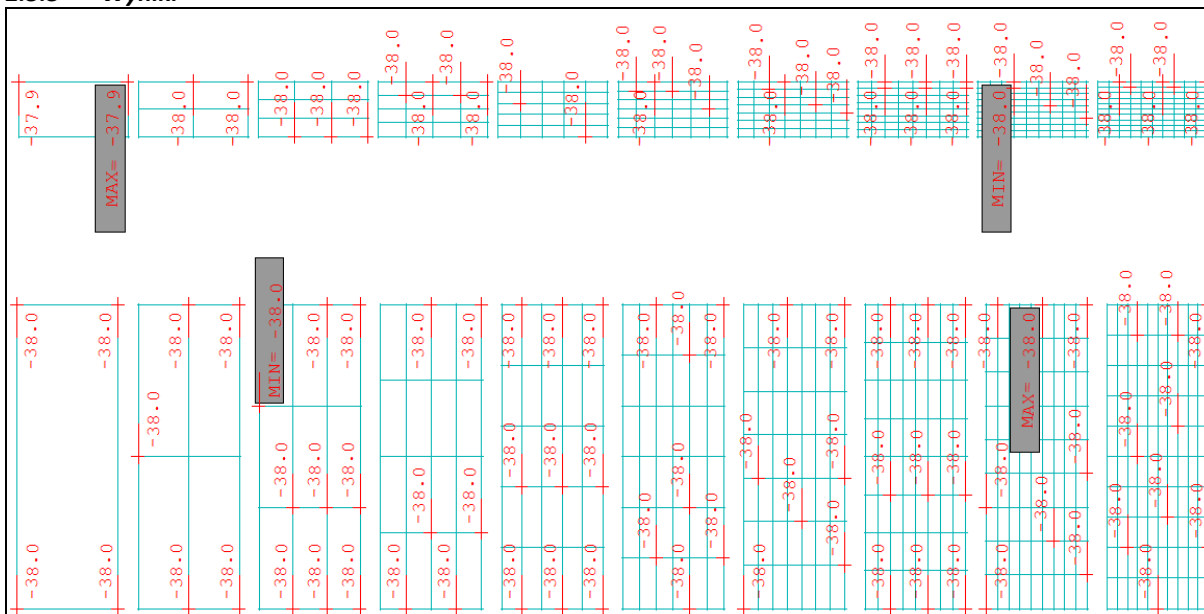
Weryfikacja zbieżności rozkładu naprężeń w elementach powierzchniowych w zależności od stosunku boków elementów skończonych.

2.3.2 Założenia

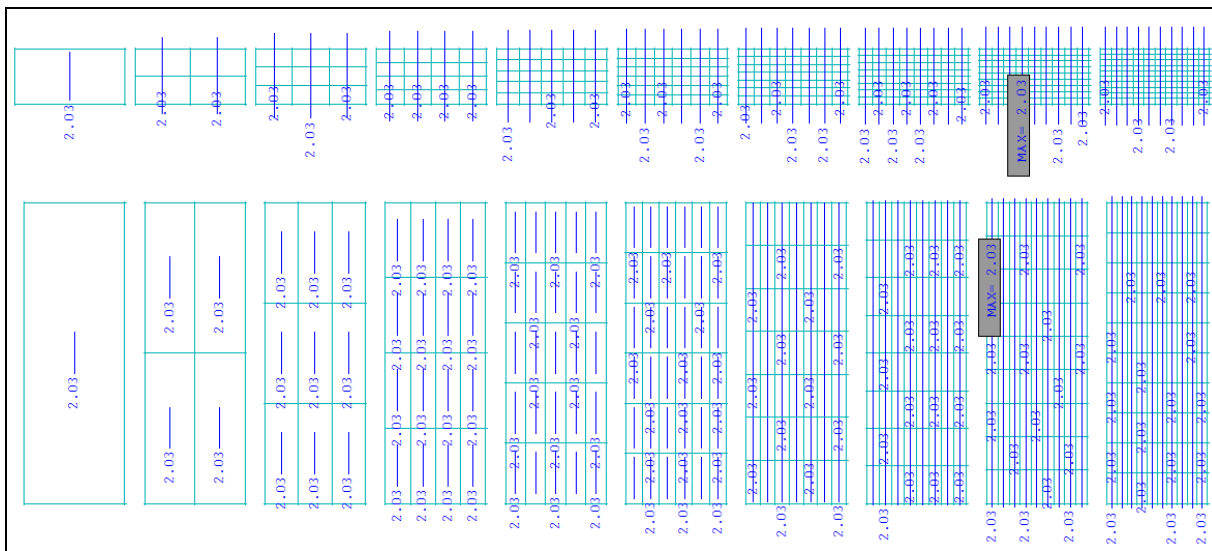
Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- W analizie przyjęto schemat podparcia odpowiedni dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia tylko na jednym kierunku (typ 1-3). Kolejno element jest jednoosiowo ściskany, rozciągany oraz ścinany.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.

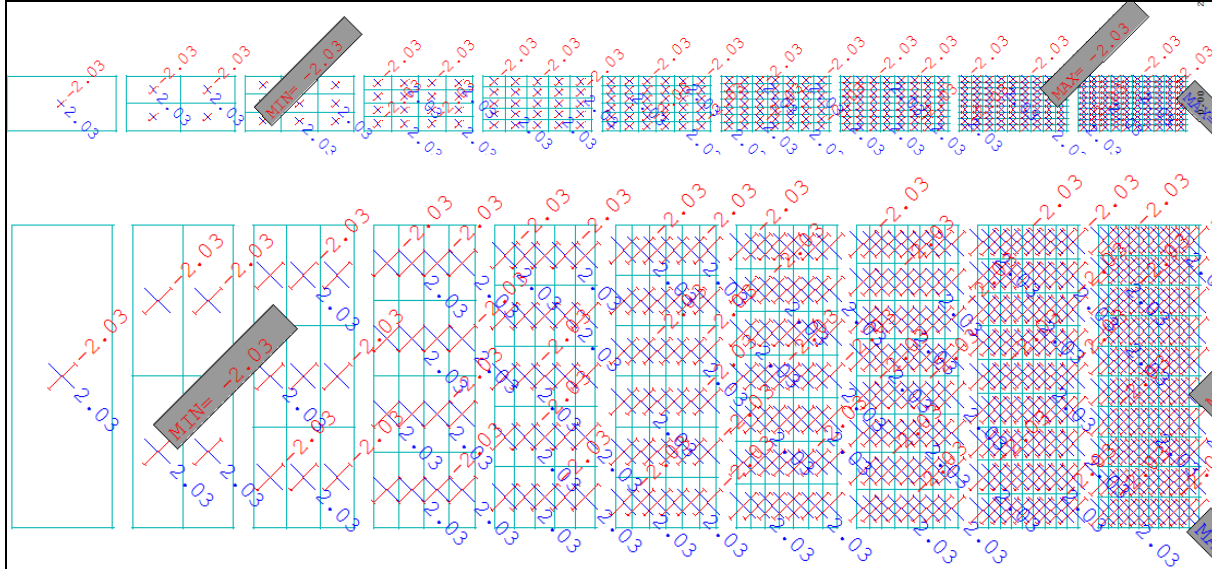
2.3.3 Wyniki



Naprężenia wywołane równomiernym jednoosiowym ściskaniem (-4000 kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu na ściskanie (fult=1,90; 7800kN/m; 39,0 MPa).



Naprężenia wywołane równomiernym jednoosiowym rozciąganiem (300 kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu na rozciąganie na kierunku głównych naprężeń rozciągających (fult=1,35; 405 kN/m; 2,03 MPa).



Naprężenia wywołane równomiernym ściskaniem (500 kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia poprzez wyczerpanie nośności betonu na rozciąganie na kierunku głównych naprężeń rozciągających (fult=0,81).

2.3.4 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała, że stosunek długości boków elementu skończonego nie ma wpływu na jego schemat zniszczenia.

Należy jednak wspomnieć, że uzyskanie zbieżności analizy nieliniowej w przypadku naprężeń stycznych wymagało zmiany parametrów analizy nieliniowej w programie tj. (przyrost współczynnika obciążenia, wartości początkowe obciążenia, liczba iteracji, tolerancja błęd) w stosunku do analizy obciążenia naprężeniami ściskającymi i rozciągającymi.

W przypadku analiz, w których program nie był w stanie uzyskać zbieżności wyników stosowna informacja pojawia się zarówno w raporcie jak i w ostrzeżeniach w module obliczeniowym. Tym samym ryzyko popełnienia błędu jest zminimalizowane.

2.4 Weryfikacja schematu zniszczenia materiału betonu skrępowanego

2.4.1 Cel

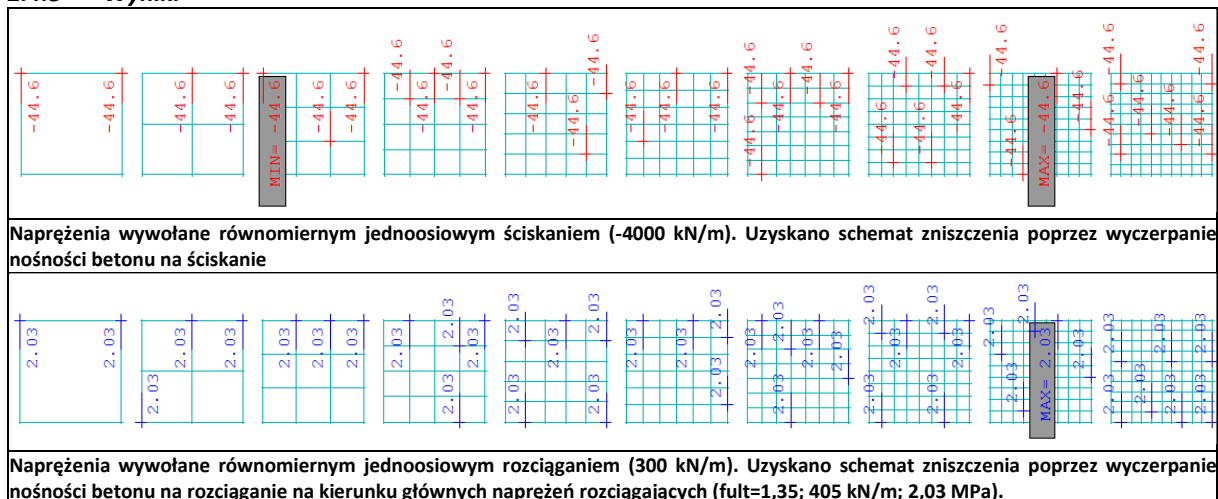
Zaobserwowanie schematu zniszczenia materiału przy uniemożliwieniu odkształceń prostopadłych do obciążenia.

2.4.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 2** tj. **blokada przesuwu wszystkich krawędzi na kierunku poprzecznym do obciążenia**.
- Do konstrukcji przykłada się obciążenia tylko na jednym kierunku (typ 1-2) odpowiednio jednoosiowe ściskanie lub jednoosiowe rozciąganie.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.

2.4.3 Wyniki



2.4.4 Wnioski

Zgodnie z przewidywaniami w związku z blokadą przesuwu poprzecznego zaobserwowano zwiększenie nośności betonu na ściskanie (**+17,3%**). Zablokowanie przesuwu poprzecznego nie wpłynęło na uzyskiwane wartości granicznych naprężeń rozciągających niszczących przekrój.

2.5 Zniszczenie materiału odpowiadające badaniu próbki betonu na ściskanie

2.5.1 Cel

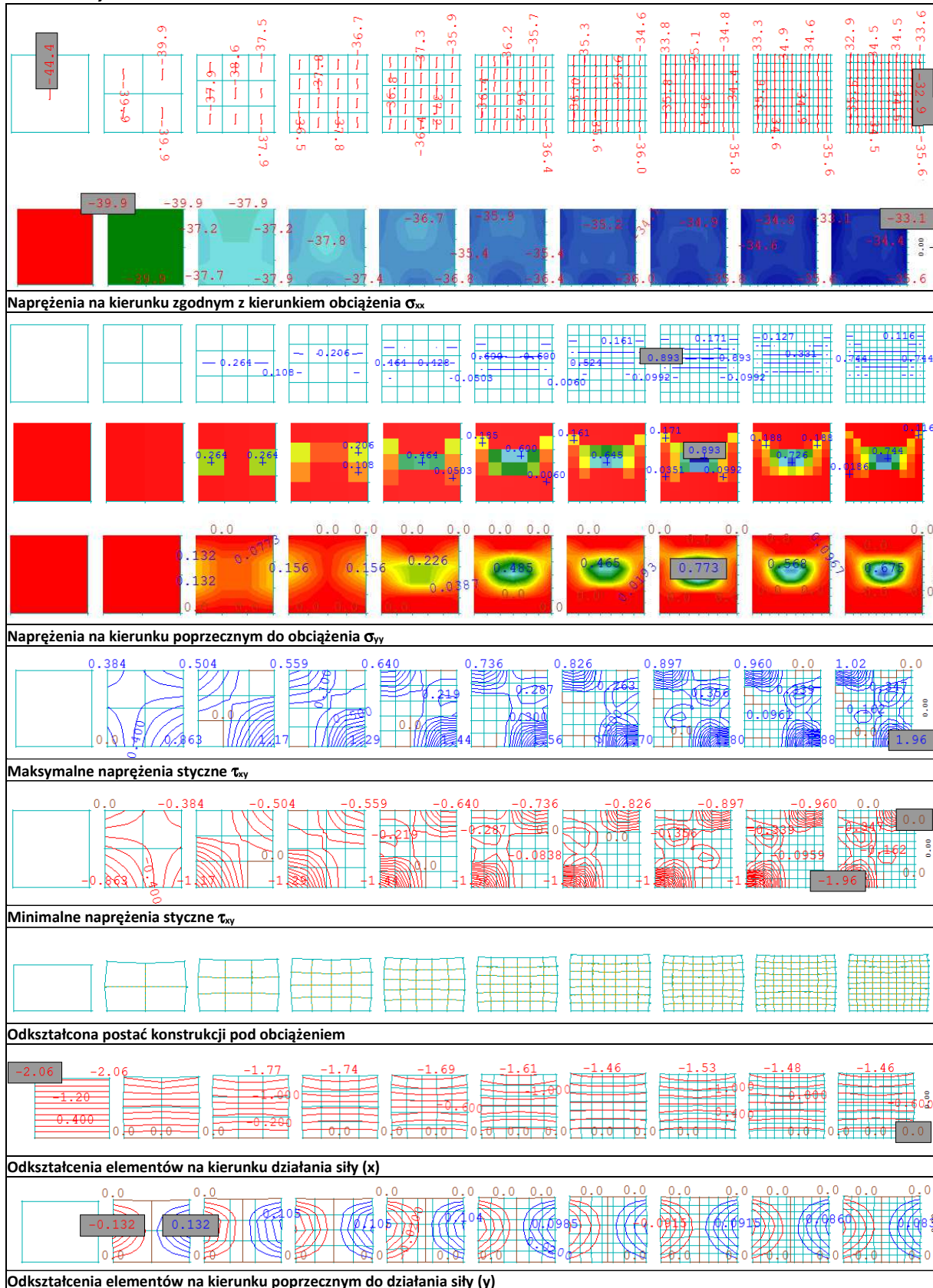
Zaobserwowanie schematu zniszczenia materiału odpowiadającego zniszczeniu próbki betonowej podczas badania wytrzymałości na ściskanie (kształt klepsydry zniszczenie poprzez naprężenia rozciągające na kierunku poprzecznym).

2.5.2 Założenia

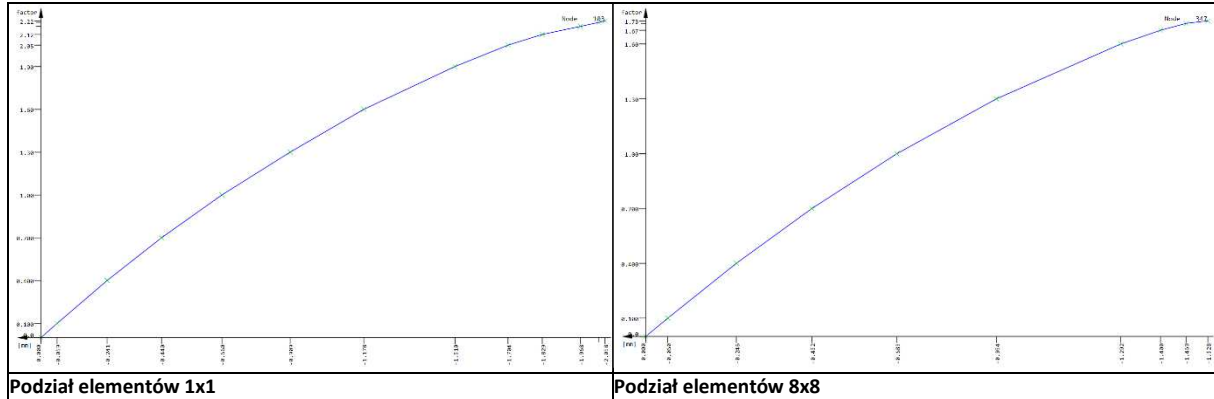
Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 3** tj. **blokada przesuwu krawędzi poziomych (prostopadłych do kierunku obciążenia) na kierunku poprzecznym do obciążenia**.
- Do konstrukcji przykłada się obciążenia ścisiskające tylko na jednym kierunku (**typ 1**) o wartości **4000 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Blokada przesuwu krawędzi ma zadanie symulować zjawisko tarcia pomiędzy prasą a próbką.

2.5.3 Wyniki



2.5.4 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia



2.5.5 Wnioski

Zgodnie z założeniami uzyskano schemat zniszczenia odpowiadający badanej próbce wynikający z pojawienia się rozciągania na kierunku poprzecznym do kierunku obciążenia.

Można zauważyć, że wraz ze wzrostem liczby podziałów maleje wartość współczynnika $f_{ult}=2,22$ w przypadku siatki 1×1 do wartości $f_{ult}=1,70$ dla siatki 10×10 będącego mnożnikiem obciążenia podstawowego.

Wraz z zagęszczaniem siatki wzrastają wartości naprężeń stycznych w narożach.

Krzywe przyrostu odkształcenia niezależnie od liczby podziałów mają podobny przebieg różniąc się jedynie wartością obciążenia niszczonego. Zgodnie z przewidywaniami odpowiadają one kruchemu zniszczeniu materiału w wyniku działania naprężeń rozciągających.

2.6 Weryfikacja właściwości materiału CONC w programie SOFISTIK

2.6.1 Cel

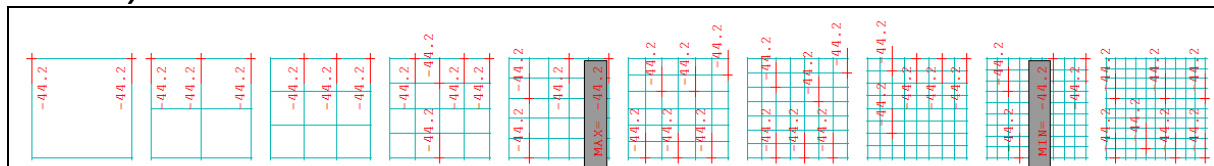
Weryfikacja zależności nośności betonu niezbrojonego w zależności od wartości naprężeń w płaszczyźnie pionowej i poziomej.

2.6.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

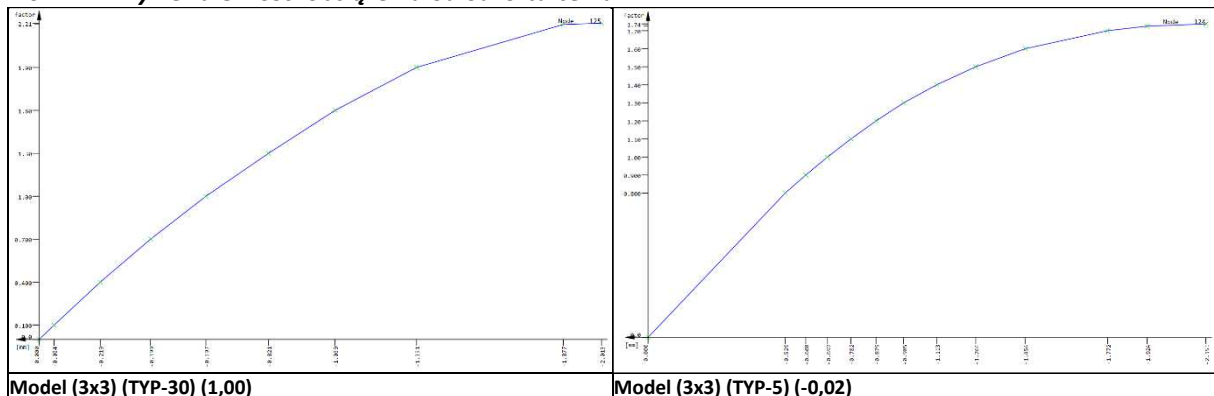
- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Wykonano 30 modeli o tym samym schemacie podparcia tj. **Model nr 1** różniących się stosunkiem naprężeń ściskających i rozciągających na kierunkach prostopadłych o różnym stosunku wartości p_{yy} do p_{xx} (typ 1-30)
- Założono że wartość **1.00** odpowiada obciążeniu **-4000 kN/m** ściskającemu na obu kierunkach i jest odpowiednio zmniejszana przez współczynniki.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.

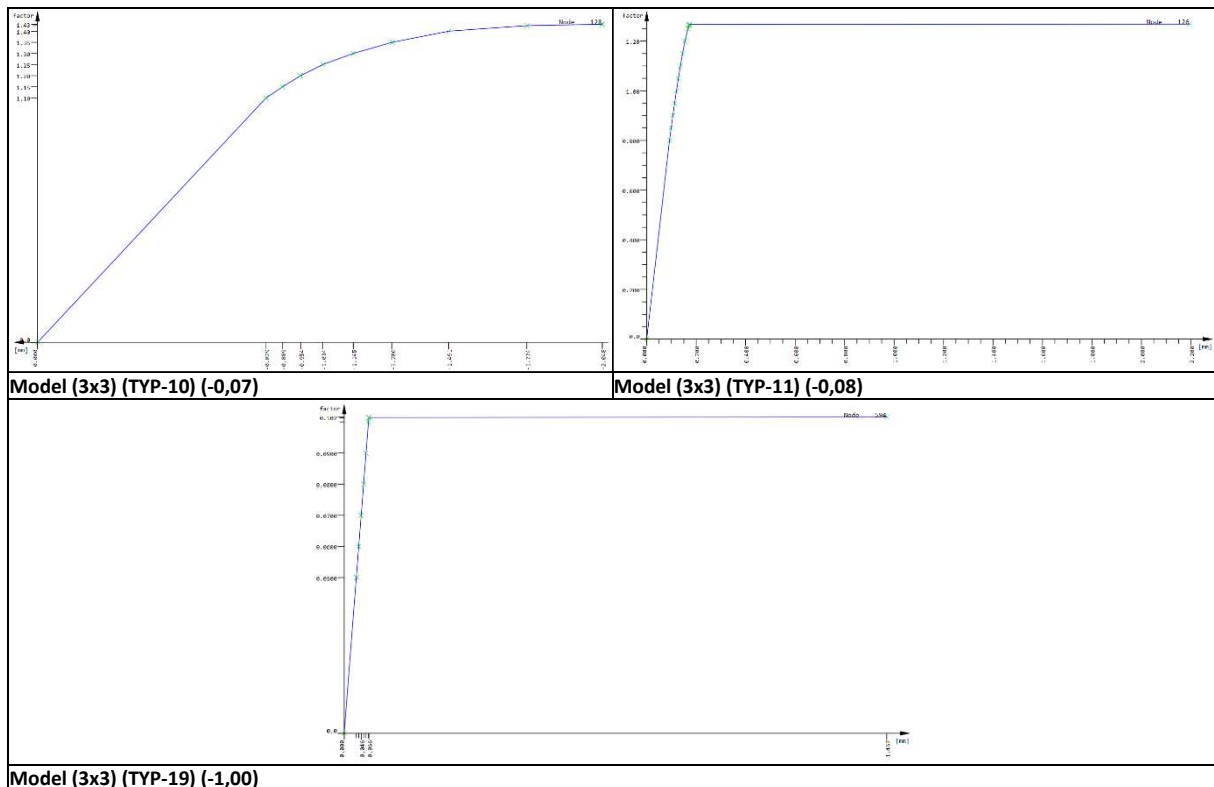
2.6.3 Wyniki



Naprężenia na kierunku pionowym wywołane równomiernym ściskaniem w obu kierunkach (TYP-30) ($1,00$) ($p_{xx}=-4000$ kN/m; $p_{yy}=4000$ kN/m). Uzyskano schemat zniszczenia betonu na ściskanie w złożonym stanie naprężenia uzyskując wyższe wartości naprężeń ściskających niż w przypadku jednokierunkowego ściskania (skrępowanie betonu).

2.6.4 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia





2.6.5 Wartości maksymalnych naprężeń

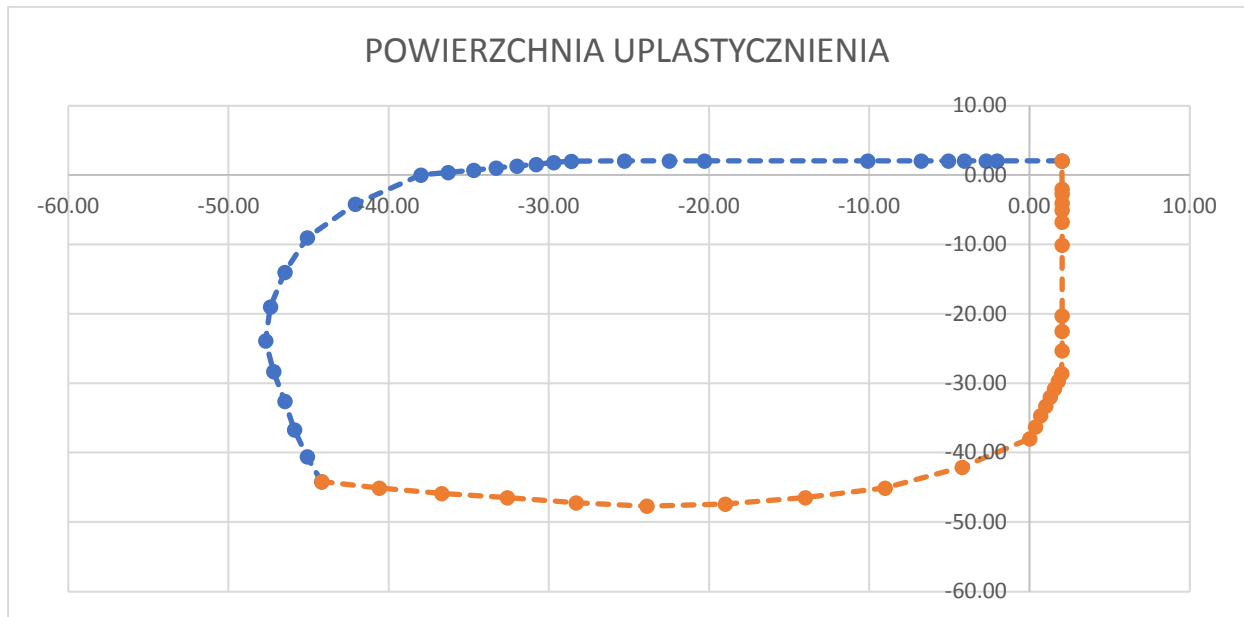
Poniżej przedstawiono zestawienie wartości naprężeń na kierunkach normalnych odpowiadających zniszczeniu materiału.

| ρ_{yy}/ρ_{xx} | f_{ult} | ρ_{xx} | ρ_{yy} | σ_{xx} | σ_{yy} | ϵ_x | ϵ_y |
|-----------------------|-----------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|--------------|
| - | - | kN/m | kN/m | MPa | MPa | ‰ | ‰ |
| 1.00 | 2.21 | -8840 | -8840 | -44.20 | -44.20 | -2.010 | -2.010 |
| 0.90 | 2.26 | -9040 | -8136 | -45.10 | -40.60 | -2.000 | -1.820 |
| 0.80 | 2.29 | -9160 | -7328 | -45.90 | -36.70 | -2.000 | -1.620 |
| 0.70 | 2.33 | -9320 | -6524 | -46.50 | -32.60 | -1.960 | -1.390 |
| 0.60 | 2.36 | -9440 | -5664 | -47.20 | -28.30 | -2.000 | -1.060 |
| 0.50 | 2.39 | -9560 | -4780 | -47.70 | -23.90 | -2.180 | -0.492 |
| 0.40 | 2.37 | -9480 | -3792 | -47.40 | -19.00 | -2.020 | -0.357 |
| 0.30 | 2.33 | -9320 | -2796 | -46.50 | -14.00 | -1.990 | -0.213 |
| 0.20 | 2.26 | -9040 | -1808 | -45.10 | -9.02 | -2.010 | -0.066 |
| 0.10 | 2.11 | -8440 | -844 | -42.10 | -4.21 | -1.960 | 0.072 |
| 0.00 | 1.90 | -7600 | 0 | -38.00 | 0.00 | -1.960 | 0.072 |
| -0.01 | 1.82 | -7280 | 73 | -36.30 | 0.36 | -2.160 | 0.216 |
| -0.02 | 1.73 | -6920 | 138 | -34.70 | 0.70 | -2.150 | 0.236 |
| -0.03 | 1.66 | -6640 | 199 | -33.30 | 1.00 | -2.080 | 0.237 |
| -0.04 | 1.60 | -6400 | 256 | -32.00 | 1.28 | -2.060 | 0.244 |
| -0.05 | 1.54 | -6160 | 308 | -30.80 | 1.54 | -2.070 | 0.253 |
| -0.06 | 1.48 | -5920 | 355 | -29.70 | 1.78 | -1.990 | 0.252 |
| -0.07 | 1.43 | -5720 | 400 | -28.60 | 2.00 | -2.000 | 0.259 |
| -0.08 | 1.27 | -5080 | 406 | -25.30 | 2.03 | -1.120 | 0.172 |
| -0.09 | 1.13 | -4520 | 407 | -22.50 | 2.03 | -0.892 | 0.149 |
| -0.10 | 1.01 | -4040 | 404 | -20.30 | 2.03 | -0.764 | 0.136 |
| -0.20 | 0.51 | -2040 | 408 | -10.10 | 2.03 | -0.331 | 0.093 |

| | | | | | | | |
|-------|------|-------|-----|-------|------|--------|-------|
| -0.30 | 0.34 | -1360 | 408 | -6.77 | 2.03 | -0.215 | 0.081 |
| -0.40 | 0.25 | -1000 | 400 | -5.07 | 2.03 | -0.160 | 0.076 |
| -0.50 | 0.20 | -800 | 400 | -4.06 | 2.03 | -0.128 | 0.073 |
| -0.75 | 0.14 | -560 | 420 | -2.70 | 2.03 | -0.087 | 0.068 |
| -1.00 | 0.10 | -400 | 400 | -2.03 | 2.03 | -0.066 | 0.066 |
| 1.00 | 1.35 | 405 | 405 | 2.03 | 2.02 | 0.054 | 0.054 |

2.6.6 Krzywa uplastycznienia materiału

Na podstawie powyższych wartości można wykreślić krzywą zależności pomiędzy naprężeniami powodującymi zniszczenie materiału, która odpowiada powierzchni uplastycznienia materiału.



2.6.7 Wnioski

Modele typ 10-11 (0.07-0.08) znajdują się w obrębie granicy zniszczenia z uwagi na rozciąganie. Tym samym można założyć że przy zadanej krzywej materiałowej (SL) jest to granica kruchego zniszczenia materiału. Modele te są bardzo wrażliwe na zmianę parametrów wejściowych analizy nieliniowej. W przypadku ich niewłaściwego doboru uzyskanie zbieżności jest bardzo trudne.

Maksymalna wartość naprężeń ściskających przy maksymalnym wyciężeniu materiału na rozciąganie jest równa **25,30 MPa**. Wobec tego współczynnik wytrzymałości betonu na ściskanie zarysowanego betonu wynosi **25,30/38,00=0,67**.

W przypadku stosunku wartości obciążeń rozciągających i ściskających równego 1:1 krzywa zależności odkształcenia od obciążenia wyraźnie wskazuje na kruchy mechanizm zniszczenia elementu.

Przedstawione wyniki dotyczą betonu C30/37. W przypadku betonów wyższych klas wyniki analizy należy odpowiednio dostosować.

3 ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU POPRZECZNYM DO OBCIĄŻENIA

3.1 Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (ściskanie)

3.1.1 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia poprzecznego do kierunku działania obciążenia ściskającego spowoduje wzrost wytrzymałości betonu z uwagi na ograniczenie odkształceń na kierunku zadanego zbrojenia. W przypadku zastosowania nieskończenie sztywnego zbrojenia efekt powinien być analogiczny do blokady przesuwu poprzecznego tj **Model nr 2**.

3.1.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

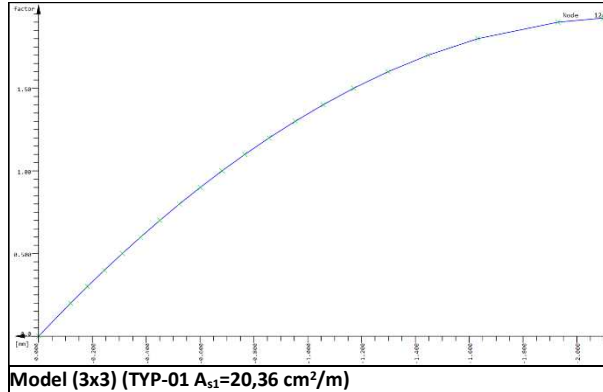
- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykłada się obciążenia ściskające tylko na jednym kierunku (**typ 1**) o wartości **4000 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),

- $A_{s3} 18 \times \#40 = 226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
- $A_{s4} 18 \times \#300 = 12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono zbrojenie jedynie w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku obciążania.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

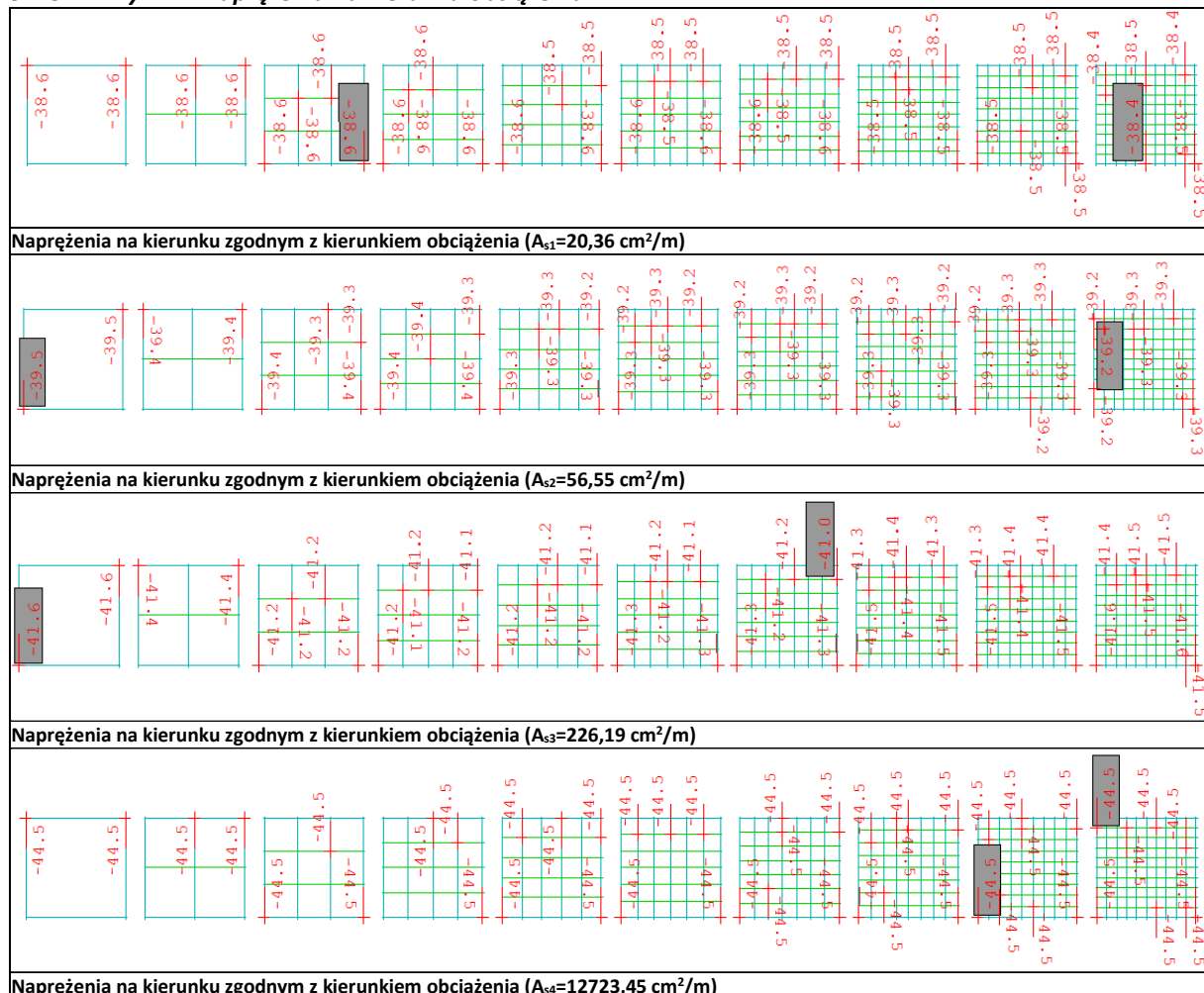
3.1.3 Wartości współczynnika obciążenia niszczonego

- $f_{ult,As1} = 1,92,$
- $f_{ult,As2} = 1,98,$
- $f_{ult,As3} = 2,08,$
- $f_{ult,As4} = 2,22.$

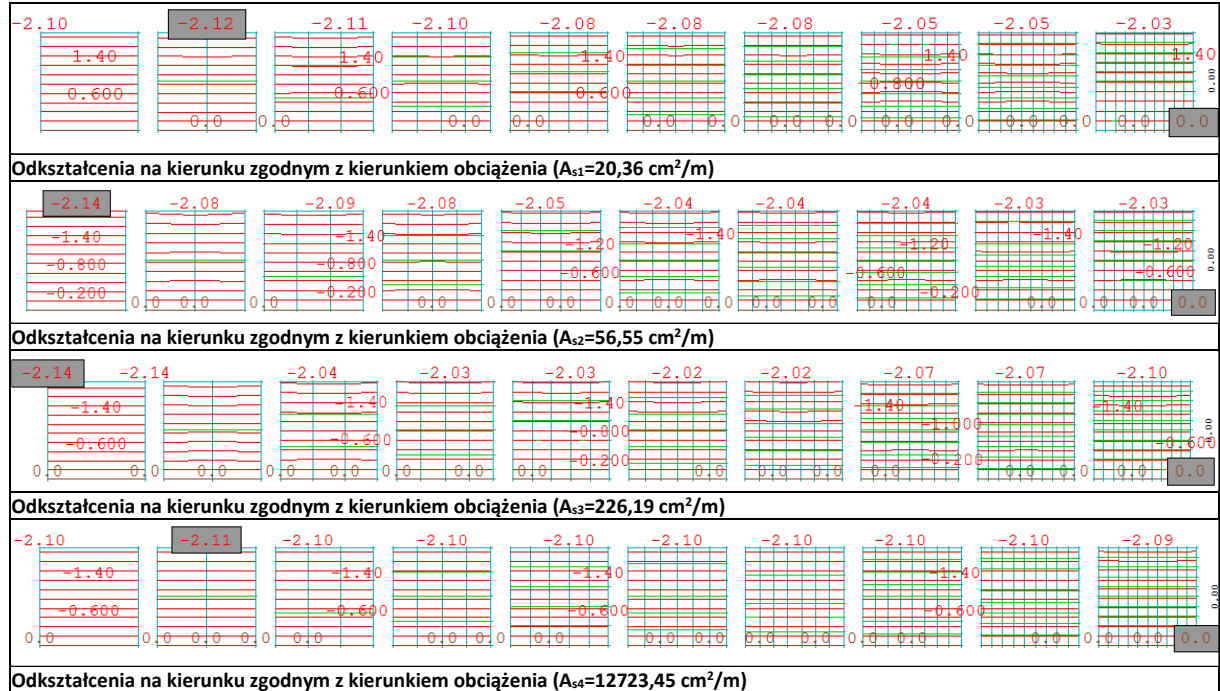
3.1.4 Krzywa zależności obciążenia od odkształcenia



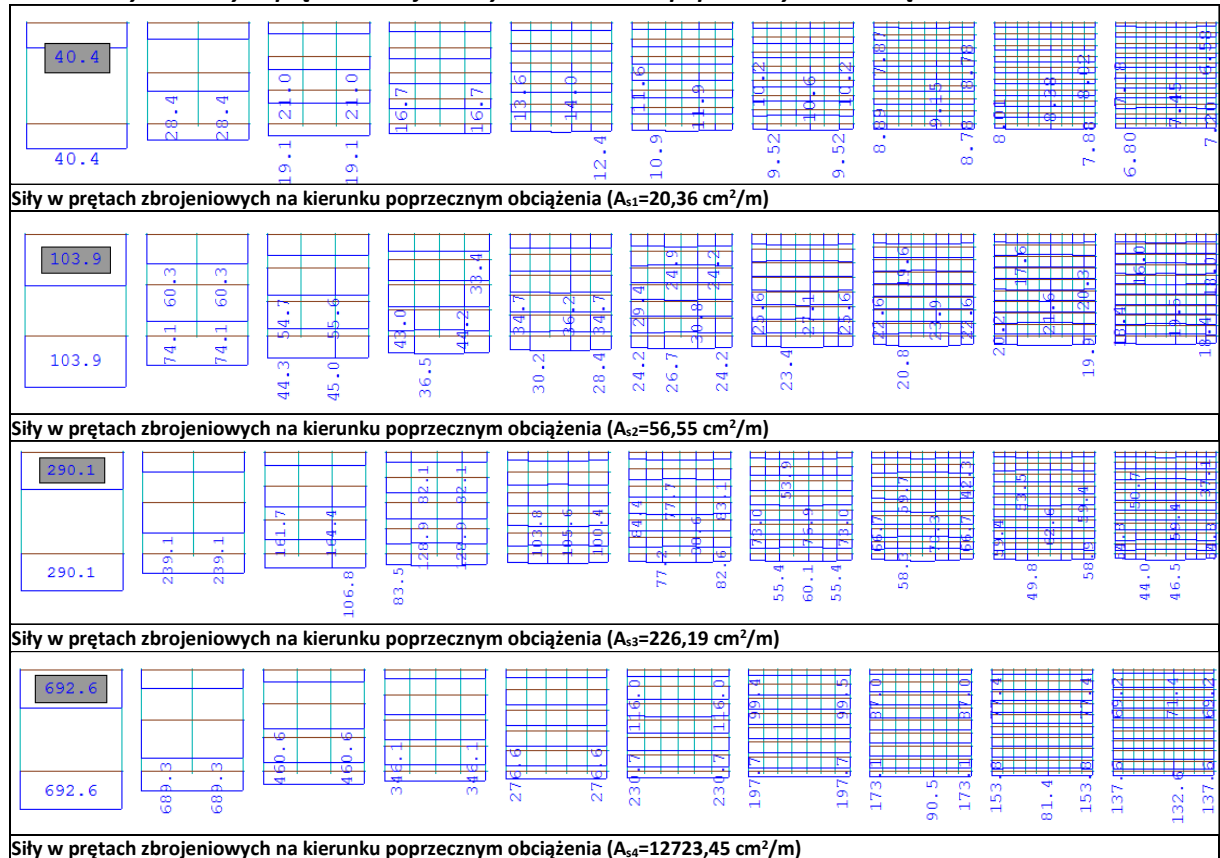
3.1.5 Wyniki – naprężenia na kierunku obciążenia



3.1.6 Wyniki - odkształcenia na kierunku obciążenia



3.1.7 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym do obciążenia



3.1.8 Weryfikacja wyężenia prętów zbrojeniowych

| # | A_s mm ² | Liczba podziałów | | | | | | | | | |
|----|--------------------------|------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| | | Siła odpowiadająca uplastycznieniu | | | | | | | | | |
| | | kN | | | | | | | | | |
| 12 | 20 | 509 | 339 | 254 | 204 | 170 | 145 | 127 | 113 | 102 | 93 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 20 | 57 | 1414 | 942 | 707 | 565 | 471 | 404 | 353 | 314 | 283 | 257 |
| 40 | 226 | 5655 | 3770 | 2827 | 2262 | 1885 | 1616 | 1414 | 1257 | 1131 | 1028 |
| 300 | 12723 | 318086 | 212058 | 159043 | 127235 | 106029 | 90882 | 79522 | 70686 | 63617 | 57834 |

Siła maksymalna

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 12 | 20 | 40 | 28 | 21 | 17 | 14 | 12 | 11 | 9 | 8 | 8 |
| 20 | 57 | 104 | 74 | 56 | 44 | 36 | 31 | 27 | 24 | 22 | 20 |
| 40 | 226 | 290 | 239 | 164 | 129 | 106 | 89 | 77 | 70 | 63 | 59 |
| 300 | 12723 | 693 | 689 | 461 | 346 | 277 | 231 | 198 | 173 | 154 | 138 |

Maksymalne wyężenie prętów

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 12 | 20 | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% |
| 20 | 57 | 7% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% | 8% |
| 40 | 226 | 5% | 6% | 6% | 6% | 6% | 5% | 5% | 6% | 6% | 6% |
| 300 | 12723 | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |

3.1.9 Wnioski

Przeprowadzona analiza zgodnie z przewidywaniami wykazała wzrost nośności **betonu** na ściskanie przy zastosowaniu zbrojenia na kierunku poprzecznym. Można również założyć, że wraz ze wzrostem ilości zbrojenia wytrzymałość ta będzie zbiegać do wartości odpowiadającej betonowi skrępowanemu z blokadą przesuwu poprzecznego.

Wyężenie prętów zbrojeniowych w stanie granicznym nośności kształtuje się na poziomie 8% wobec czego nie ma konieczności przeprowadzania analizy z uwzględnieniem uplastycznienia prętów z uwagi na uzyskanie większej nośności.

Dodatkowo widać, że w przypadku zastosowania stosowalnych ilości zbrojenia wzrost wytrzymałości kształtuje się na poziomie:

- **A_{s1} -38,4-38,6 MPa (+1,1-1,6%) (f_{ult}=1,92),**
- **A_{s2} -39,2-39,5 MPa (+3,2-3,9%) (f_{ult}=1,98).**

W przypadku ilości zbrojenia wykraczających poza stosowalne wartości uzyskano następujące wzrosty wytrzymałości na ściskanie:

- **A_{s3} -41,0-41,6 MPa (+7,9-9,5%) (f_{ult}=2,08),**
- **A_{s4} -44,5 MPa (+17,1%) (f_{ult}=2,22).**

W związku z powyższym wpływ zwiększenia nośności na ściskanie betonu wynikający z obecności zbrojenia poprzecznego w analizach rzeczywistych konstrukcji można pominąć.

3.2 Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (rozciąganie)

3.2.1 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia poprzecznego do kierunku działania obciążenia rozciągającego spowoduje wzrost wytrzymałości betonu z uwagi na ograniczenie odkształceń na kierunku zadanego zbrojenia. W przypadku zastosowania nieskończenie sztywnego zbrojenia efekt powinien być analogiczny do blokady przesuwu poprzecznego tj **Model nr 2**.

3.2.2 Założenia

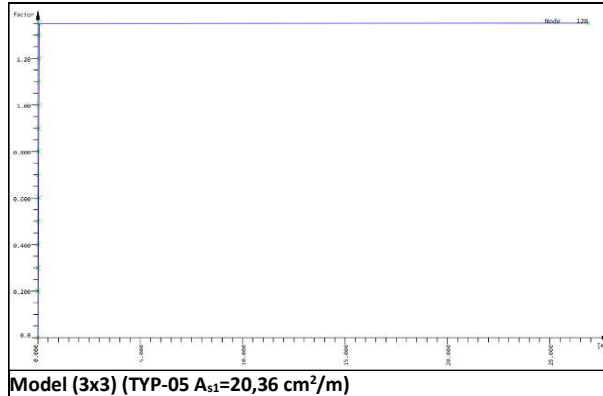
Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładają się obciążenia rozciągające tylko na jednym kierunku (**typ 2**) o wartości **300 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **A_{s3} 18 x #40=226,19 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **A_{s4} 18 x #300=12723,45 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono zbrojenie jedynie w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku obciążania.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

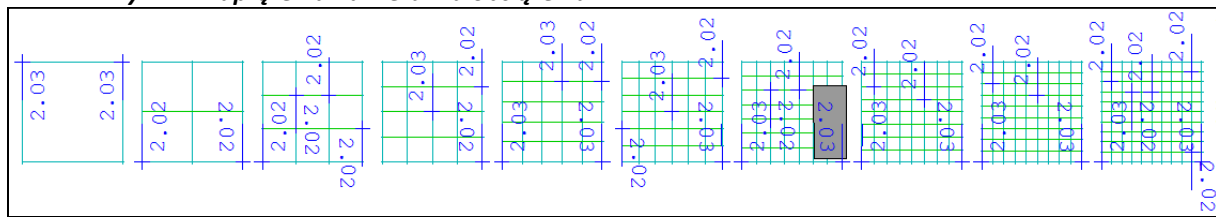
3.2.3 Wartości współczynnika obciążenia niszczącego

- **f_{ult,As1} =1,35,**
- **f_{ult,As2} =1,35,**
- **f_{ult,As3} =1,35,**
- **f_{ult,As4} =1,35.**

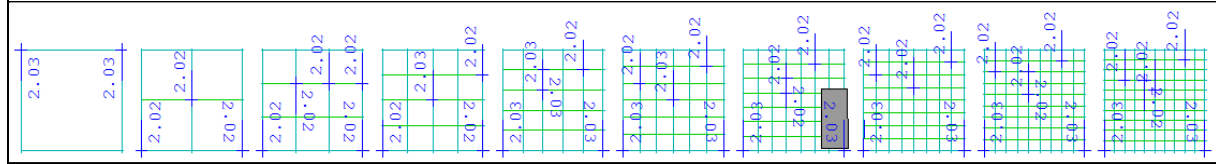
3.2.4 Krzywa zależności obciążenia od odkształcenia



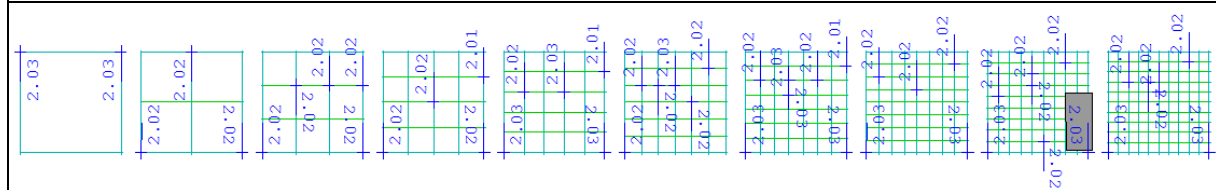
Wyniki – naprężenia na kierunku obciążenia



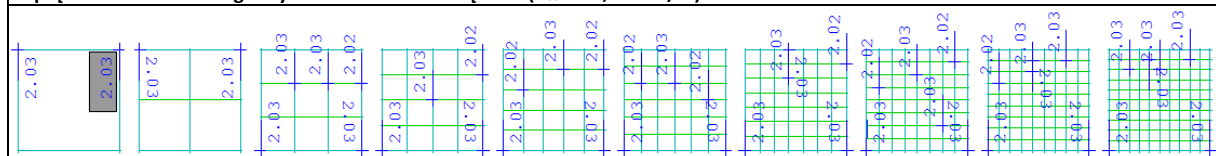
Naprężenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Naprężenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

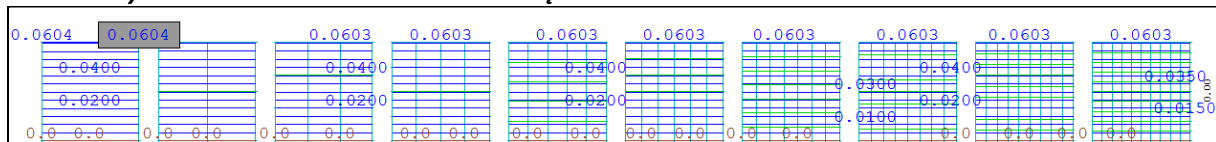


Naprężenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

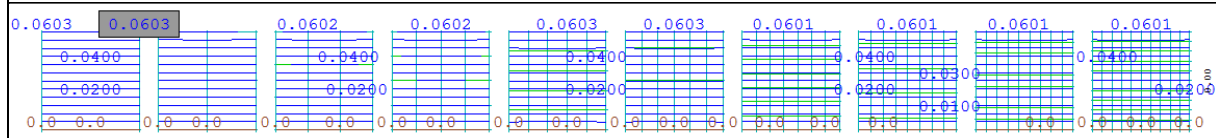


Naprężenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

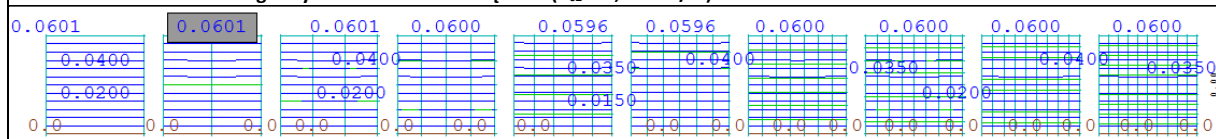
3.2.5 Wyniki - odkształcenia na kierunku obciążenia



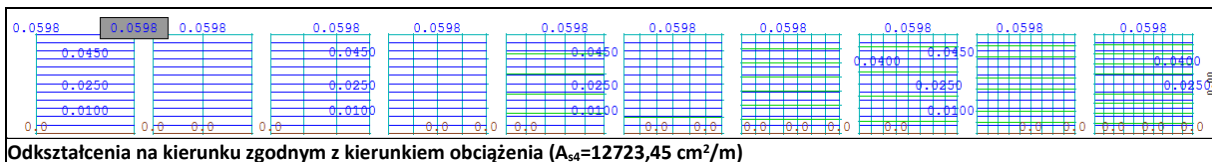
Odkształcenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Odkształcenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

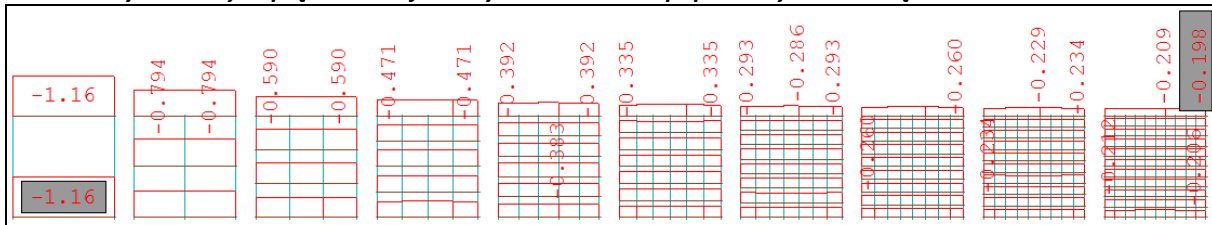


Odkształcenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

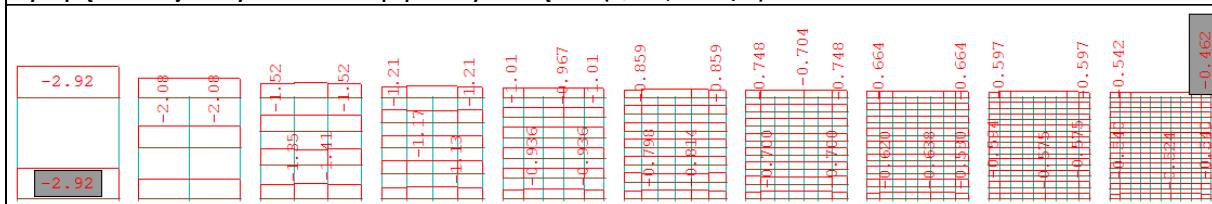


Odształcenia na kierunku zgodnym z kierunkiem obciążenia ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

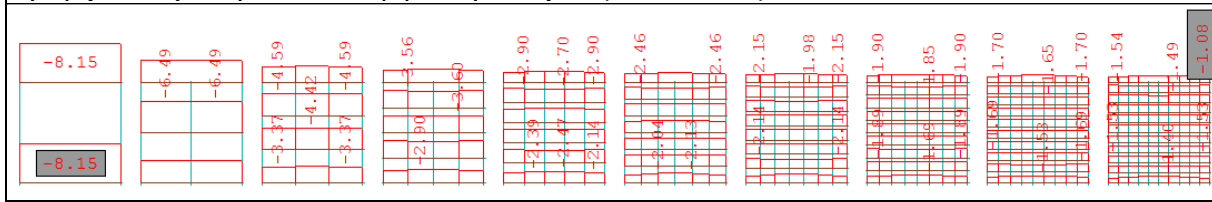
3.2.6 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym do obciążenia



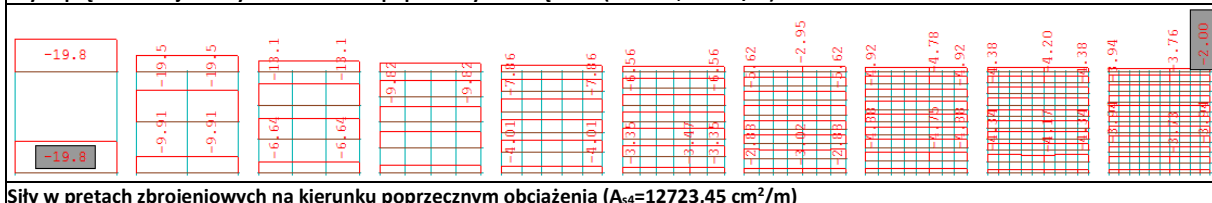
Siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym obciążenia ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym obciążenia ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym obciążenia ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poprzecznym obciążenia ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

3.2.7 Wnioski

Przeprowadzona analiza zgodnie z przewidywaniami wykazała brak wzrostu wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zastosowaniu zbrojenia na kierunku poprzecznym.

W każdym analizowanym przypadku uzyskano te same wartości współczynnika obciążenia niszczonego i maksymalnych naprężeń w betonie:

- A_{s1} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=1,35$),
- A_{s2} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=1,35$).
- A_{s3} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=1,35$),
- A_{s4} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=1,35$).

W związku z powyższym wpływ zwiększenia nośności na rozciąganie betonu wynikający z obecności zbrojenia poprzecznego w analizach rzeczywistych konstrukcji można pominąć.

3.3 Zbrojenie prostopadłe do obciążenia (ściananie)

3.3.1 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia jednokierunkowego spowoduje wzrost nośności elementu ścianego.

3.3.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

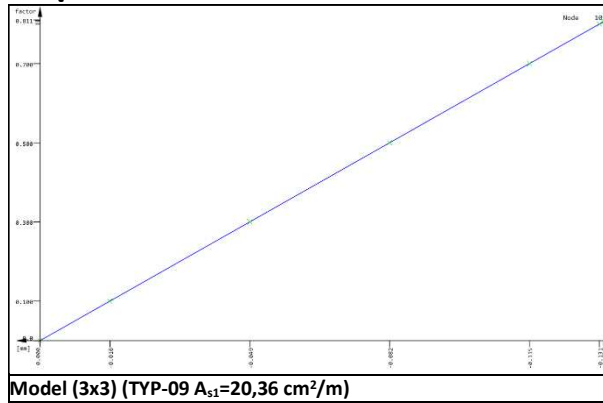
- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładają się obciążenia styczne na krawędziach (**typ 3**) o wartości **500 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - A_{s1} **18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),

- $A_{s2} 18 \times \#20 = 56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych $\#20$ co 125 mm),
- $A_{s3} 18 \times \#40 = 226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych $\#40$ co 125 mm),
- $A_{s4} 18 \times \#300 = 12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych $\#300$ co 125 mm).
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

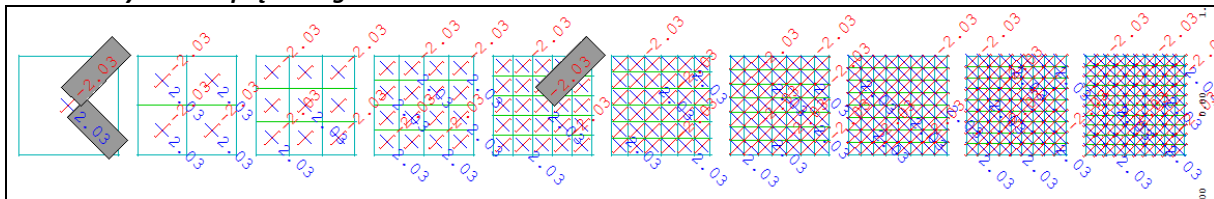
3.3.3 Wartości współczynnika obciążenia niszczonego

- $f_{ult,As1} = 1,35,$
- $f_{ult,As2} = 1,35,$
- $f_{ult,As3} = 1,35,$
- $f_{ult,As4} = 1,35.$

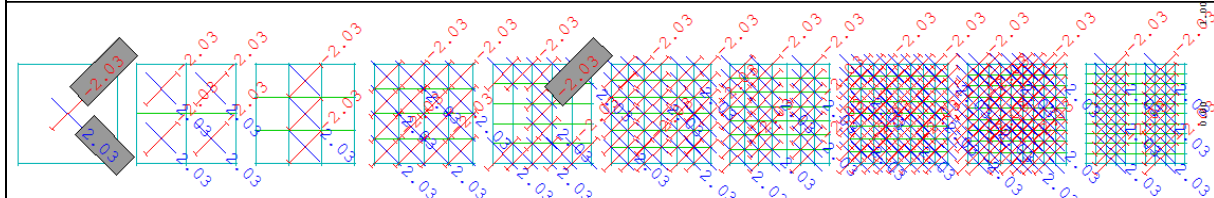
3.3.4 Krzywa zależności obciążenia od odkształcenia



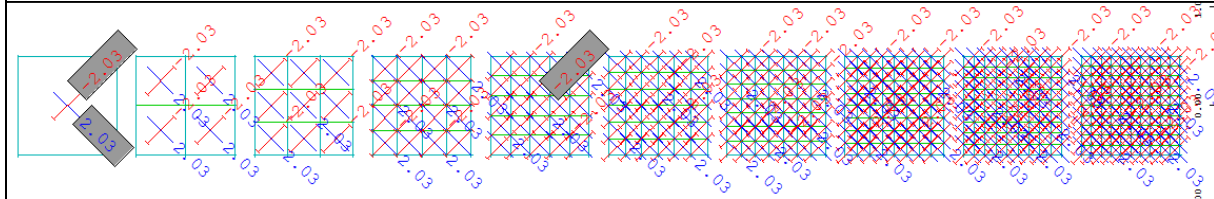
3.3.5 Wyniki – naprężenia główne



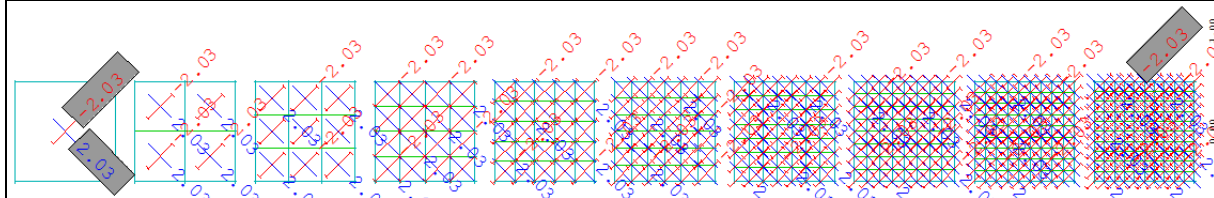
Naprężenia główne ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Naprężenia główne ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

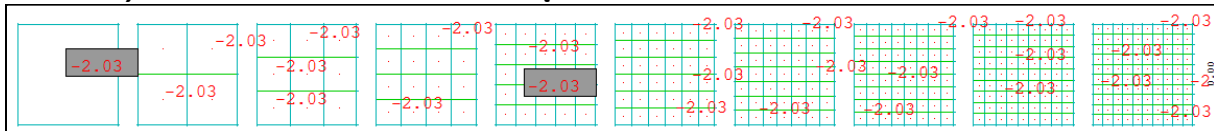


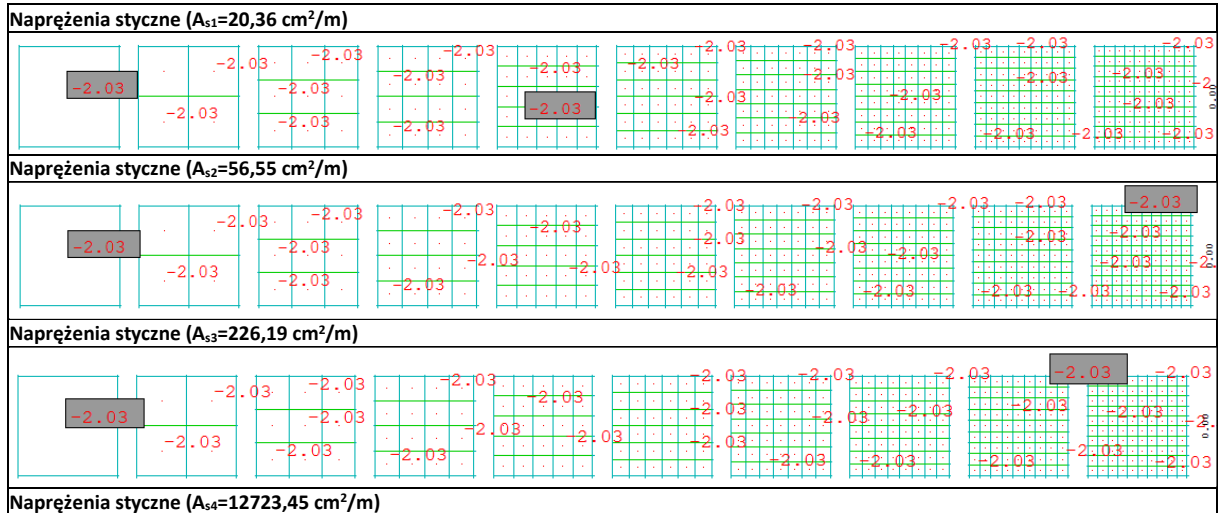
Naprężenia główne ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)



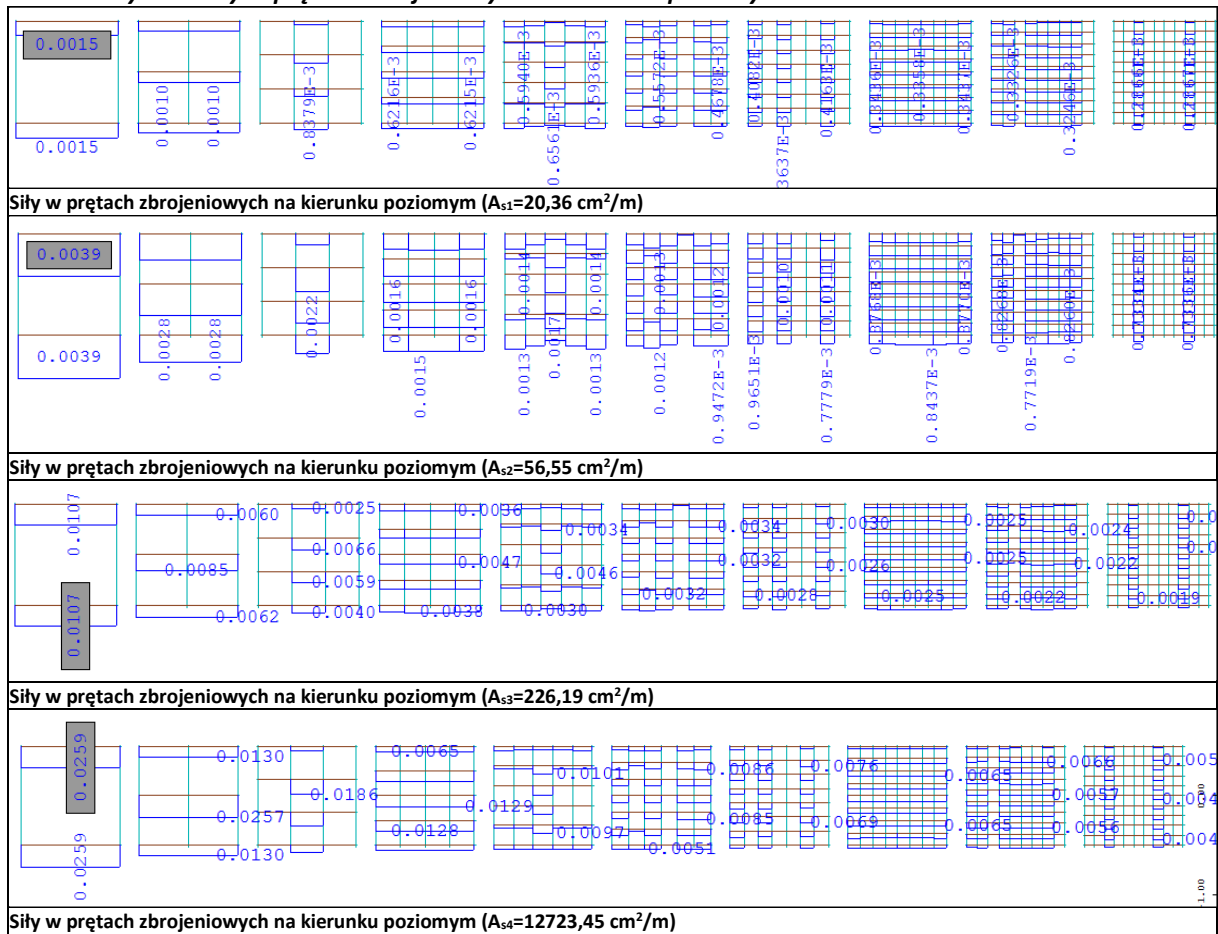
Naprężenia główne ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

3.3.6 Wyniki - odkształcenia na kierunku obciążenia





3.3.7 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych na kierunku poziomym



3.3.8 Wnioski

Przeprowadzona analiza zgodnie z przewidywaniami wykazała brak wzrostu nośności elementu obciążonego naprężeniami stycznymi.

W każdym analizowanym przypadku uzyskano te same wartości współczynnika obciążenia niszczącego i maksymalnych naprężeń w betonie:

- A_{s1} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=0,81$),
- A_{s2} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=0,81$),
- A_{s3} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=0,81$),
- A_{s4} -2,03 MPa (+0,0%) ($f_{ult}=0,81$),

Jest to zrozumiałe ponieważ w przypadku elementu ścinanego zbrojonego jednokierunkowo niemożliwe jest wykształcenie się mechanizmu S-T. Tym samym decydującym czynnikiem jest nośność betonu na rozciąganie, a wyniki są analogiczne jak w przypadku elementu jednoosiowo rozciąganego i nie różnią się od elementów niezbrojonych.

W związku z tym, że kierunek naprężeń głównych nie jest zgodny z kierunkiem zbrojenia wartości sił generowanych przez to obciążenie można pominąć. Wnioski te dotyczą sytuacji, w której beton nie uległ zarysowaniu a zbrojenie jest jednokierunkowe.

4 ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU RÓWNOLEGŁYM DO OBCIĄŻENIA

4.1 Zbrojenie równoległe do obciążenia (ściskanie)

4.1.1 Cel

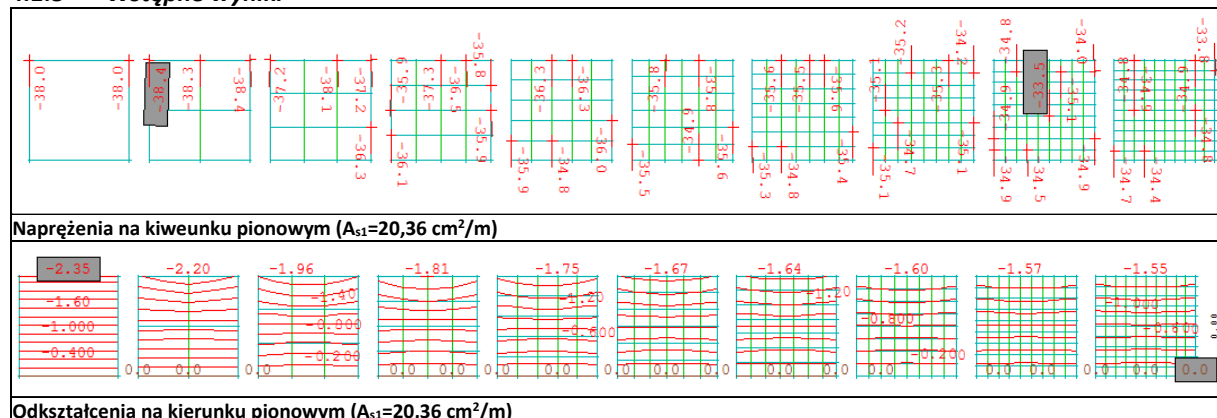
Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia równoległego do kierunku działania obciążenia ściskającego spowoduje wzrost wytrzymałości elementu i zmianę przebiegu krzywej zniszczenia.

4.1.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia ściskające tylko na jednym kierunku (**typ 1**) o wartości **-4000 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **A_{s3} 18 x #40=226,19 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **A_{s4} 18 x #300=12723,45 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono zbrojenie jedynie na kierunku równoległym do kierunku obciążenia.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

4.1.3 Wstępne wyniki



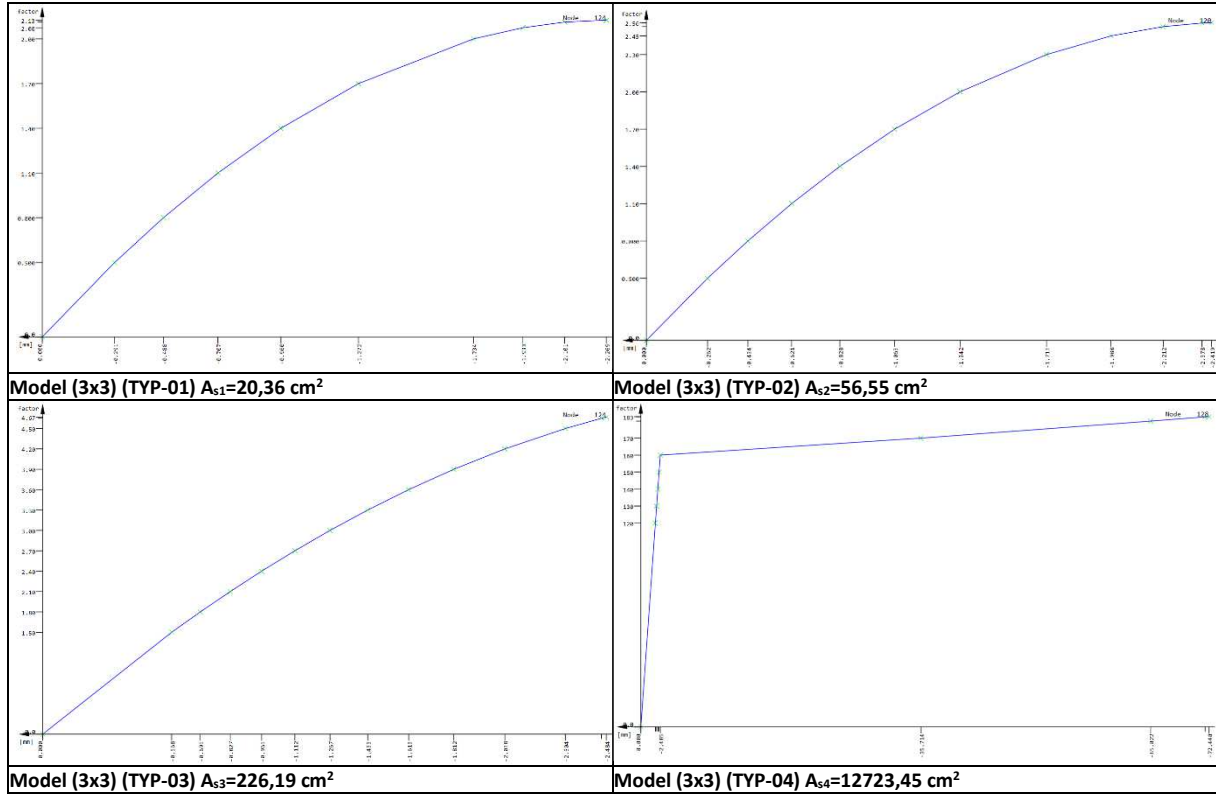
4.1.3.1 Analiza wstępnych wyników

Wykonana analiza wykazała brak wzrostu nośności na ściskanie betonu ze zbrojeniem podłużnym. Wraz ze zwiększeniem liczby podziałów zmniejsza się wartość współczynnika niszczącego (**2,36-1,90**) i odpowiadających wartości odkształceń. Zauważono również odchylenie kierunku głównych naprężeń ściskających i odkształceń. Najprawdopodobniej wynika to z nierównomiernego obciążenia prętów skrajnych. **W związku z powyższym zmodyfikowano algorytm poprzez zmniejszenie o połowę pole prętów skrajnych w stosunku do prętów środkowych i powtórzono analizę. Nie zmieniono przy tym sumarycznej ilości zbrojenia. W kolejnych analiza ten efekt został uwzględniony.**

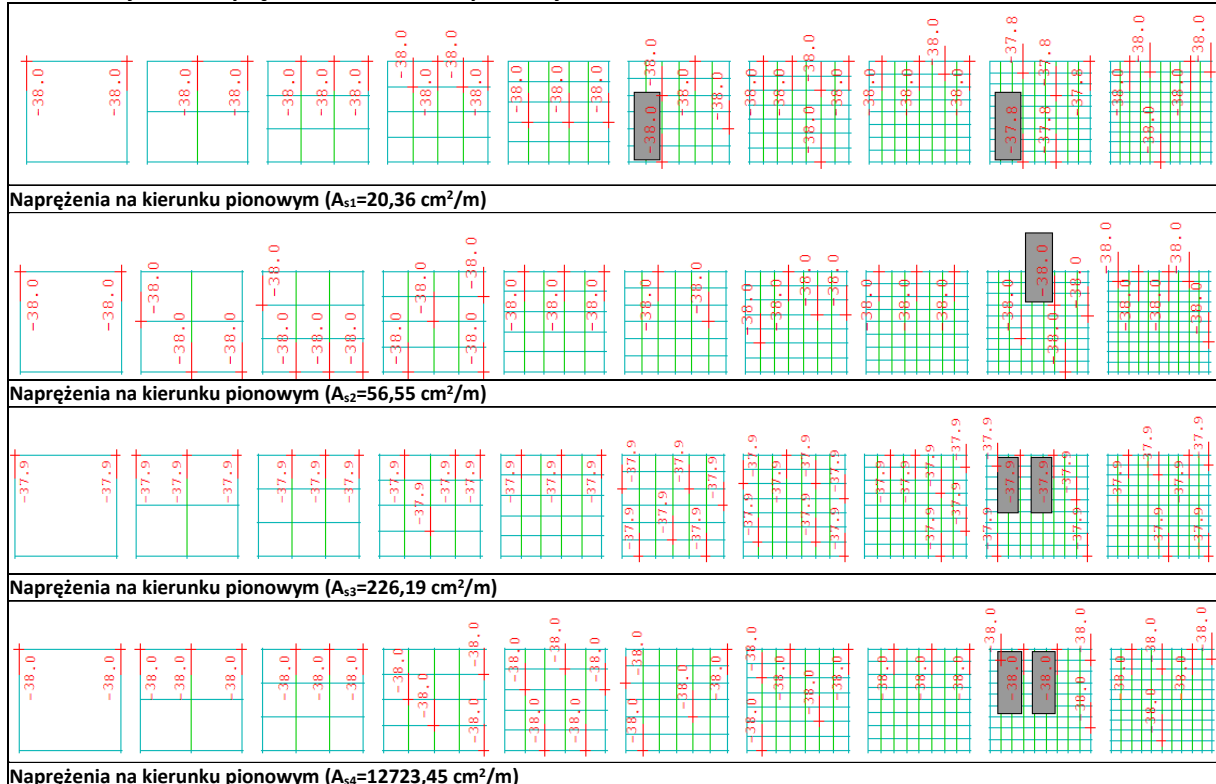
4.1.4 Wartości współczynnika obciążenia niszczącego

- $f_{ult,As1} = 2,13,$
- $f_{ult,As2} = 2,56,$
- $f_{ult,As3} = 4,67$
- $f_{ult,As4} = 182,81$

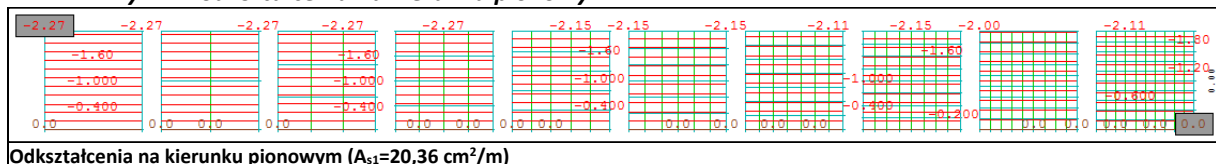
4.1.5 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia

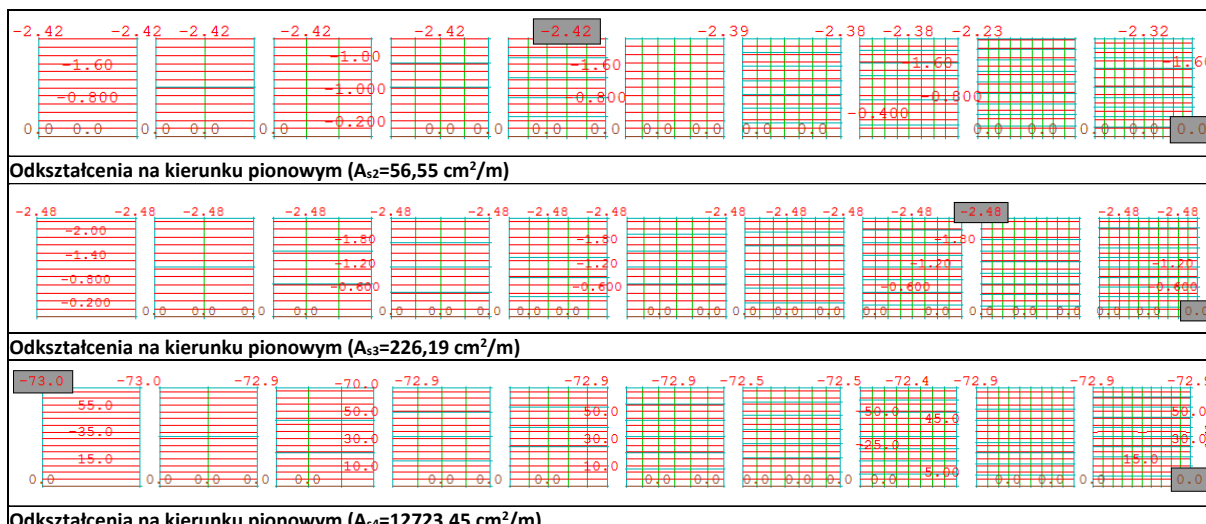


4.1.6 Wyniki – naprężenia na kierunku pionowym

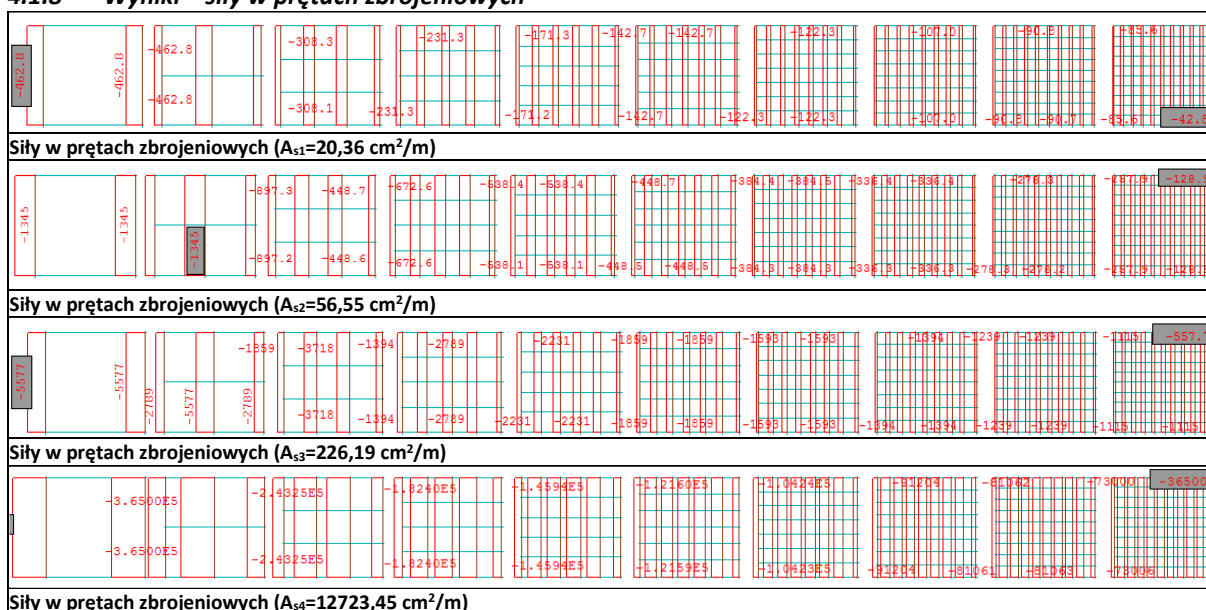


4.1.7 Wyniki - odkształcenia na kierunku pionowym





4.1.8 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych



4.1.9 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała brak wpływu zbrojenia podłużnego na graniczne naprężenia ściskające osiągnięte w betonie.

Wartość granicznych odkształceń ulegała wzrostowi wraz ze wzrostem ilości zbrojenia. Może to tłumaczyć fakt, że analiza ULTI przy założeniu obciążeń w postaci sił nie pozwala na uzyskanie większych odkształceń jeżeli nie wiąże się to ze wzrostem współczynnika obciążenia. Tym samym przy małej ilości zbrojenia w kolejnych krokach iteracyjnych przyrost siły w prętach zbrojeniowych jest mniejszy od spadku siły w betonie ściskanym wynikającym z przebiegu krzywej materiałowej co uniemożliwia programowi kontynuowanie kroków po ścieżce równowagi.

Dodatkowo w przypadku dużej ilości zbrojenia wyniki są silnie uzależnione od parametrów analizy nieliniowej. Można przypuszczać, że każdy punkt załamania krzywej równowagi może stanowić problem z punktu widzenia kontynuacji obliczeń. Jest to bardzo istotna informacja z uwagi na prowadzenie dalszych analiz z wykorzystaniem modułu ULTI.

Można przypuszczać, że w przypadku rozszerzenia analizy stosowania modułu PUSH oraz iteracyjnego obciążenia konstrukcji przemieszczeniem uzyskane zostaną większe wartości odkształceń niż w przeprowadzonej analizie ULTI.

4.2 Zbrojenie równoległe do obciążenia (rozciąganie)

4.2.1 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia równoległego do kierunku działania obciążenia rozciągającego spowoduje wzrost wytrzymałości elementu i zmianę przebiegu krzywej zniszczenia.

4.2.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

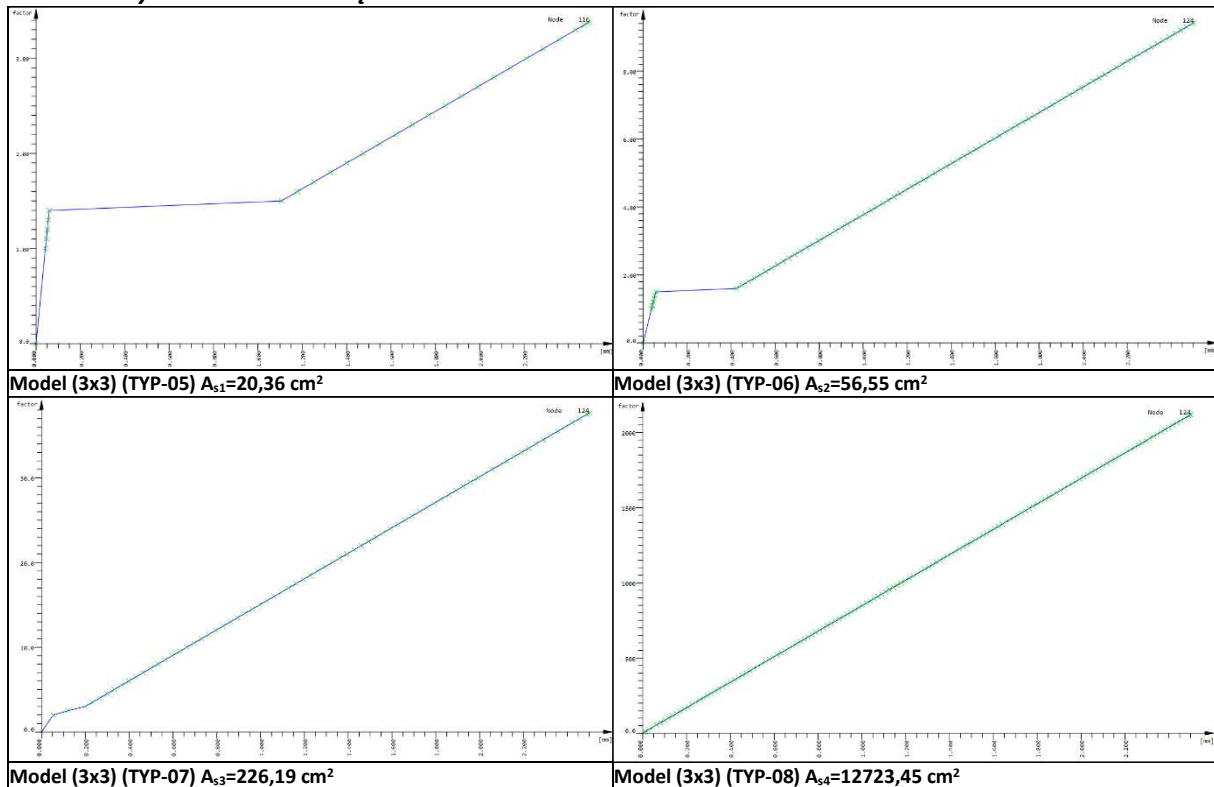
- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładają się obciążenia rozciągające tylko na jednym kierunku (**typ 2**) o wartości **300 kN/m**.

- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **A_{s3} 18 x #40=226,19 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **A_{s4} 18 x #300=12723,45 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono zbrojenie jedynie na kierunku równoległym do kierunku obciążenia.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

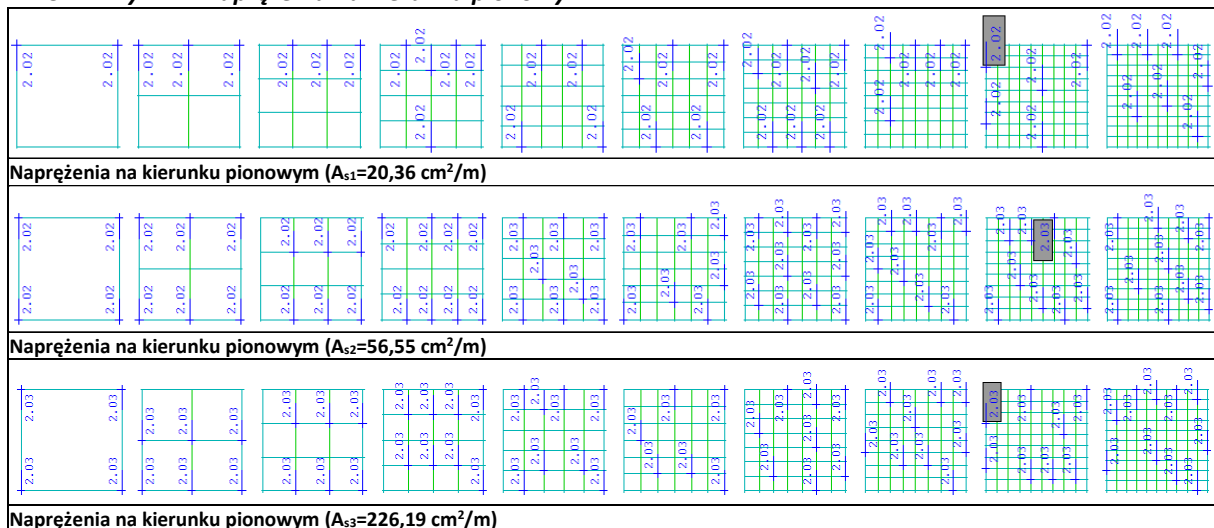
4.2.3 Wartości współczynnika obciążenia niszczącego

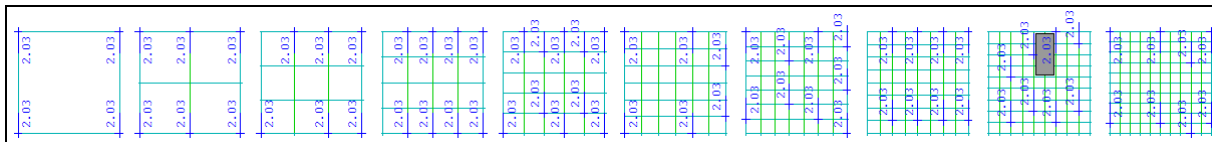
- **f_{ult,As1} =3,38,**
- **f_{ult,As2} =9,42**
- **f_{ult,As3} =37,69**
- **f_{ult,As4} =2,22.**

4.2.4 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia



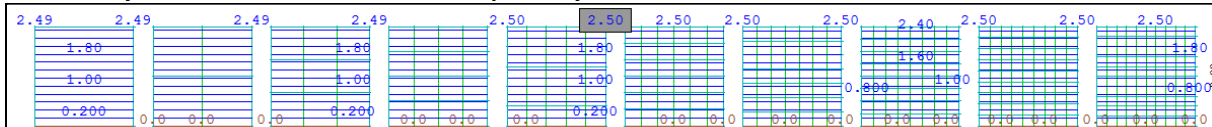
4.2.5 Wyniki – naprężenia na kierunku pionowym





Naprężenia na kierunku pionowym ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

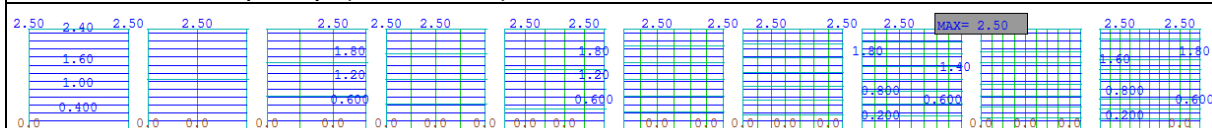
4.2.6 Wyniki - odkształcenia na kierunku pionowym



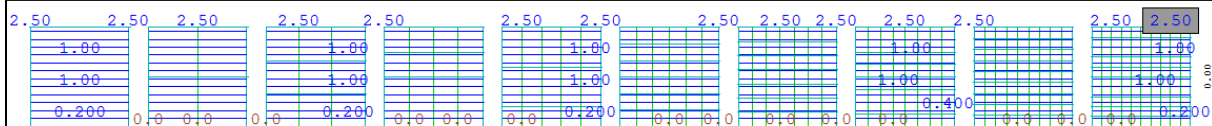
Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

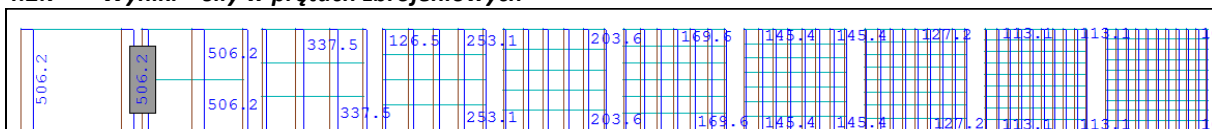


Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

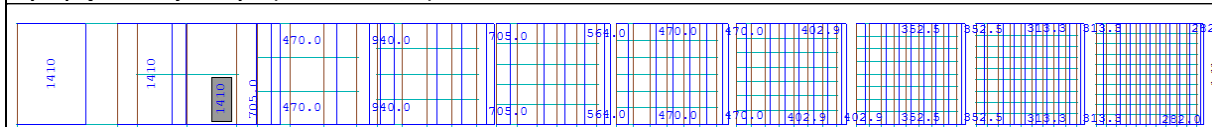


Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

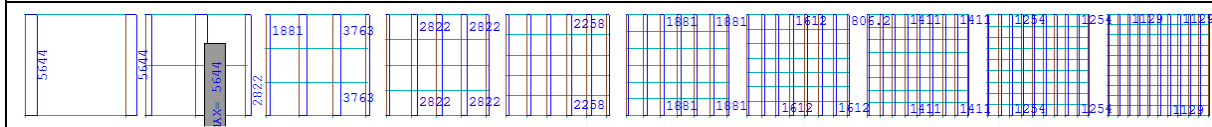
4.2.7 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych



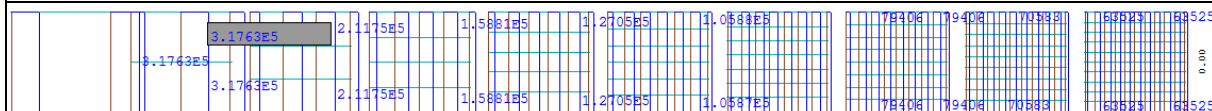
Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

4.2.8 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała brak wpływu zbrojenia podłużnego na graniczne naprężenia rozciągające osiągnane w betonie.

Zgodnie z przewidywaniami zwiększyła się natomiast siła niszcząca próbkę. Po osiągnięciu granicznych odkształceń w betonie rozciągany nastąpił skok odkształceń w stali zbrojeniowej, a następnie obciążenie wzrastało aż do jej uplastycznienia.

Nie przekroczono wartości granicy plastyczności stali zbrojeniowej mimo zastosowania krzywej uwzględniającej wzmocnienie materiału.

Porównując wyniki próbki ściskanej z próbką rozciąganą widać, że moduł ULTI może dawać niedoszacowane wartości nośności z uwagi na wzmocnienie stali zbrojeniowej po uplastycznieniu.

Należy mieć na uwadze ten fakt w kolejnych testach i próbować go zweryfikować.

4.3 Zbrojenie równoległe do obciążenia (ściskanie)

4.3.1 Uwagi

W związku z tym, że rozpatruje się jedynie kierunki zbrojenia równoległe do krawędzi, w przypadku obciążeń stycznych nie wyróżnia się poprzecznego i podłużnego zbrojenia. Obciążenie naprężeniami stycznymi zakłada symetrię obciążenia i przyłożenie ich do wszystkich krawędzi. Zakłada się przyłożenie do elementu równoważącego się układu sił. Tym samym otrzymane wyniki dla zbrojenia kierunkowego równoległego do krawędzi będą identyczne niezależnie od tego czy jest ono równoległe czy prostopadłe.

5 ELEMENTY ZE ZBROJENIEM DWUKIERUNKOWYM (ULTI)

5.1 Zbrojenie dwukierunkowe (ściskanie)

5.1.1 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia dwukierunkowego do kierunku działania obciążenia **ściskającego** spowoduje wzrost wytrzymałości elementu i zmianę przebiegu krzywej zniszczenia.

5.1.2 Założenia

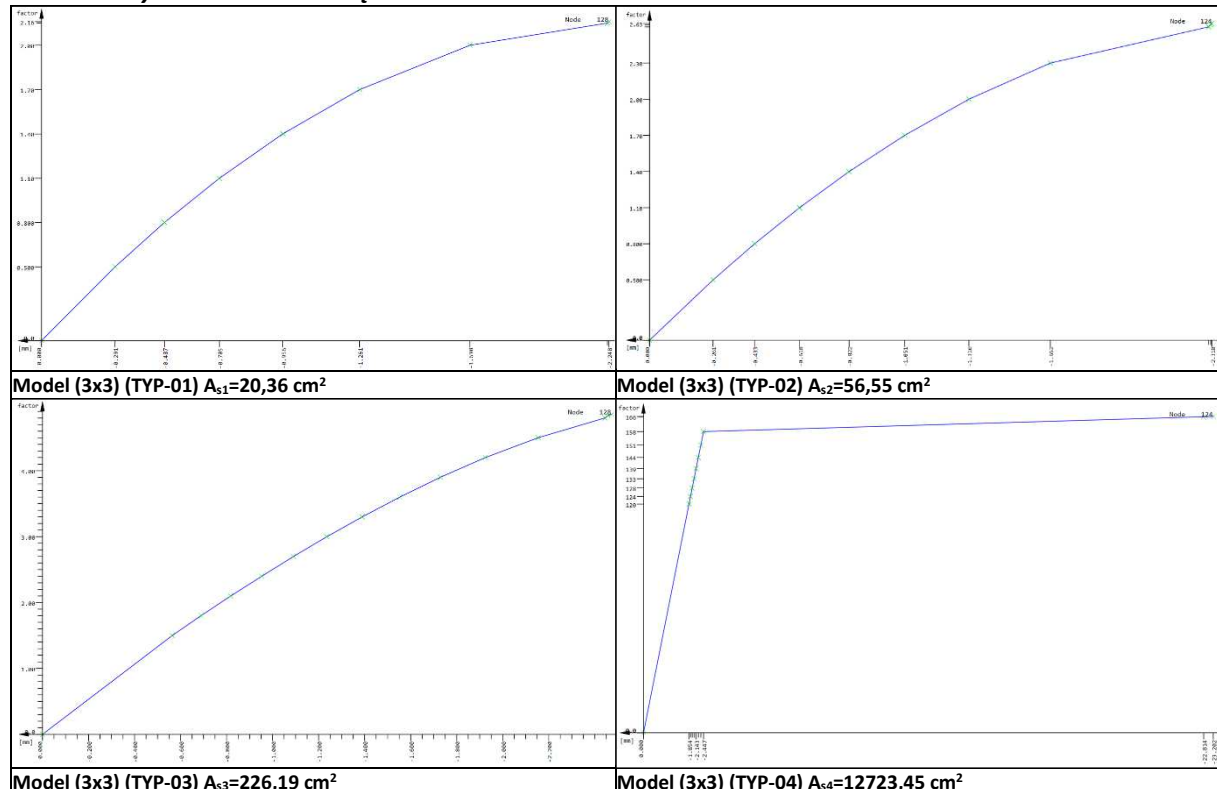
Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia ściskające tylko na jednym kierunku (**typ 1**) o wartości **-4000 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **A_{s3} 18 x #40=226,19 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **A_{s4} 18 x #300=12723,45 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono ortogonalne zbrojenie jednakowe na obu kierunkach.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

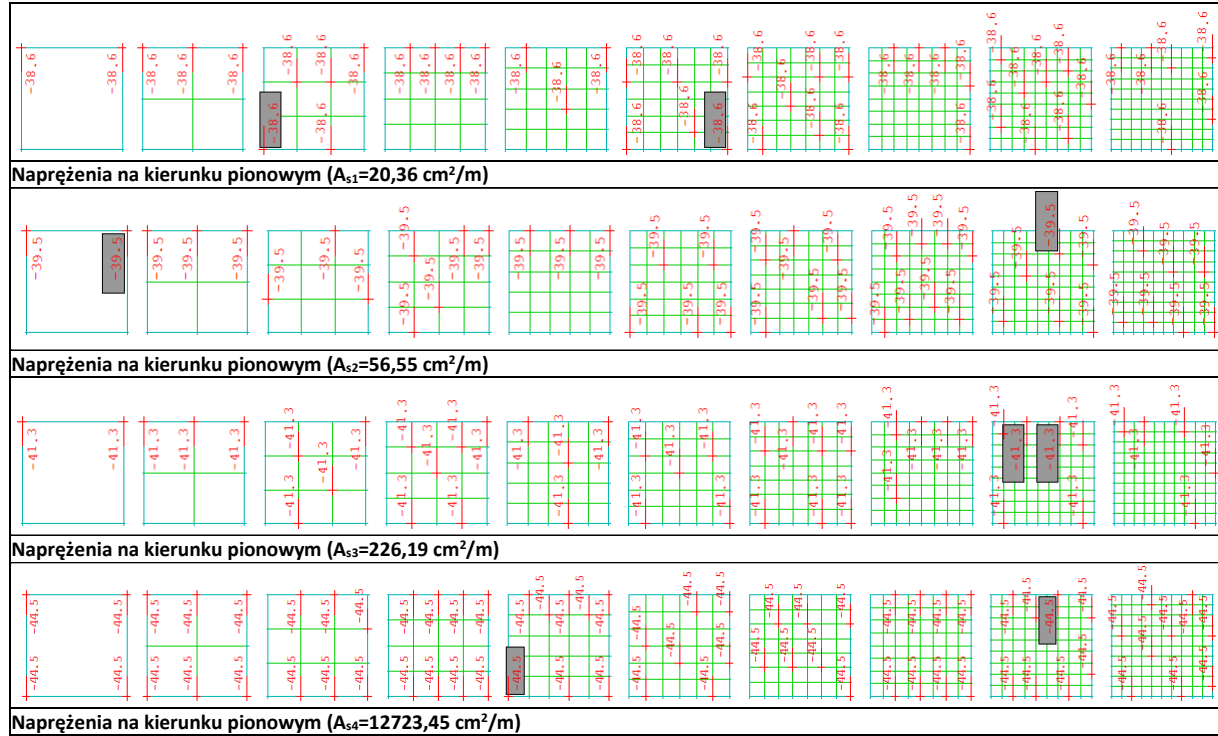
5.1.3 Wartości współczynnika obciążenia niszczącego

- **f_{ult,As1} =2,16,**
- **f_{ult,As2} =2,63,**
- **f_{ult,As3} =4,86**
- **f_{ult,As4} =182,81**

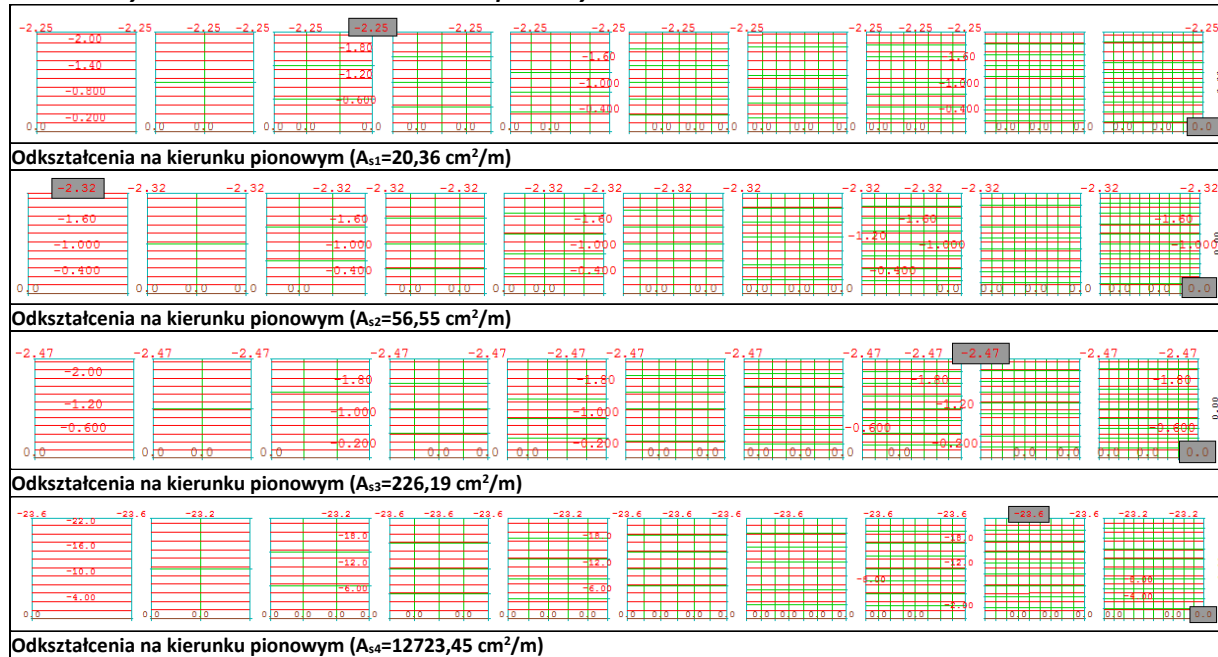
5.1.4 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia



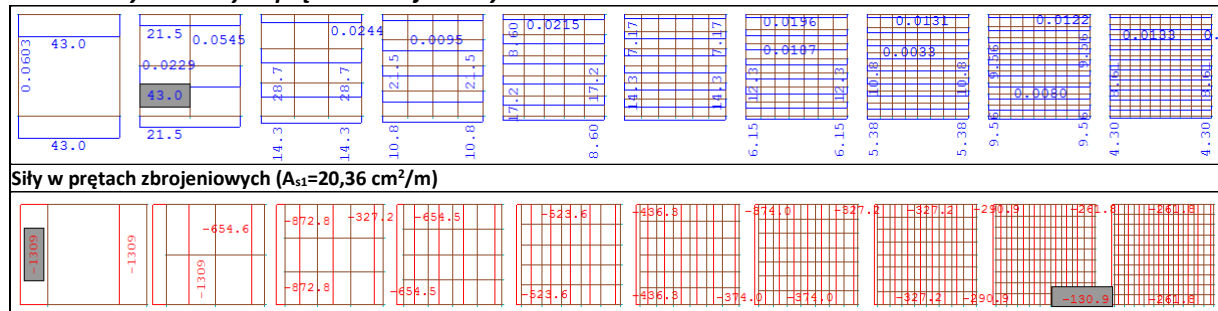
5.1.5 Wyniki – naprężenia na kierunku pionowym

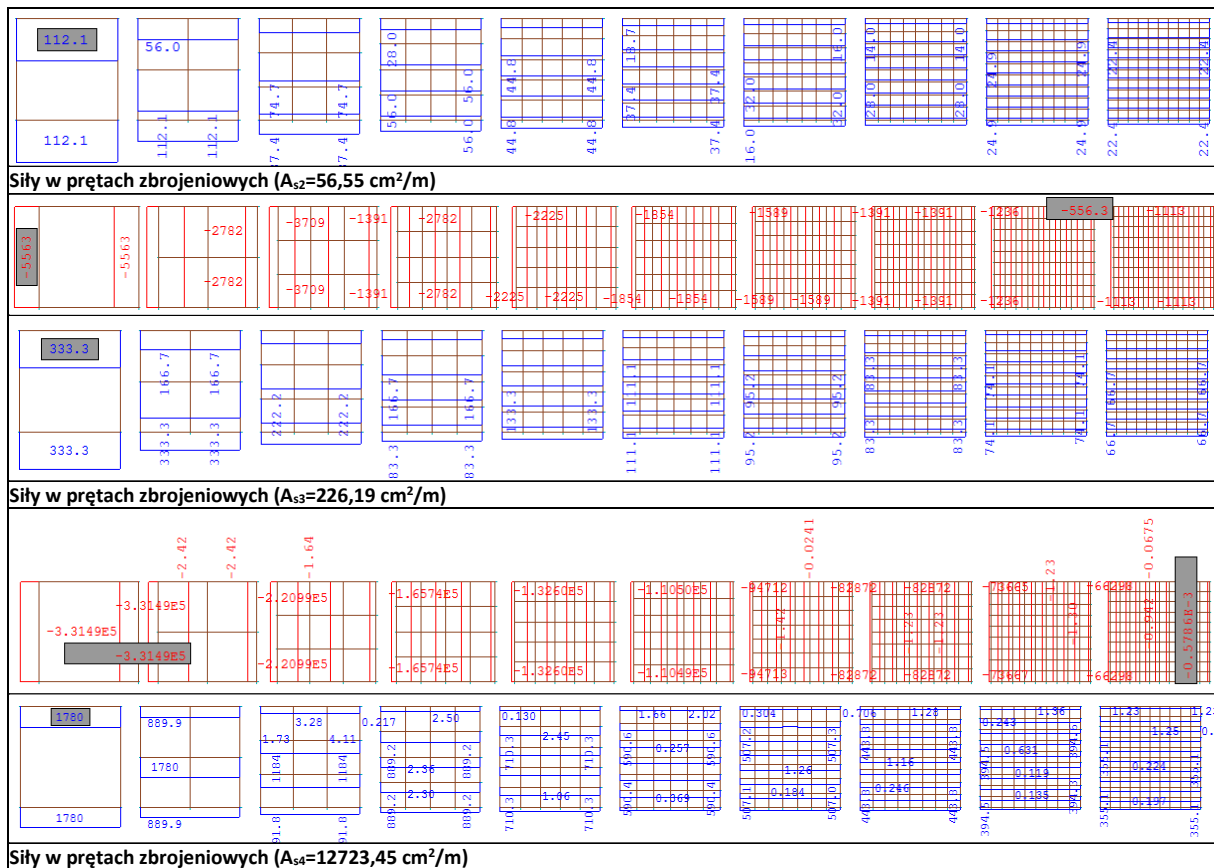


5.1.6 Wyniki - odkształcenia na kierunku pionowym



5.1.7 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych





5.1.8 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała brak wpływu zbrojenia podłużnego na graniczne **naprężenia** ściskające osiągnane w **betonie**. Uzyskane wartości maksymalnych naprężeń ściskających w betonie są bardzo zbliżone do wyników uzyskanych odpowiadających zastosowaniu jedynie zbrojenia poprzecznego. Minimalna różnica w przypadku modelu ze zbrojeniem A_{s3} najprawdopodobniej wynika z różnych parametrów analizy nieliniowej.

| Zbrojenie | Poprzeczne | Dwukierunkowe | Δ |
|-----------|------------|---------------|----------|
| A_{s1} | 38.6 | 38.6 | 0.00% |
| A_{s2} | 39.5 | 39.5 | 0.00% |
| A_{s3} | 41.6 | 41.3 | 0.73% |
| A_{s4} | 44.5 | 44.5 | 0.00% |

Wpływ zbrojenia podłużnego jest natomiast zauważalny po osiągnięciu granicznych odkształceń w betonie. Potwierdza to wcześniej uzyskane wyniki dla zbrojenia na kierunku działania siły.

Również w tym przypadku przekroczenie granicy plastyczności stali na kierunku podłużnym jest silnie uzależnione od parametrów wejściowych analizy nieliniowej modułu ULTI. Jest to analogiczna sytuacja jak w przypadku analizy z zastosowaniem jedynie zbrojenia na kierunku działania siły.

Można przypuszczać, że w przypadku rozszerzenia analizy stosowania modułu PUSH oraz iteracyjnego obciążenia konstrukcji przemieszczeniem uzyskane zostaną większe wartości odkształceń niż w przeprowadzonej analizie ULTI.

Zbrojenie dwukierunkowe (ścianie)

5.1.9 Cel

Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia dwukierunkowego spowoduje wzrost wytrzymałości elementu i zmianę przebiegu krzywej równowagi.

5.1.10 Założenia

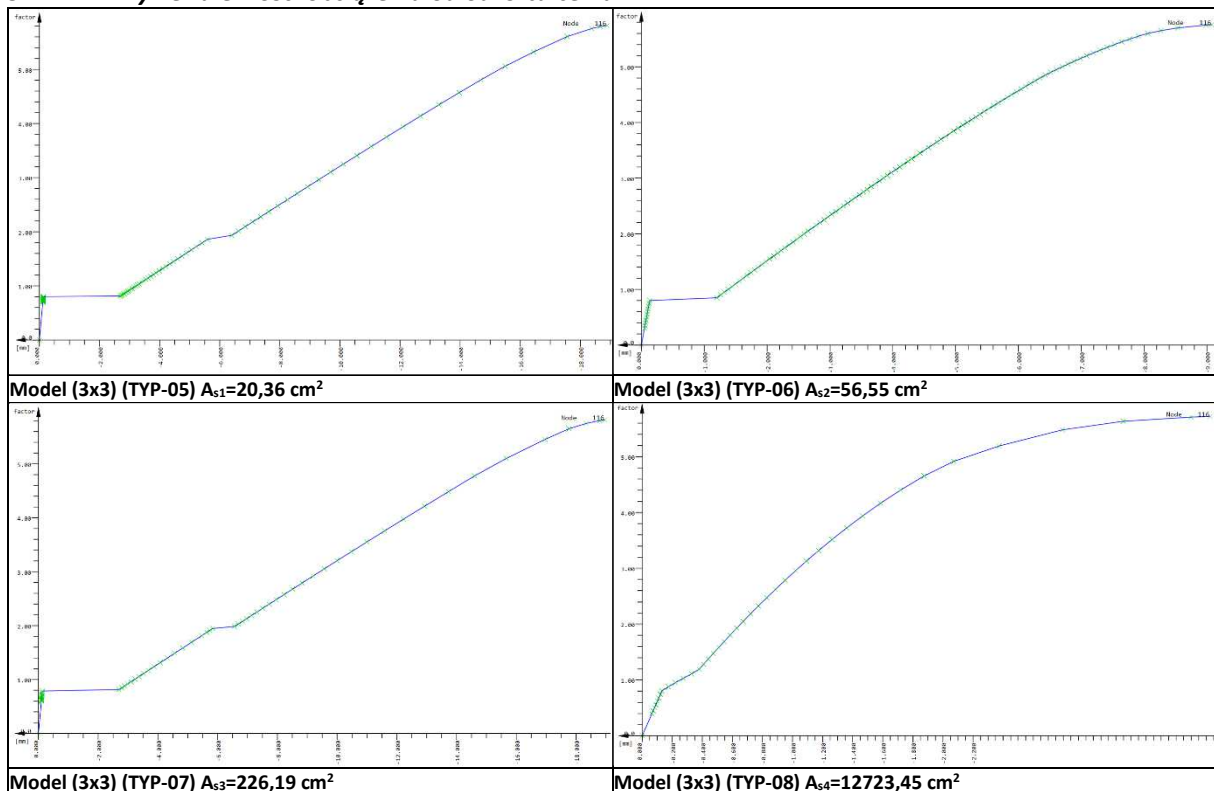
Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **ULTI**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykłada się obciążenia styczne (**typ 3**) o wartości **500 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **A_{s1} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s2} 18 x #20=56,55 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **A_{s3} 18 x #40=226,19 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **A_{s4} 18 x #300=12723,45 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono ortogonalne zbrojenie jednakowe na obu kierunkach.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

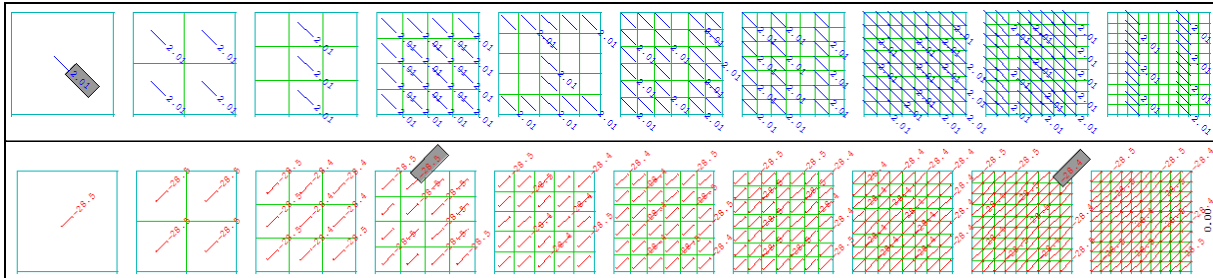
5.1.11 Wartości współczynnika obciążenia niszczonego

- **f_{ult,As1} =5,81**
- **f_{ult,As2} =5,76**
- **f_{ult,As3} =5,73**
- **f_{ult,As4} =5,72**

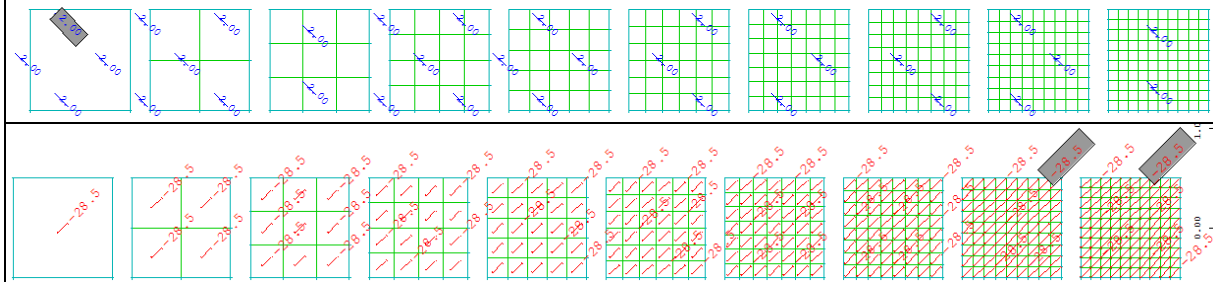
5.1.12 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia



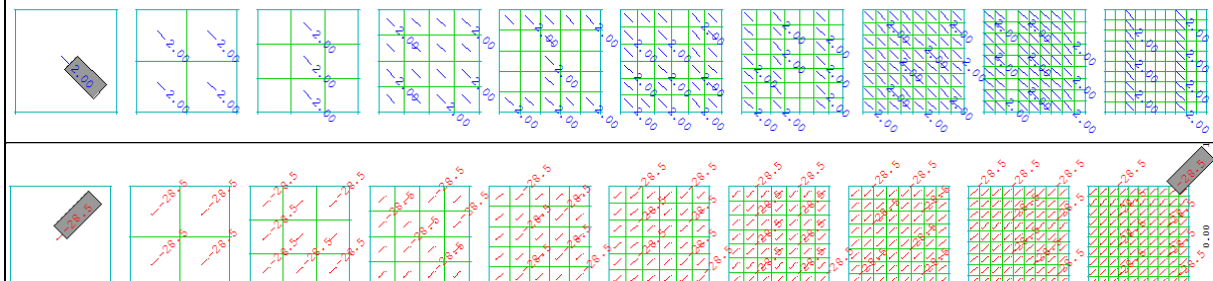
5.1.13 Wyniki – naprężenia główne



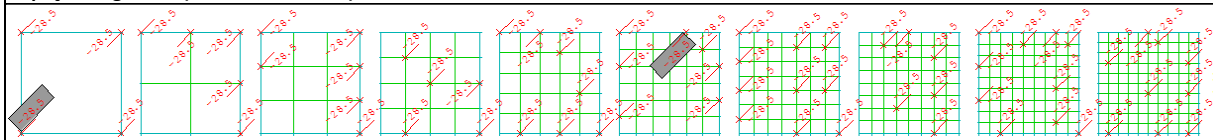
Naprężenia główne ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Naprężenia główne ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

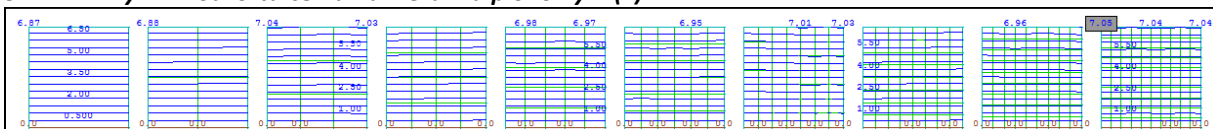


Naprężenia główne ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

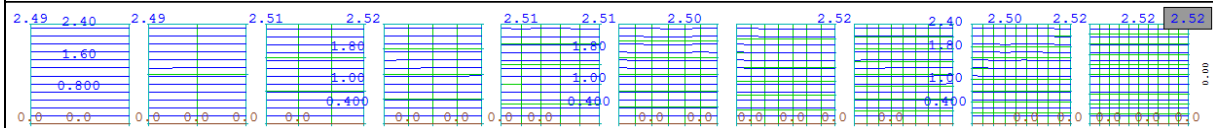


Naprężenia główne ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

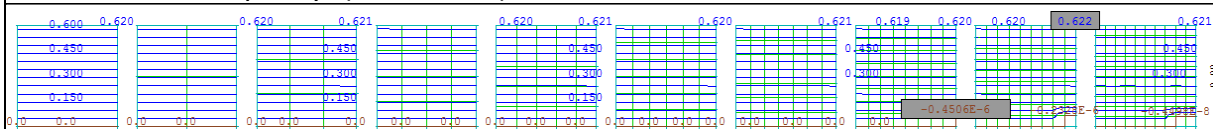
5.1.14 Wyniki - odkształcenia na kierunku pionowym (x)



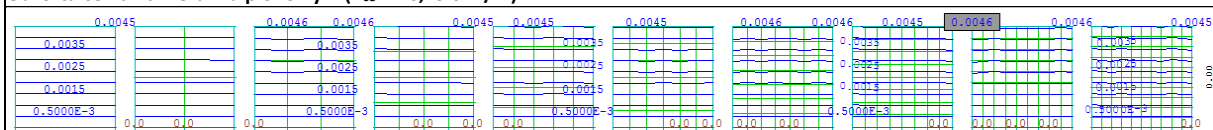
Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

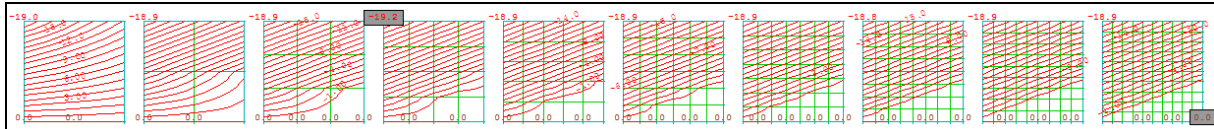


Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

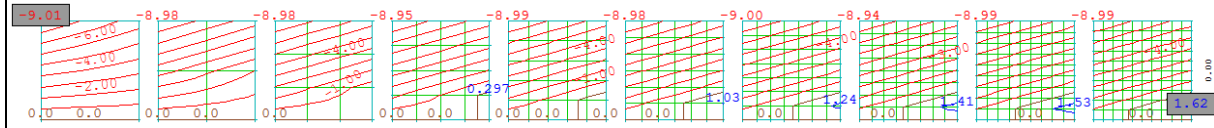


Odkształcenia na kierunku pionowym ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

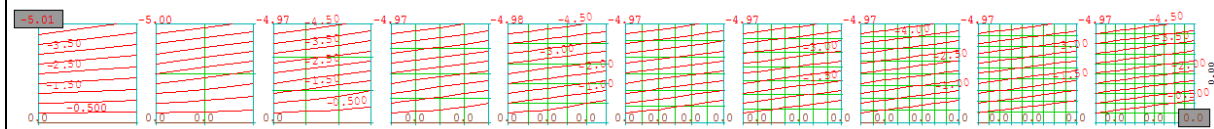
5.1.15 Wyniki - odkształcenia na kierunku poziomym (y)



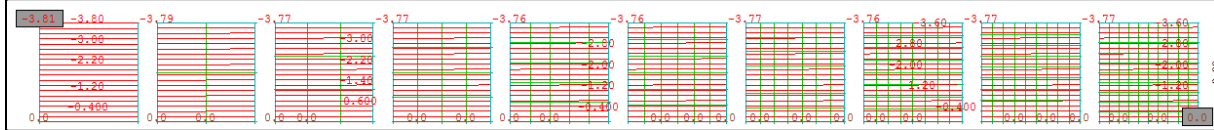
Odształcenia na kierunku poziomym ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Odształcenia na kierunku poziomym ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

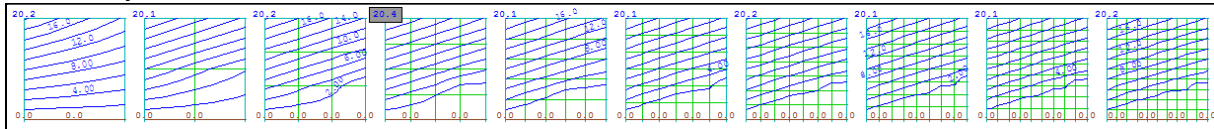


Odształcenia na kierunku poziomym ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

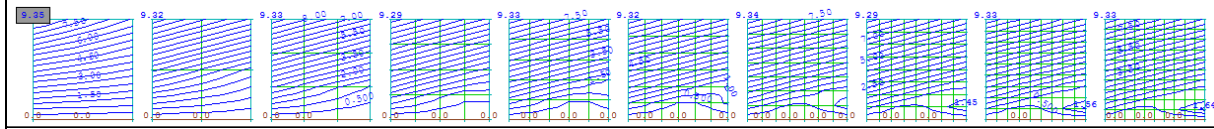


Odształcenia na kierunku poziomym ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

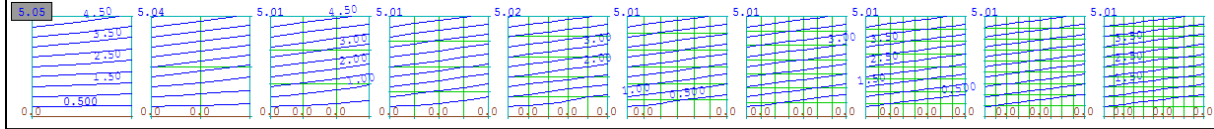
5.1.16 Wyniki - odkształcenia całkowite



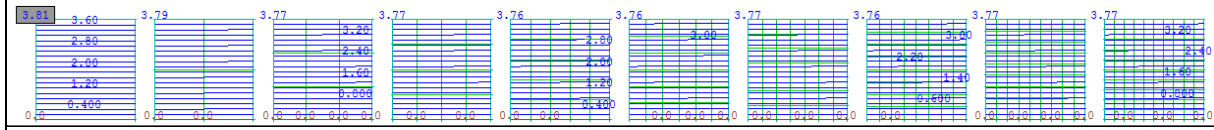
Odształcenia całkowite ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Odształcenia całkowite ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

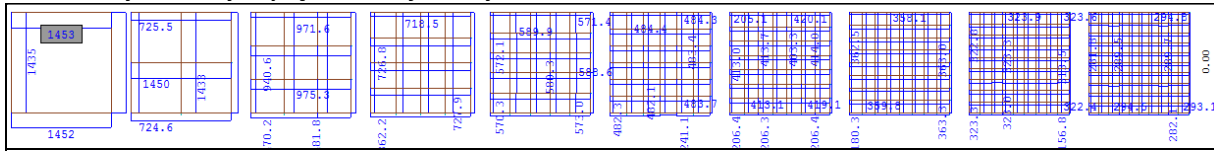


Odształcenia całkowite ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

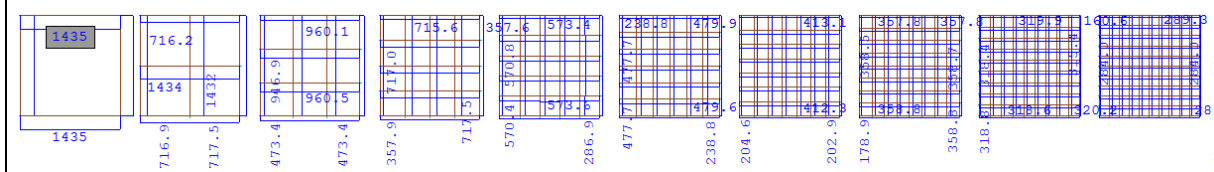


Odształcenia całkowite ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

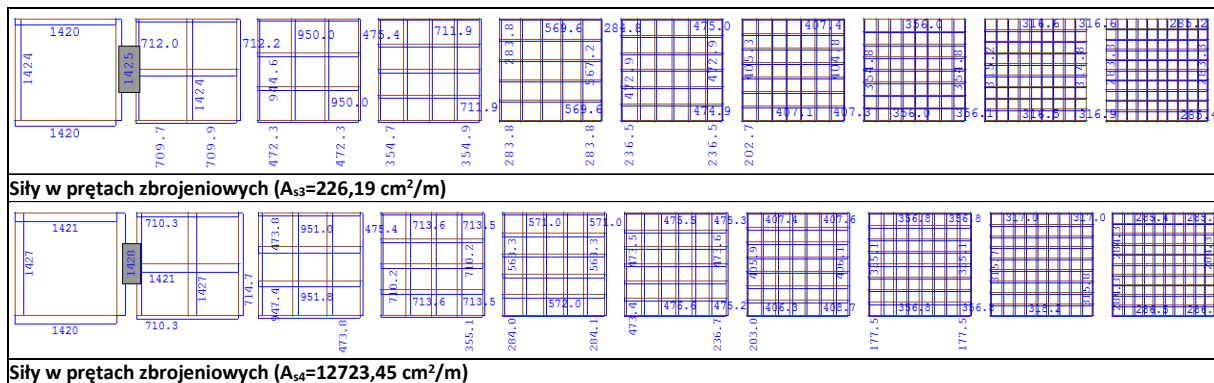
5.1.17 Wyniki – siły w prętach zbrojowych



Siły w prętach zbrojowych ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojowych ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)



5.1.18 Wnioski

Zastosowanie zbrojenia ortogonalnego znacząco zwiększyło nośność elementu ścinanego. **Wykształcił się model ST z rozciąganiem zbrojeniem i ściskaniem krzywulcem betonowym.**

6 ELEMENTY ZBROJONE NA KIERUNKU PODŁUŻNYM (PUSH)

6.1 Zbrojenie równoległe do obciążenia (ściskanie)

6.1.1 Cel

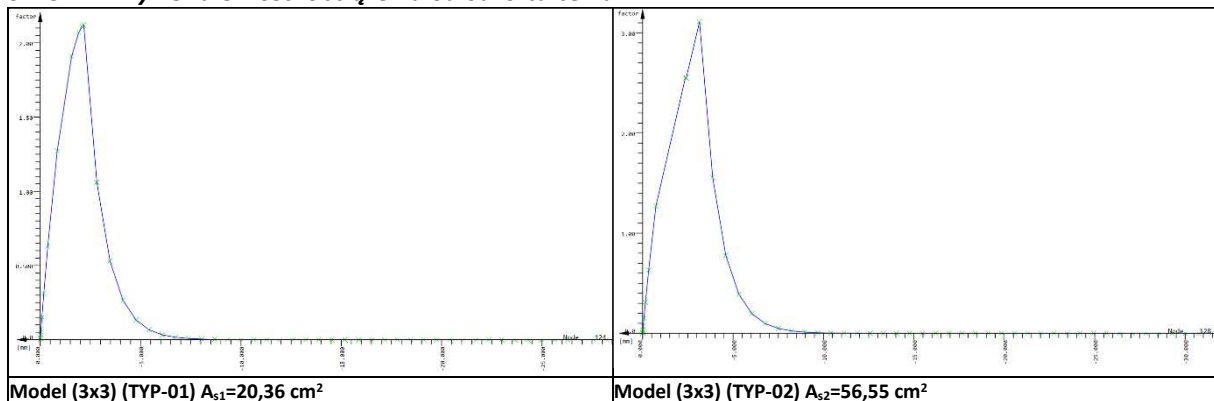
Sprawdzenie czy wprowadzenie zbrojenia równoległego do kierunku działania obciążenia ściskającego spowoduje wzrost wytrzymałości elementu i zmianę przebiegu krzywej równowagi.

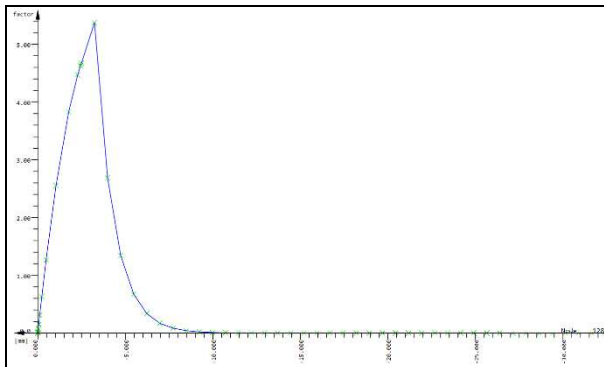
6.1.2 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Analizę wykonano w oparciu o moduł **PUSH**.
- Przyjęto schemat podparcia jak dla **Modelu nr 1**
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia ściskające tylko na jednym kierunku (**typ 1**) o wartości **-4000 kN/m**.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL (zielona)**.
- Płyta o grubości **0,20 m** z betonu **C30/37**.
- Rozważa się 4 różne pola zbrojenia poprzecznego w celu analizy jego wpływu na nośność betonu.
 - **$A_{s1} 18 \times \#12=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **$A_{s2} 18 \times \#20=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #20 co 125 mm),
 - **$A_{s3} 18 \times \#40=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #40 co 125 mm),
 - **$A_{s4} 18 \times \#300=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #300 co 125 mm).
- Założono zbrojenie jedynie na kierunku równoległym do kierunku obciążenia.
- Sumaryczna ilość w każdej płycie niezależnie od liczby podziałów jest stała.

6.1.3 Krzywe zależności obciążenia od odkształcenia



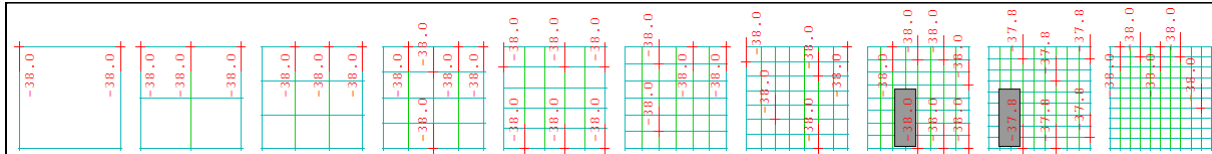


Brak wyników

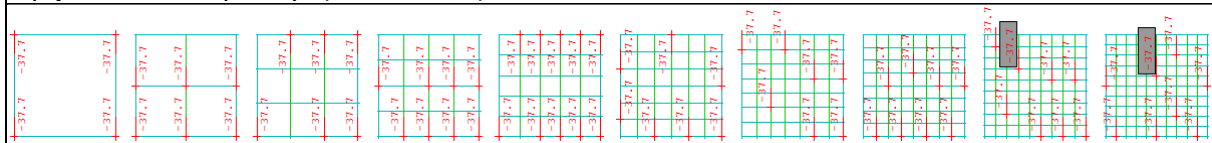
Model (3x3) (TYP-03) $A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2$

Model (3x3) (TYP-04) $A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2$

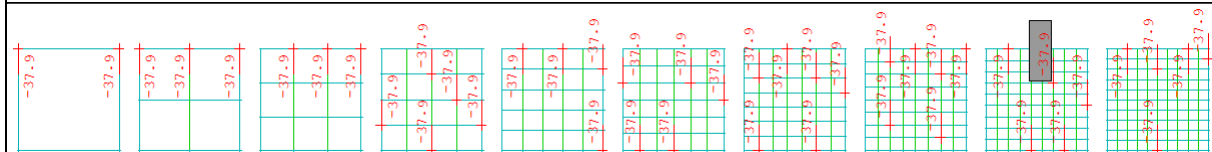
6.1.4 Wyniki – naprężenia na kierunku pionowym



Naprężenia na kierunku pionowym ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Naprężenia na kierunku pionowym ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)

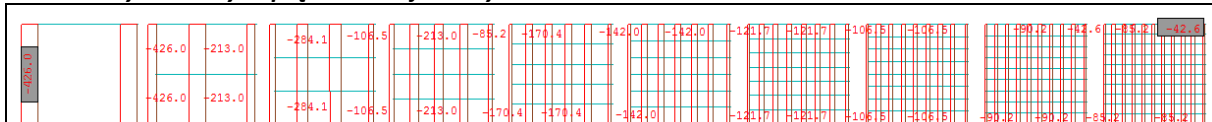


Naprężenia na kierunku pionowym ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

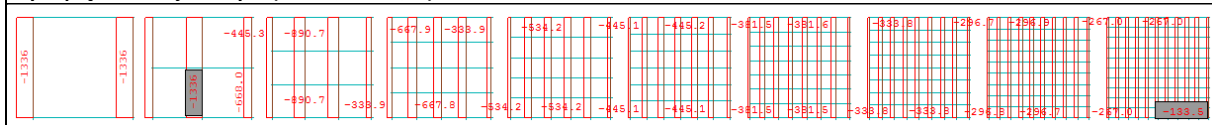
Brak wyników

Naprężenia na kierunku pionowym ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

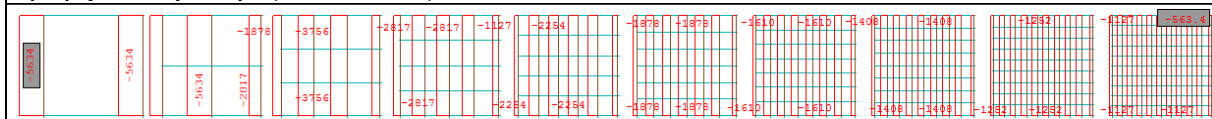
6.1.5 Wyniki – siły w prętach zbrojeniowych



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s1}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s2}=56,55 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s3}=226,19 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Brak wyników

Siły w prętach zbrojeniowych ($A_{s4}=12723,45 \text{ cm}^2/\text{m}$)

6.1.6 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała brak wpływu zbrojenia podłużnego na graniczne naprężenia ściskające osiągnane w betonie.

7 PODSUMOWANIE ANALIZ

7.1.1 *Ogólne wnioski*

- Program SOFISTIK pozwala na stosowanie różnych krzywych materiałowych betonu w analizach nieliniowych, które znajdują odzwierciedlenie w wartościach granicznych naprężeń w materiale.
- Liczba i podział elementów nie wpływają na graniczne naprężenia uzyskiwane w betonie.
- Stosunek długości boków elementów skończonych również nie wpływa na wartości naprężeń granicznych w materiale jednak może powodować problemy z uzyskaniem zbieżności wyników analizy nieliniowej.
- Możliwe jest odwzorowanie w programie SOFISTIK mechanizmu zniszczenia betonu odpowiadającego próbie wytrzymałości betonu na ściskanie.
- Ograniczenie naprężeń na kierunku poprzecznym do działania obciążenia ściskającego prowadzi do uzyskania wyższych wartości naprężeń niszczących.
- Wpływ dwukierunkowego stanu naprężenia w betonie jest odwzorowywany przez program. Uzyskany wykres w strefie ściskanej odpowiada teoretycznym modelem betonu.
- Wpływ rzeczywistych stopni zbrojenia prostopadłego do kierunku obciążenia na graniczne naprężenia w betonie zarówno ściskające jak i rozciągające można pominąć.
- Moduł ULTI pozwala na zwiększanie obciążeni po zarysowaniu betonu jeżeli zostało zastosowane odpowiednie zbrojenie aż do jego uplastycznienia.
- Dwukierunkowe ma znaczący wpływ na zachowanie się elementów ścinanych. Możliwe jest wyodrębnienie ściskanego krzyżulca betonowego.
- Analiza PUSH w przeciwieństwie do ULTI pozwala na kontynuowanie analizy nawet w przypadku gdy wartość obciążenia spada w kolejnych krokach przyrostu odkształceń. Jednak z uwagi na problemy z uzyskaniem zbieżności wyników w dalszych analizach stosowana jest analiza ULTI.

ZAŁĄCZNIK NR 2

ZMODYFIKOWANA ANALIZA MECHANIZMÓW ZNISZCZENIA TARCZY OBCIĄŻONEJ KRAWĘDZIOWO ZE ZBROJENIEM W POSTACI FIZYCZNYCH PRĘTÓW (TRUSS) I BEMESS

Spis treści

| | | |
|-----|---|---|
| 1 | Ogólne założenia..... | 2 |
| 1.1 | Motywacja do prowadzonych testów..... | 2 |
| 1.2 | Założenia globalne dotyczące testów | 2 |
| 2 | JEDNOKIERUNKOWE ROZCIĄGANIE..... | 2 |
| 2.1 | Schemat statyczny | 2 |
| 2.2 | Cel | 2 |
| 3 | CZYSTE ŚCINANIE | 4 |
| 3.1 | Schemat statyczny | 4 |
| 3.2 | Cel | 4 |
| 4 | ŚCINANIE ZE ŚCISKANIEM | 9 |
| 4.1 | Schemat statyczny | 9 |
| 4.2 | Cel | 9 |

1 Ogólne założenia

1.1 Motywacja do prowadzonych testów

W toku analiz zachowania tarczy pod działaniem różnych schematów obciążenia zauważono, że model z fizyczną reprezentacją prętów poprzez elementy TRUSS oraz modele BEMESS ulegają zniszczeniu pod działaniem takiej samej wartości obciążenia jednak charakteryzują się różną sztywnością. W celu potwierdzenia wcześniej zaobserwowanych wyników zdecydowano się na powtórna analizę z dostosowanym schematem podparcia.

Wcześniejsze analizy wykazały, że zarówno dla modelu BEMESS jak i TRUSS można wyróżnić mechanizmy zniszczenia tarczy ścinanej w postaci:

- zniszczenia kruchego elementu bezpośrednio po zarysowaniu z uwagi na zbyt małą ilość zbrojenia,
- zniszczenia krzyżulca betonowego,
- zniszczenia uplastycznionego zbrojenia na ścinanie.

W związku z potwierdzeniem uzyskanych mechanizmów zniszczenia w dalszych analizach bierze się pod uwagę jedynie modele uwzględniające uplastycznienie zbrojenia bez sztucznego wymuszenia uplastycznienia krzyżulca betonowego.

Zgodnie z przewidywaniami krytyczny mechanizm zniszczenia jest zależny od układu naprężeń stycznych i normalnych przyłożonych na krawędzi elementu.

1.2 Założenia globalne dotyczące testów

1.2.1 Globalne założenia

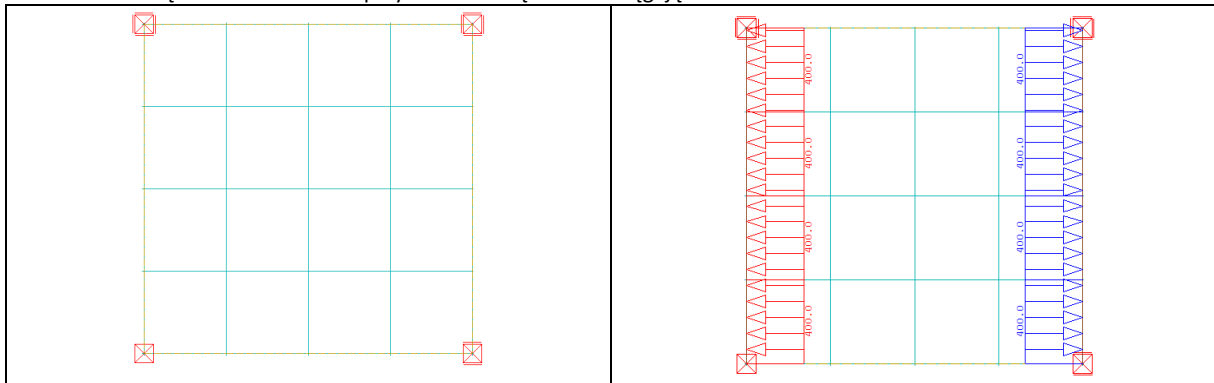
- Przyjęto klasę betonu **C30/37**.
- Płyta ma grubość **0,20 m**.
- Do weryfikacji mechanizmów zniszczenia użyto modułu **ULTI**.
- W analizie przyjęto krzywą zniszczenia odpowiadającą wartościom średnim (**SL**).
- Współczynnik f_{ult} oznacza mnożnik obciążenia podstawowego powodującego zniszczenie konstrukcji.
- W przypadku analizy porównawczej modli BEMESS i TRUSS ilości zbrojenia przyjęto analogicznie w obu modelach z uwzględnieniem liczby podziałów i elementów skrajnych.
- Założono ortogonalne symetryczne zbrojenie na kierunkach x i y.
- Na wykresach odkształceń przedstawiono zależność przemieszczenia narożnych punktów modeli od współczynnika obciążenia w analizie ULTI.

2 Jednokierunkowe rozciąganie

2.1 Schemat statyczny

Do analiz rozciąganej tarczy przyjęto statycznie wyznaczalny schemat statyczny. Założono blokadę przesuwu w kierunkach x i y w skrajnym dolnym węźle oraz blokadę na kierunku y w dolnym prawym węźle modelu. Wszystkie narożne węzły zostały podparte na kierunku z.

Do krawędzi modelu zostało przyłożone obciążenie rozciągające na kierunku x.



2.2 Cel

Sprawdzenie porównawcze schematu zniszczenia oraz odkształceń rozciąganej tarczy dla modeli TRUSS i BEMESS.

2.2.1 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

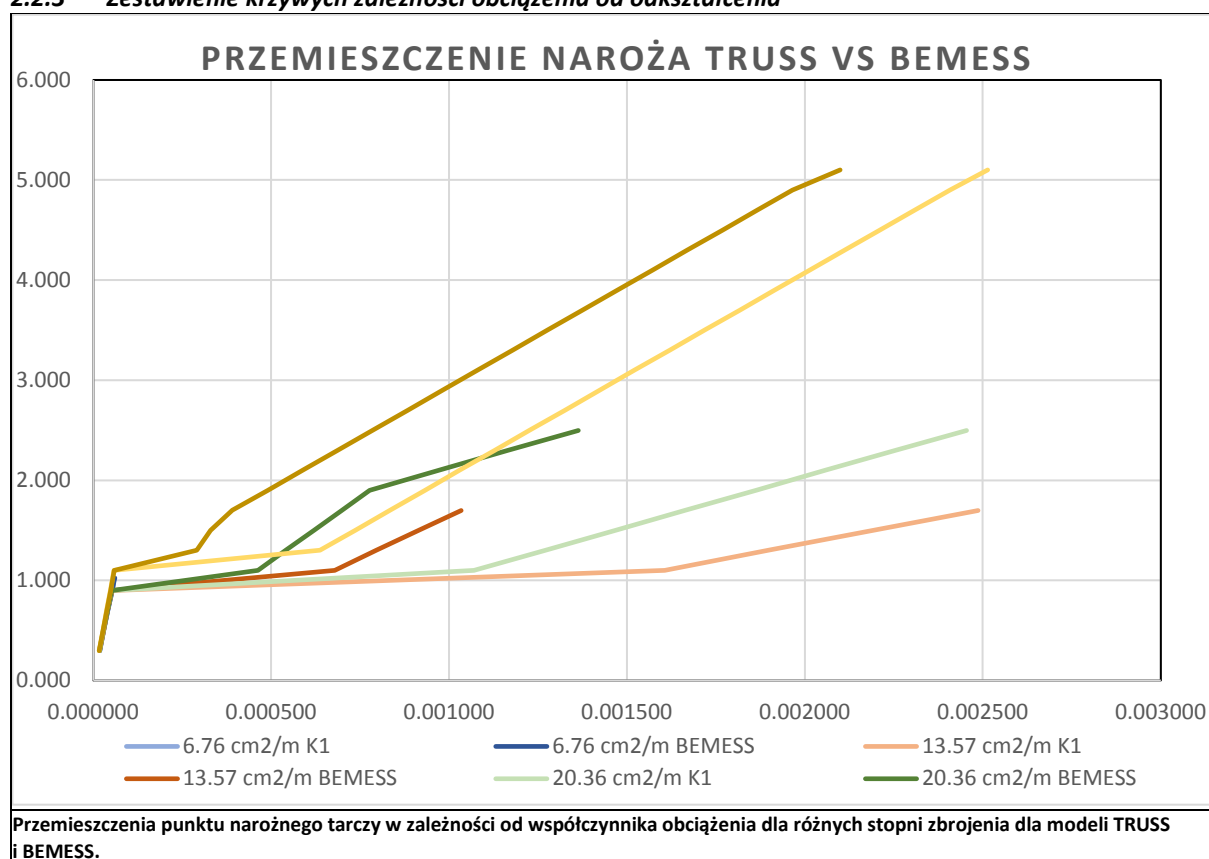
- Przeprowadzono analizy z uwzględnieniem parametru analizy **NONL** oraz **TH3**. Dla obu typów analizy uzyskane wyniki są tożsame.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL, KMOD K1** co oznacza możliwość uplastycznienia betonu i stali.
- W celu weryfikacji uzyskanych wyników sprawdzano układy z siatką **4x4** oraz **8x8**, żeby wykluczyć wpływ liczby podziałów na uzyskane wyniki.
- Zastosowano 4 stopnie zbrojenia:

- $A_{s1} 6 \times \#12 = 6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 375 mm),
- $A_{s2} 12 \times \#12 = 13,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 187,5 mm),
- $A_{s3} 18 \times \#12 = 20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
- $A_{s4} 36 \times \#12 = 40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 62,5 mm).
- Do konstrukcji przykładła się obciążenia rozciągające o wartości zwiększanej aż do zniszczenia elementu.
- Wyjściową wartość obciążenia rozciągającego przyjęto równą 400 kN/m .

2.2.2 Wartości współczynnika obciążenia niszczonego

| | K1 | | BEMESS | | Δ | |
|----------|------|------|--------|------|----------|-------|
| | 4x4 | 8x8 | 4x4 | 8x8 | 4x4 | 8x8 |
| A_{s1} | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 0.00% | 0.00% |
| A_{s2} | 1.70 | 1.70 | 1.70 | 1.70 | 0.00% | 0.00% |
| A_{s3} | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 0.00% | 0.00% |
| A_{s4} | 5.10 | 5.10 | 5.10 | 5.10 | 0.00% | 0.00% |

2.2.3 Zestawienie krzywych zależności obciążenia od odkształcenia



2.2.4 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała, że obciążenie niszczące rozciąganej tarczy dla modeli BEMESS i TRUSS jest jednakowe.

Potwierdzono różną sztywność modeli BEMESS i TRUSS co wynika najprawdopodobniej z uwzględnienia efektu tetnsion stiffening w modelu BEMESS. Zauważalne jest również zmniejszenie wyżej wspomnianego efektu wraz ze wzrostem ilości zbrojenia.

Potwierdzony został również mechanizm zniszczenia wynikający ze zbyt małej ilości zbrojenia i kruche zniszczenie elementu bezpośrednio po zarysowaniu w obu modelach.

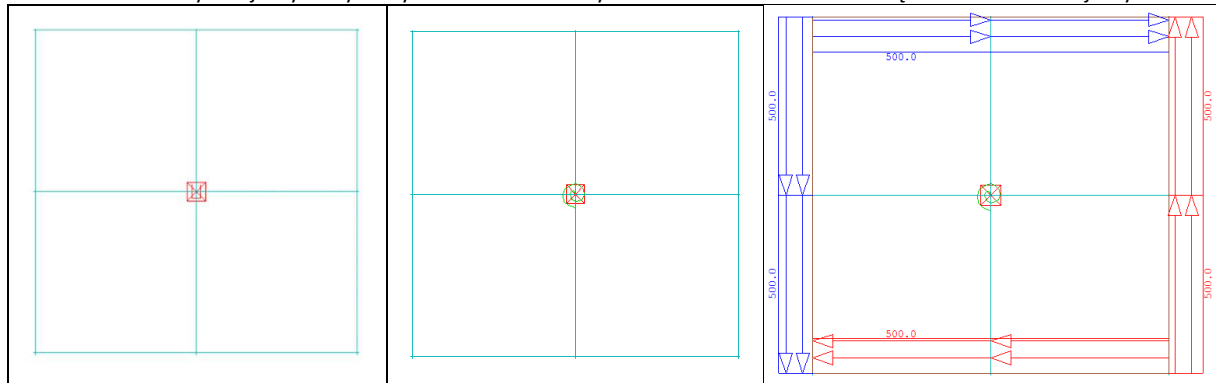
Niezależnie od liczby podziałów uzyskano zbieżne wyniki analizy.

3 Czyste ścinanie

3.1 Schemat statyczny

W celu zapewnienia swobody odkształceń elementu ścinanego do analiz ścinanej tarczy przyjęto statycznie wyznaczalny schemat podparcia z zamocowaniem w środku tarczy.

W celu weryfikacji uzyskanych wyników założono sztywne zamocowanie lub blokadę obrotu o znikomej sztywności.



3.2 Cel

Sprawdzenie porównawcze schematu zniszczenia oraz odkształceń tarczy pod działaniem czystego ścinania dla modeli TRUSS i BEMESS.

3.2.1 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Przeprowadzono analizy z uwzględnieniem parametru analizy **NONL** (zastosowanie analizy **TH3** nie wpływa na wyniki).
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL, KMOD K1** co oznacza możliwość uplastycznienia betonu i stali.
- W celu weryfikacji uzyskanych wyników sprawdzano układy z siatką **2x2** oraz **16x16**, żeby wykluczyć wpływ liczby podziałów na uzyskane wyniki.
- Zastosowano 4 stopnie zbrojenia:
 - **A_{s1} 6 x #12=6,76 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 375 mm),
 - **A_{s2} 12 x #12=13,57 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 187,5 mm),
 - **A_{s3} 18 x #12=20,36 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
 - **A_{s4} 36 x #12=40,72 cm²/m** (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 62,5 mm).
- Do konstrukcji przykładu się obciążenia **styczne do krawędzi** o wartości zwiększanej aż do zniszczenia elementu.
- Wyjściową wartość obciążenia **stycznego** przyjęto równą **500 kN/m**.

3.2.2 Wartości współczynnika obciążenia niszczącej

3.2.2.1 Sztywna blokada obrotu:

| | K1 | | BEMESS | | Δ | |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 |
| A _{s1} | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.00% | 0.00% |
| A _{s2} | 1.41 | 1.41 | 1.41 | 1.41 | 0.00% | 0.00% |
| A _{s3} | 2.07 | 2.07 | 2.07 | 2.10 | 0.00% | 1.70% |
| A _{s4} | 4.13 | 4.13 | 4.22 | 4.22 | 2.29% | 2.29% |

3.2.2.2 Sprężysta blokada obrotu:

| | | K1 | | BEMESS | | Δ | |
|-----------------|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|
| | | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 |
| A _{s1} | 6.76 cm ² /m | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.00% | 0.00% |
| A _{s2} | 13.57 cm ² /m | 1.38 | 1.38 | 1.37 | 1.37 | -0.88% | -0.88% |
| A _{s3} | 20.36 cm ² /m | 2.07 | 2.07 | 2.06 | 2.06 | -0.78% | -0.78% |
| A _{s4} | 40.72 cm ² /m | 4.10 | 4.15 | 4.18 | 4.18 | 2.03% | 0.69% |

3.2.2.3

3.2.2.4 TRUSS

| | | STIFF | | SPRING | | Δ | |
|-----------------|--------------------------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|
| | | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 |
| A _{s1} | 6.76 cm ² /m | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.33% | 0.33% |
| A _{s2} | 13.57 cm ² /m | 1.41 | 1.41 | 1.38 | 1.38 | -1.60% | -1.60% |
| A _{s3} | 20.36 cm ² /m | 2.07 | 2.07 | 2.07 | 2.07 | 0.14% | 0.14% |
| A _{s4} | 40.72 cm ² /m | 4.13 | 4.13 | 4.10 | 4.15 | -0.64% | 0.68% |

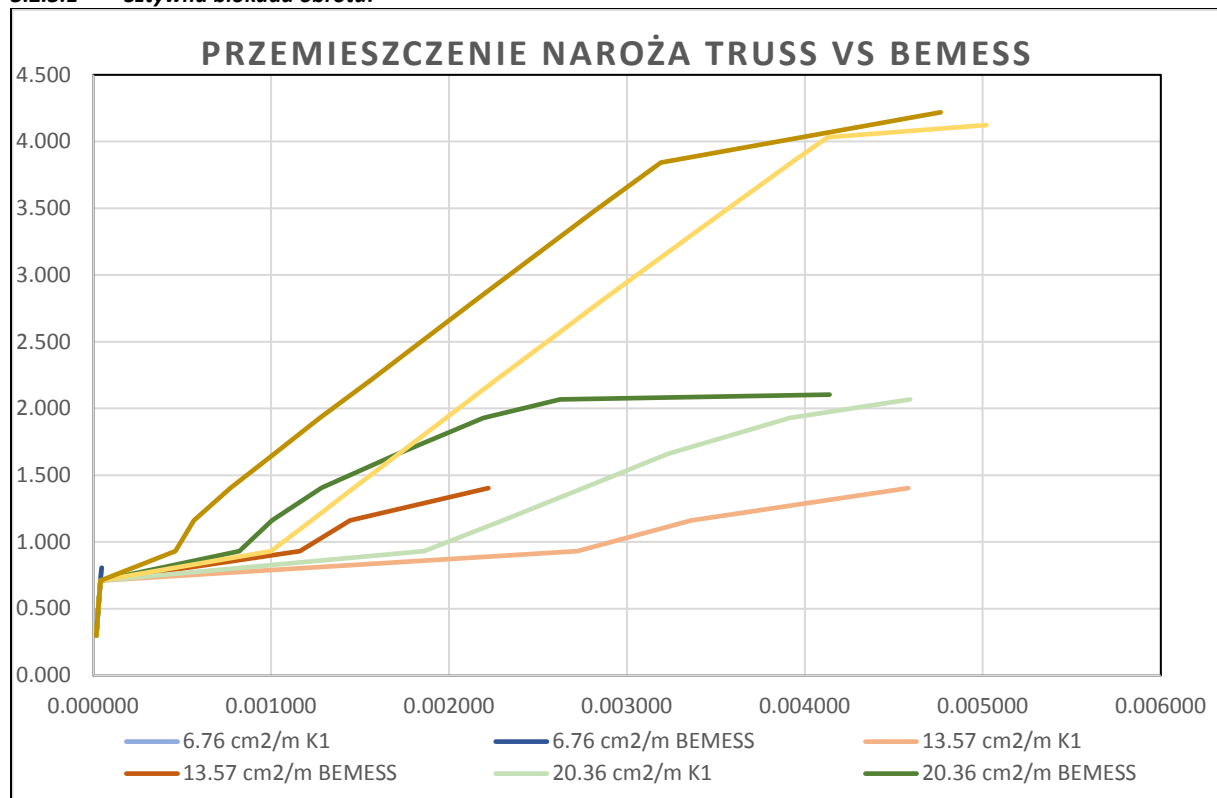
3.2.2.5 BEMESS

| | | STIFF | | SPRING | | Δ | |
|-----------------|--------------------------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|
| | | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 |
| A _{s1} | 6.76 cm ² /m | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.33% | 0.33% |
| A _{s2} | 13.57 cm ² /m | 1.41 | 1.41 | 1.37 | 1.37 | -2.46% | -2.46% |
| A _{s3} | 20.36 cm ² /m | 2.07 | 2.10 | 2.06 | 2.06 | -0.64% | -2.30% |
| A _{s4} | 40.72 cm ² /m | 4.22 | 4.22 | 4.18 | 4.18 | -0.89% | -0.89% |

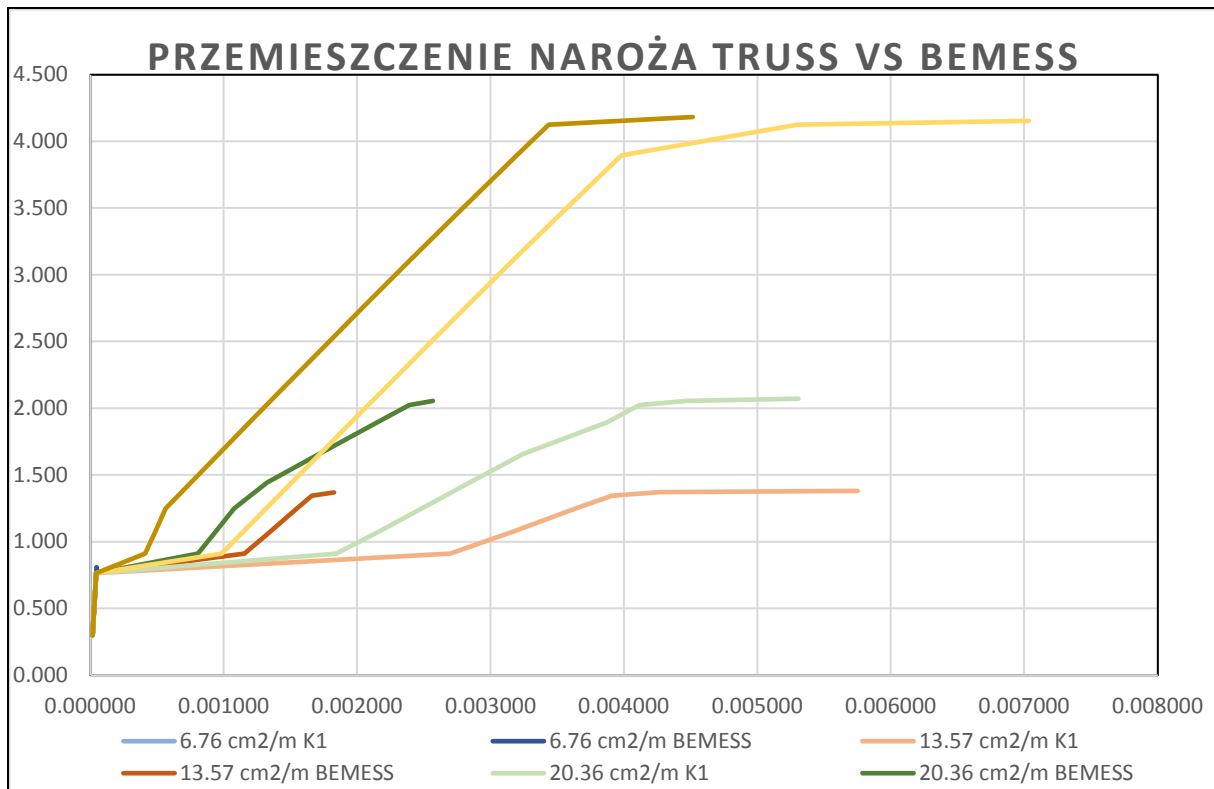
3.2.3 Zestawienie krzywych zależności obciążenia od odkształcenia

Na wykresach poniżej przedstawiono przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS.

3.2.3.1 Sztywna blokada obrotu:

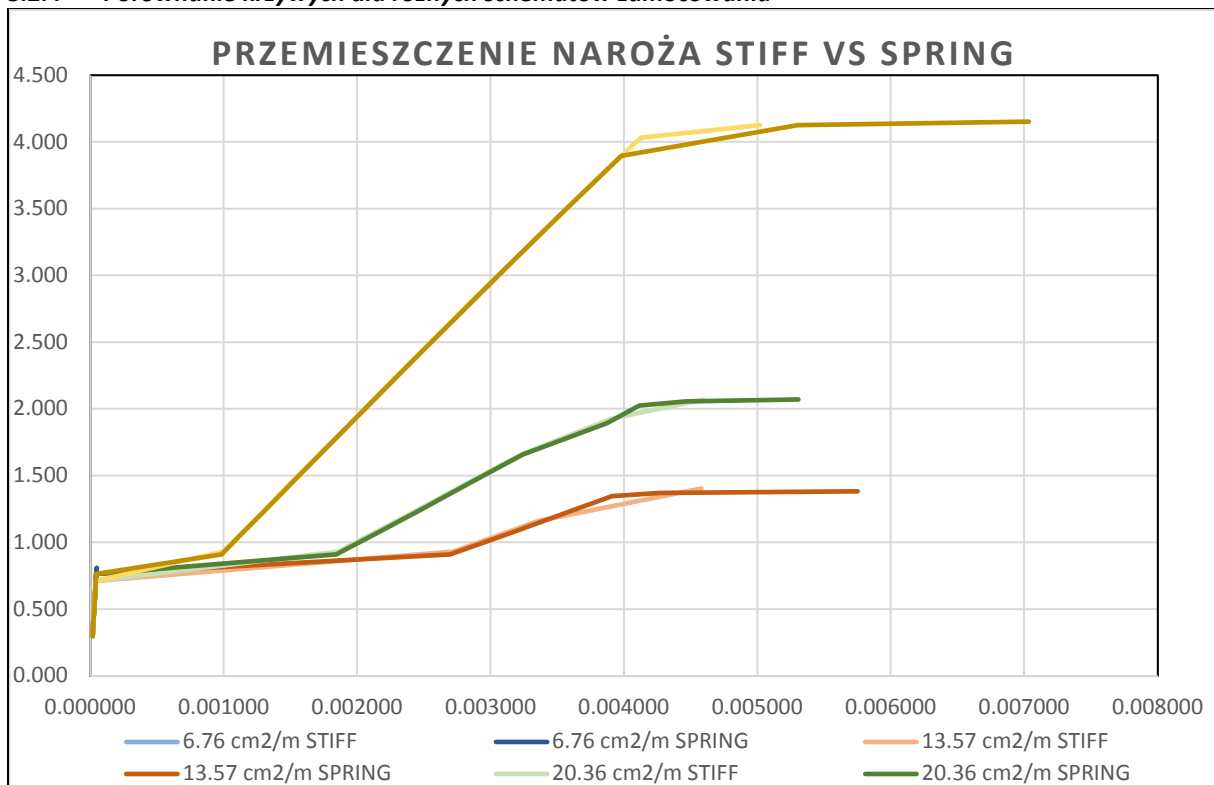


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla sztywnej blokadzie obrotu

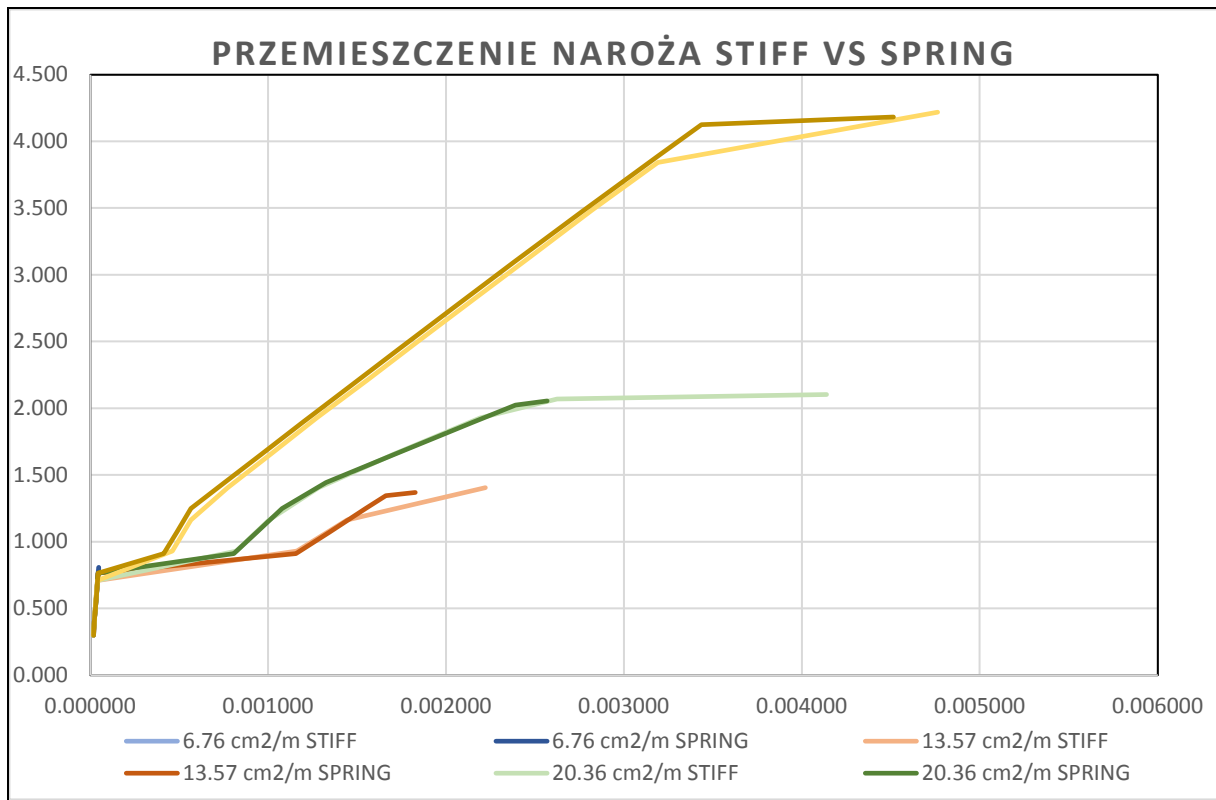


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla sprężystej blokady obrotu

3.2.4 Porównanie krzywych dla różnych schematów zamocowania

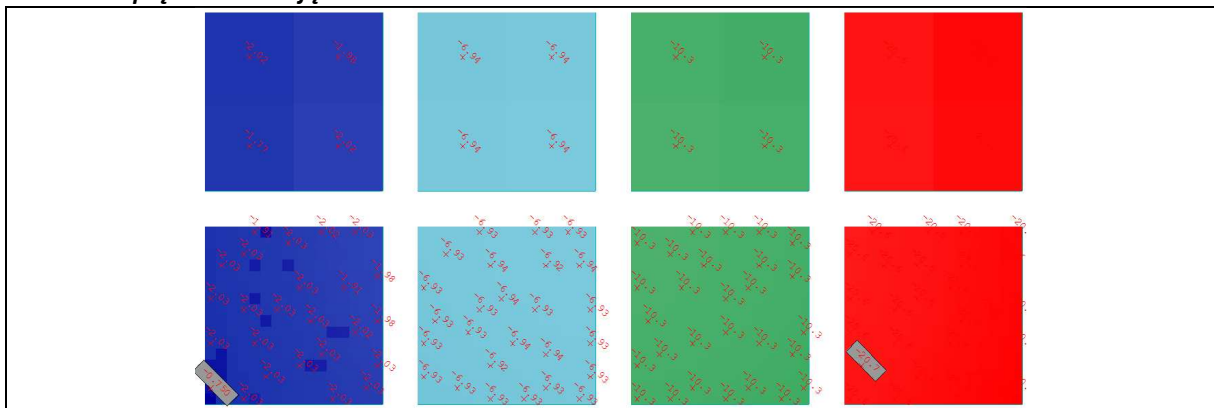


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS ze sztywnym i sprężystym zamocowaniem

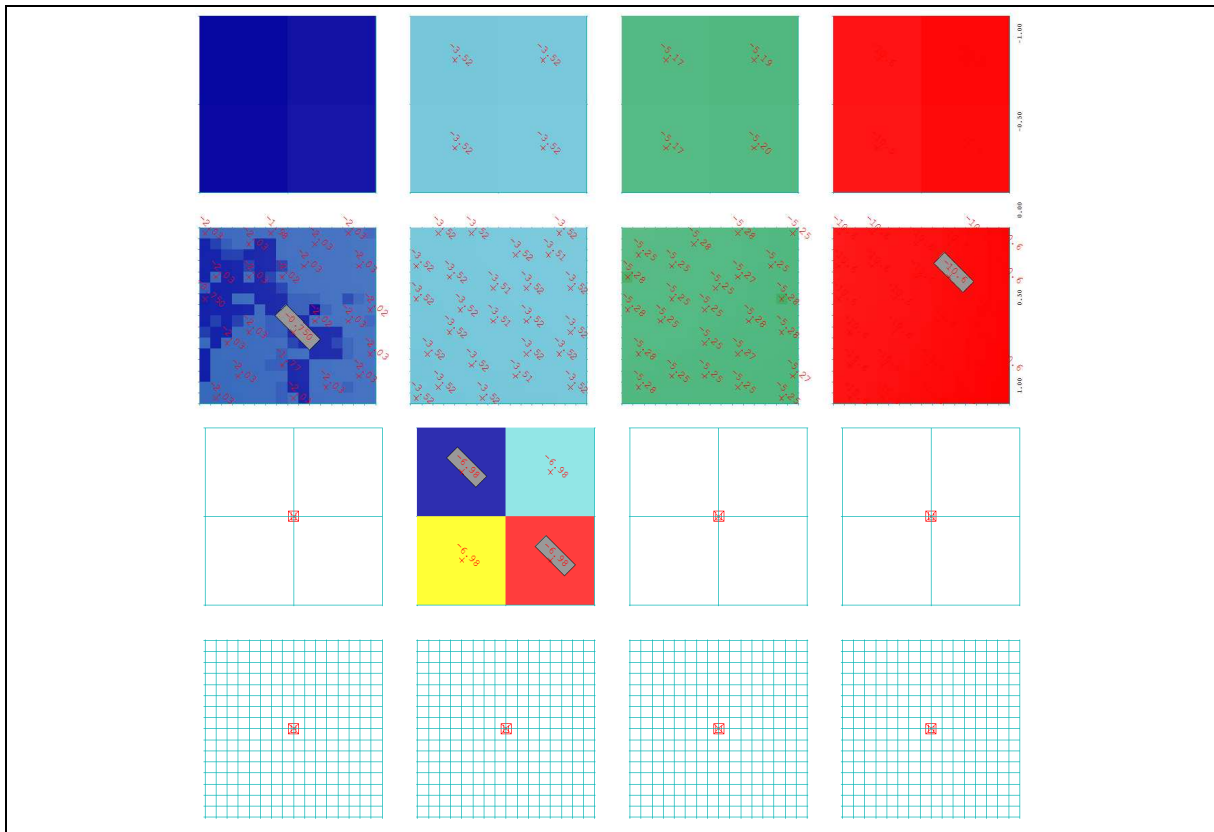


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli BEMESS ze sztywnym i sprężystym zamocowaniem

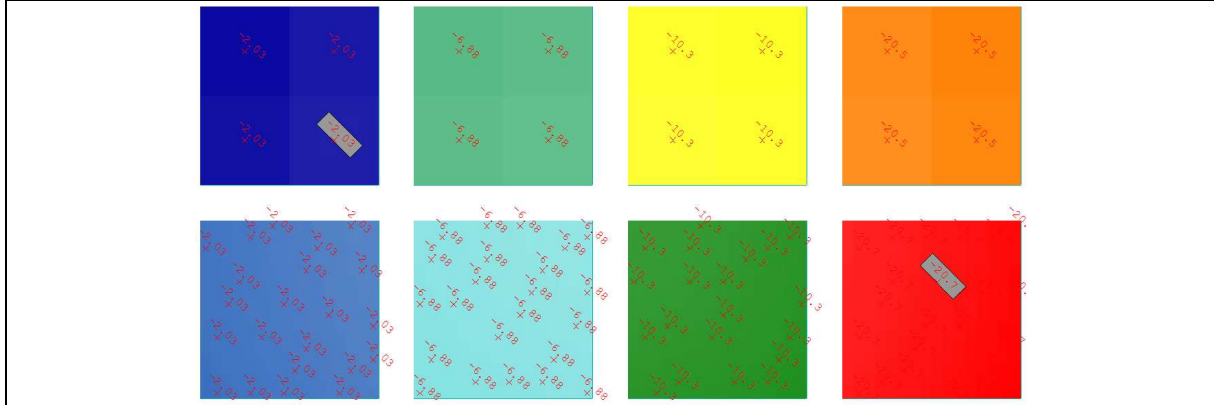
3.2.5 Naprężenia ściskające w betonie



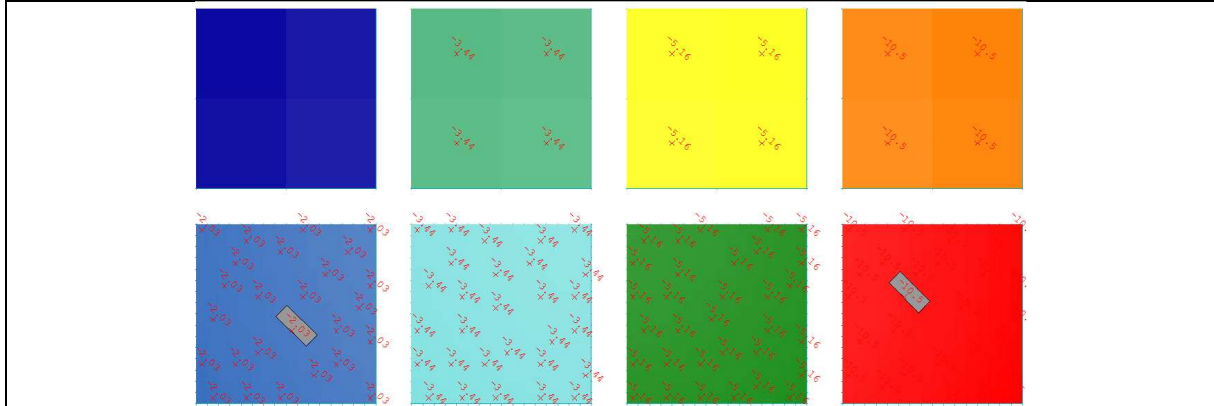
Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli TRUSS

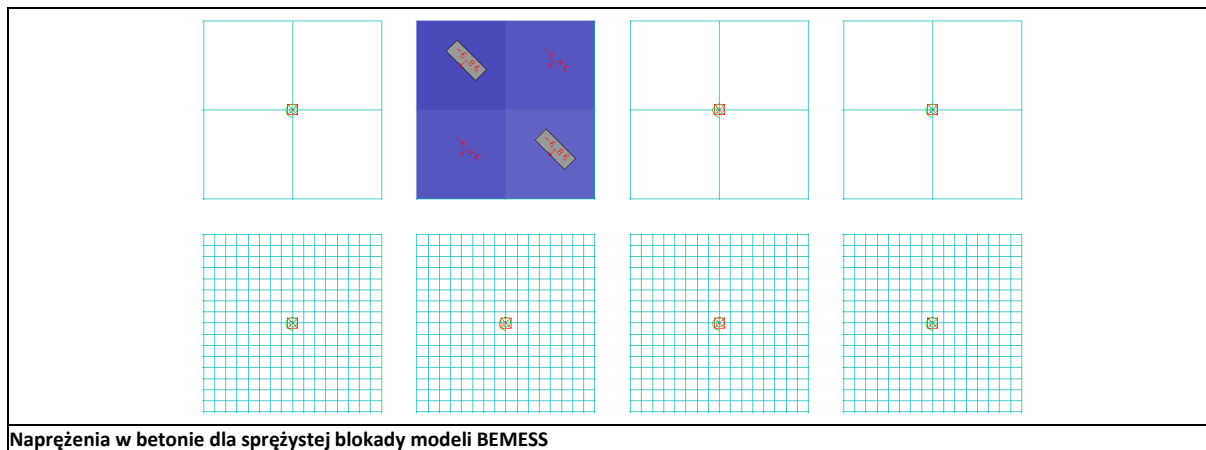


Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli BEMSS



Naprężenia w betonie dla sprężystej blokady modeli TRUSS





Naprężenia w betonie dla sprężystej blokady modeli BEMESS

3.2.6 Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała, że obciążenie niszczące ścinanej tarczy dla modeli BEMESS i TRUSS są niemal identyczne. Można przypuszczać, że zaobserwowane różnice wynikają z tolerancji analizy nieliniowej.

Podobnie kształtują się różnice pomiędzy sztywną blokadą a zamocowaniem sprężystym w środku tarczy. Biorąc pod uwagę równoważący się układ zewnętrznego obciążenia jest to w pełni uzasadnione.

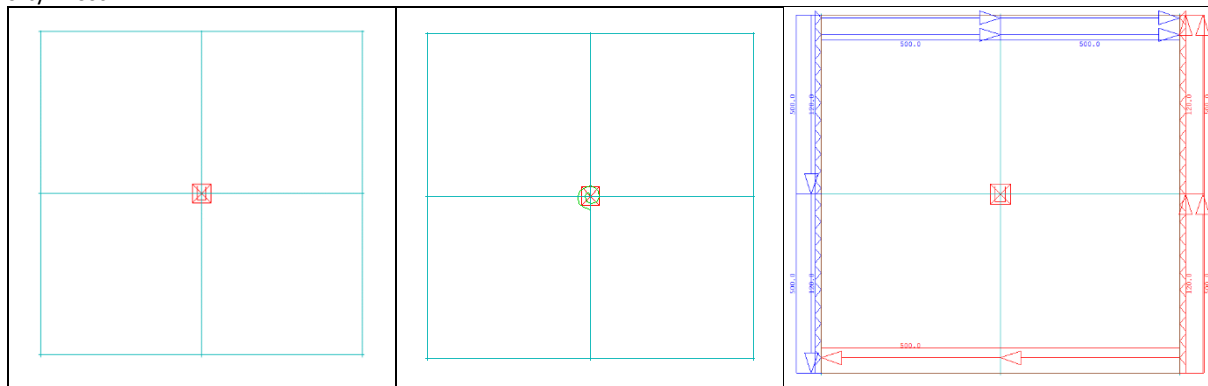
Oprócz tego potwierdzono, wcześniej zauważony problem z wyświetlaniem wartości naprężeń w betonie z modułu BEMESS z w przypadku uzyskania obwiedni w module MAXIMA. Wartości z poszczególnych przypadków nieliniowych nie budzą zastrzeżeń.

4 Ścinanie ze ściskaniem

4.1 Schemat statyczny

W celu zapewnienia swobody odkształceń elementu ścinanego i ściskanego do analiz przyjęto statycznie wyznaczalny schemat podparcia z zamocowaniem w środku tarczy.

Jak wcześniej celu weryfikacji uzyskanych wyników założono sztywne zamocowanie lub blokadę obrotu o znikomej sztywności.



4.2 Cel

Sprawdzenie porównawcze schematu zniszczenia oraz odkształceń tarczy pod działaniem ścinania ze ściskaniem dla modeli TRUSS i BEMESS.

4.2.1 Założenia

Analizę przeprowadzono z uwzględnieniem następujących założeń:

- Przeprowadzono analizy z uwzględnieniem parametru analizy **NONL**. Zastosowanie analizy TH3 prowadzi do nadmiernych odkształceń z uwagi na nie zrównoważony moment powstający w wyniku przemieszczenia obciążenia.
- Przyjęto krzywą typu odpowiadającą parametrowi **NSTR KSV SL, KMOD K1** co oznacza możliwość uplastycznienia betonu i stali.
- W celu weryfikacji uzyskanych wyników sprawdzano układy z siatką **2x2** oraz **16x16**, żeby wykluczyć wpływ liczby podziałów na uzyskane wyniki.
- Zastosowano 4 stopnie zbrojenia:

- $A_{s1} \ 6 \times \#12 = 6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 375 mm),
- $A_{s2} \ 12 \times \#12 = 13,53 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 187,5 mm),
- $A_{s3} \ 18 \times \#12 = 20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 125 mm),
- $A_{s4} \ 36 \times \#12 = 40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ (odpowiednik strzemion 2- ciętych #12 co 62,5 mm).
- Do konstrukcji przykłada się obciążenia **styczne do krawędzi oraz obciążenie ściskające o różnych stosunkach**. Obciążenia są zwiększane przez współczynnik obciążenia aż do zniszczenia elementu.
- Wyjściową wartość obciążenia **stycznego** przyjęto równą **500 kN/m**.
- Wyjściową wartość obciążenia **ściskającego** przyjęto w zależności o mnożnika równą
 - **400 kN/m,**
 - **1000 kN/m,**
 - **2000 kN/m,**
 - **6000 kN/m.**

4.2.2 Wartości współczynnika obciążenia niszczonej

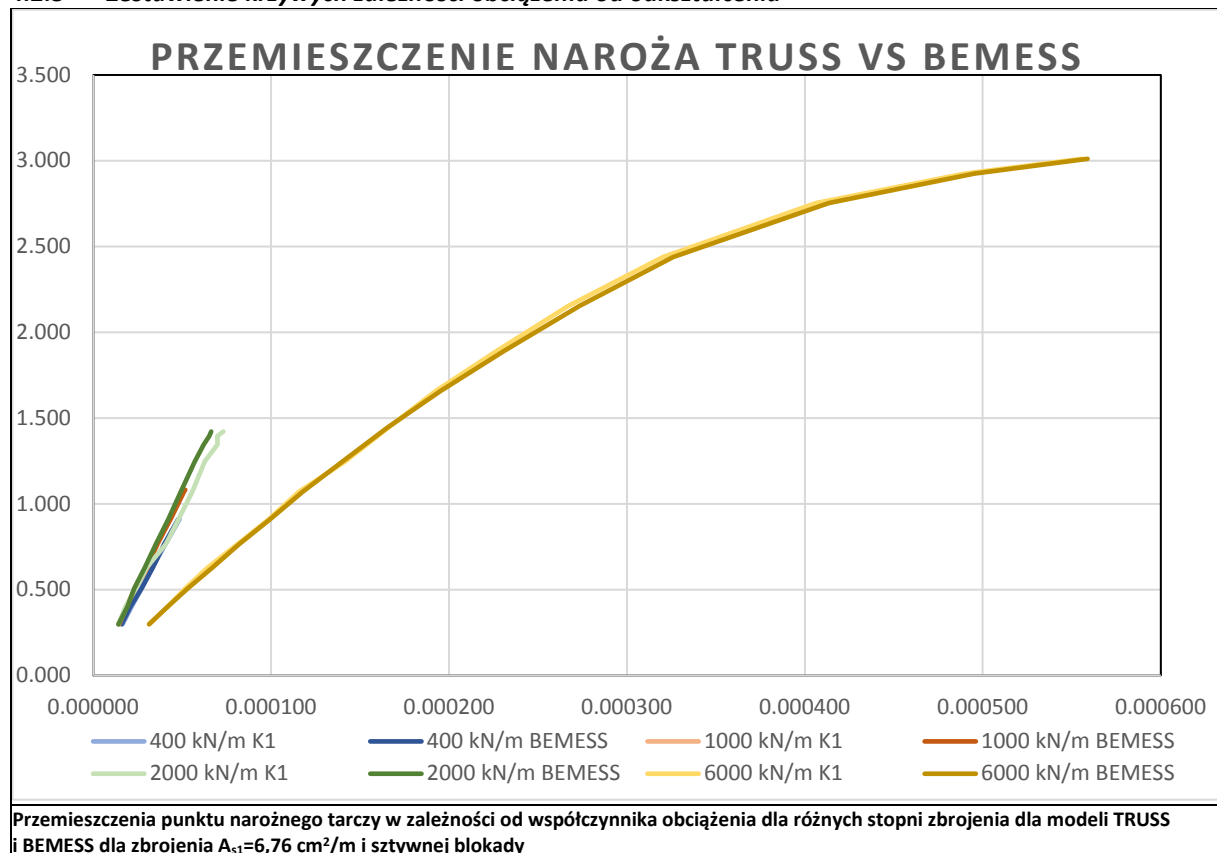
4.2.2.1 Sztywna blokada obrotu:

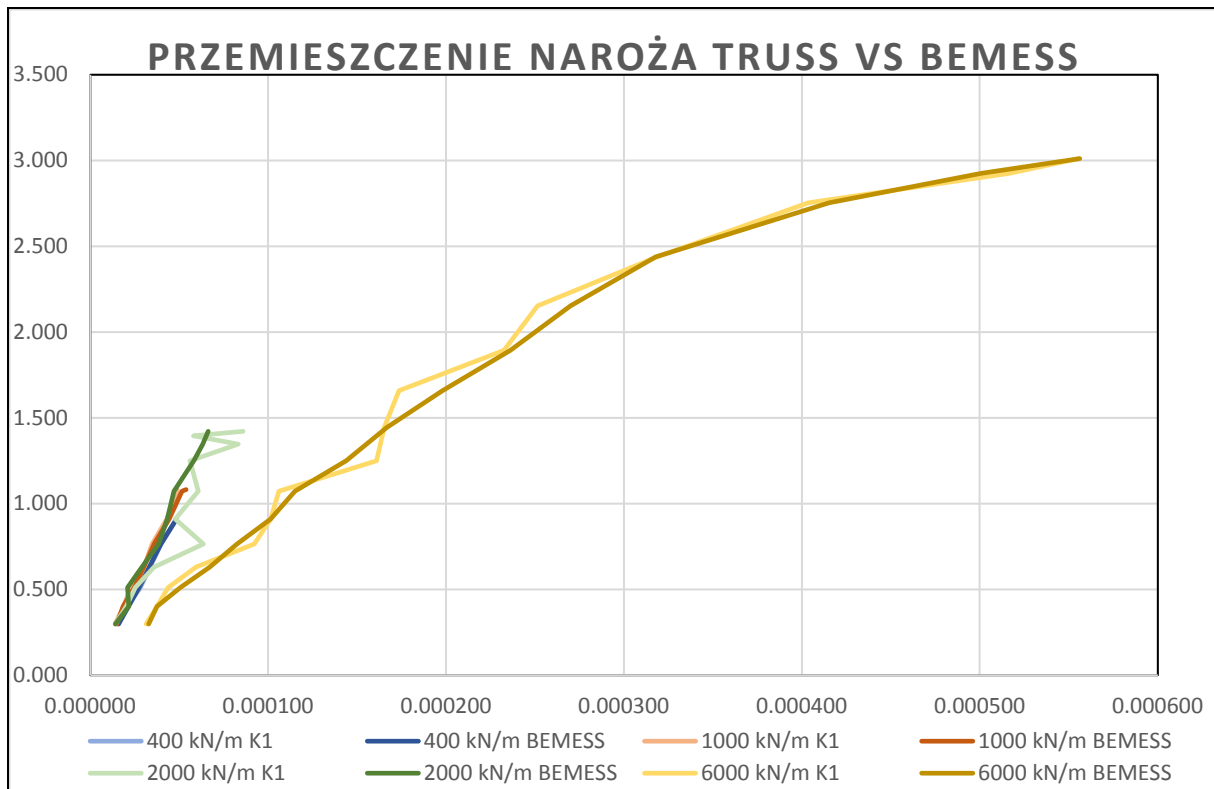
| | | K1 | | BEMESS | | Δ | |
|--------------------------|-----------|------|-------|--------|-------|--------|--------|
| | | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 | 2x2 | 16x16 |
| 6.76 cm ² /m | 400 kN/m | 0.91 | 0.91 | 0.91 | 0.91 | 0.00% | 0.00% |
| | 1000 kN/m | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 0.00% | 0.00% |
| | 2000 kN/m | 1.41 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 0.95% | 0.00% |
| | 6000 kN/m | 3.08 | 3.01 | 3.08 | 3.01 | 0.00% | 0.00% |
| 13.57 cm ² /m | 400 kN/m | 1.55 | 1.55 | 1.61 | 1.67 | 3.85% | 7.92% |
| | 1000 kN/m | 1.62 | 1.62 | 1.83 | 1.86 | 13.32% | 14.86% |
| | 2000 kN/m | 2.01 | 2.01 | 2.32 | 2.39 | 15.54% | 18.81% |
| | 6000 kN/m | 3.14 | 3.14 | 3.14 | 3.14 | 0.00% | 0.00% |
| 20.36 cm ² /m | 400 kN/m | 2.21 | 2.37 | 2.19 | 2.33 | -0.81% | -1.58% |
| | 1000 kN/m | 2.41 | 2.43 | 2.46 | 2.46 | 2.15% | 1.32% |
| | 2000 kN/m | 2.95 | 2.97 | 2.99 | 3.15 | 1.46% | 6.25% |
| | 6000 kN/m | 3.19 | 3.19 | 3.24 | 3.24 | 1.49% | 1.49% |
| 40.72 cm ² /m | 400 kN/m | 4.33 | 4.35 | 4.35 | 4.39 | 0.46% | 0.73% |
| | 1000 kN/m | 4.73 | 4.77 | 4.73 | 4.77 | 0.00% | 0.00% |
| | 2000 kN/m | 5.35 | 5.35 | 5.49 | 5.49 | 2.60% | 2.60% |
| | 6000 kN/m | 3.38 | 3.38 | 3.50 | 3.50 | 3.58% | 3.58% |

4.2.2.2 Sprężysta blokada obrotu:

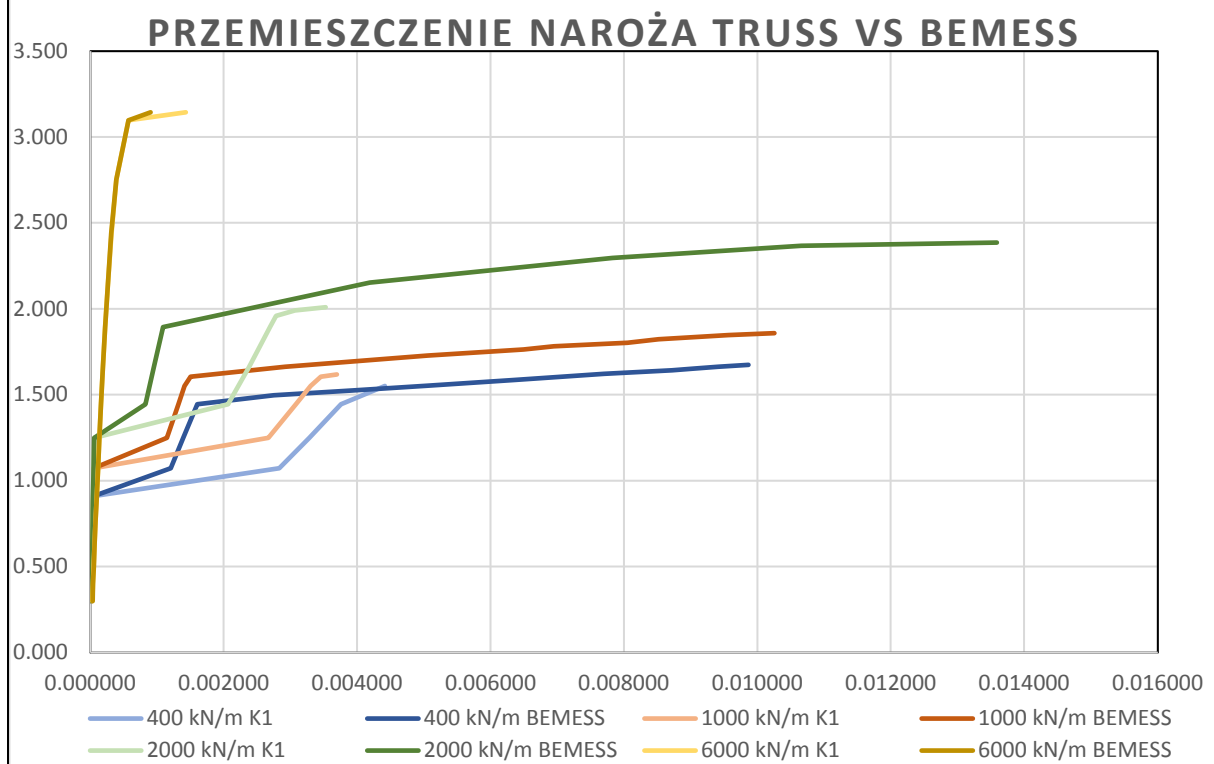
Wartość współczynników są takie same jak w przypadku sztywnej blokady obrotu.

4.2.3 Zestawienie krzywych zależności obciążenia od odkształcenia

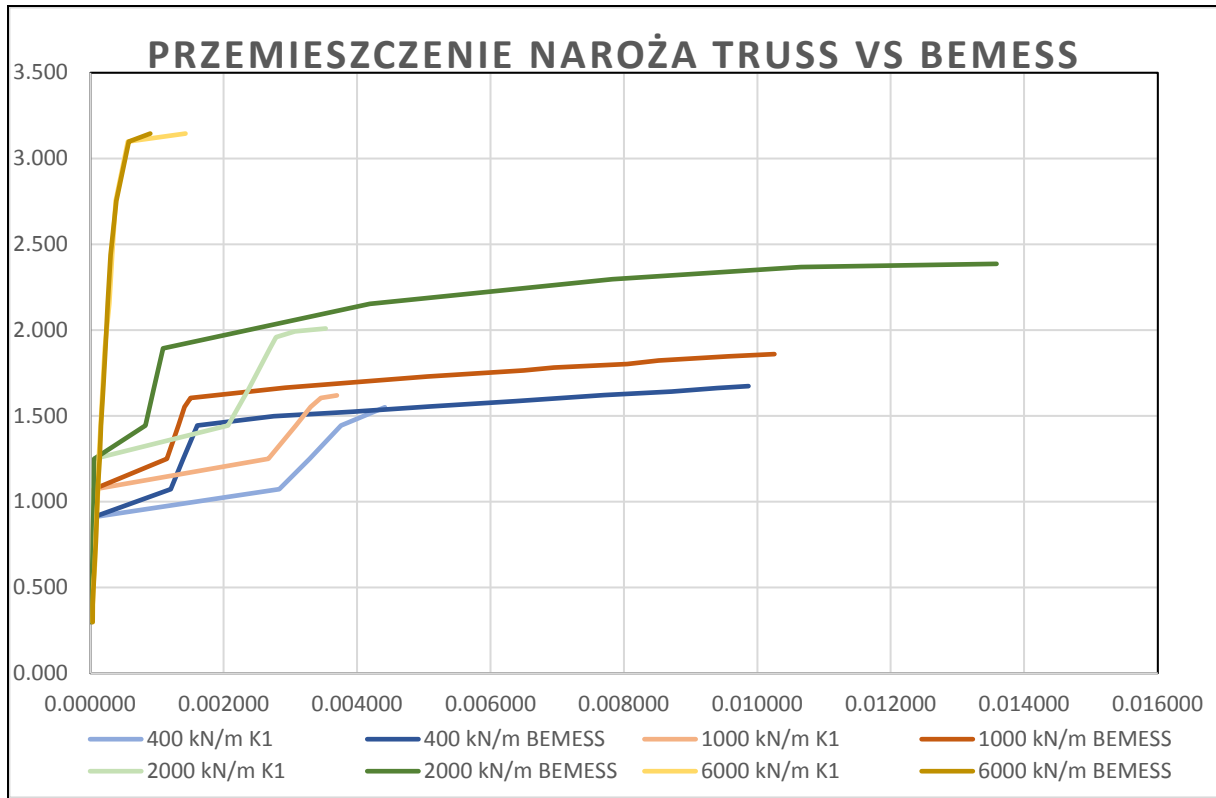




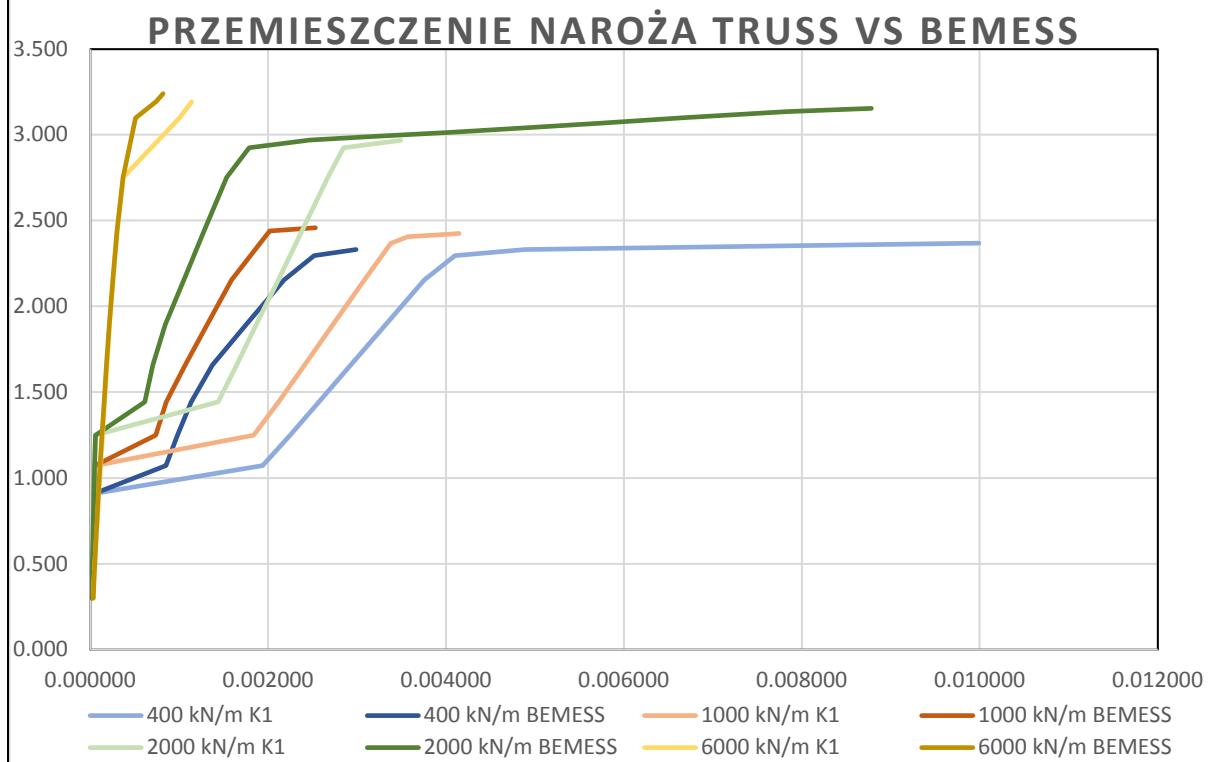
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s1}=6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sprężystej blokady



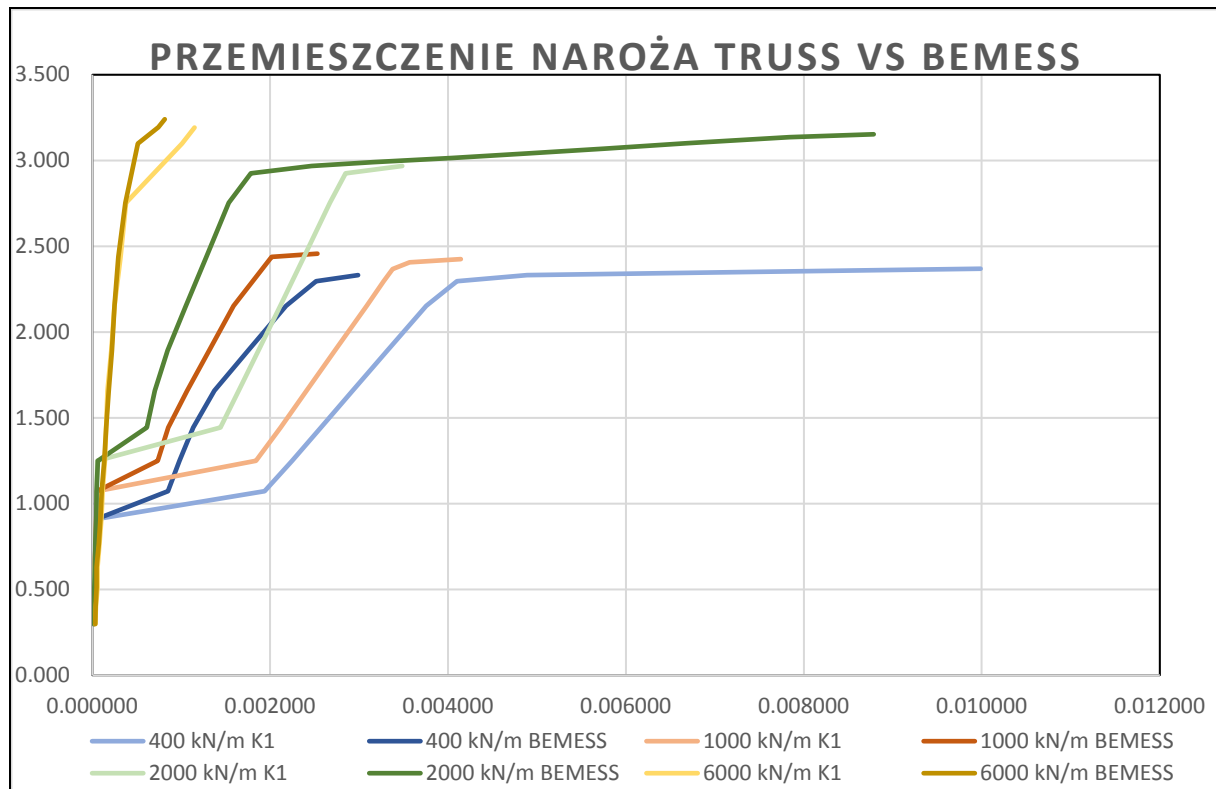
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s2}=13,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sztywnej blokady



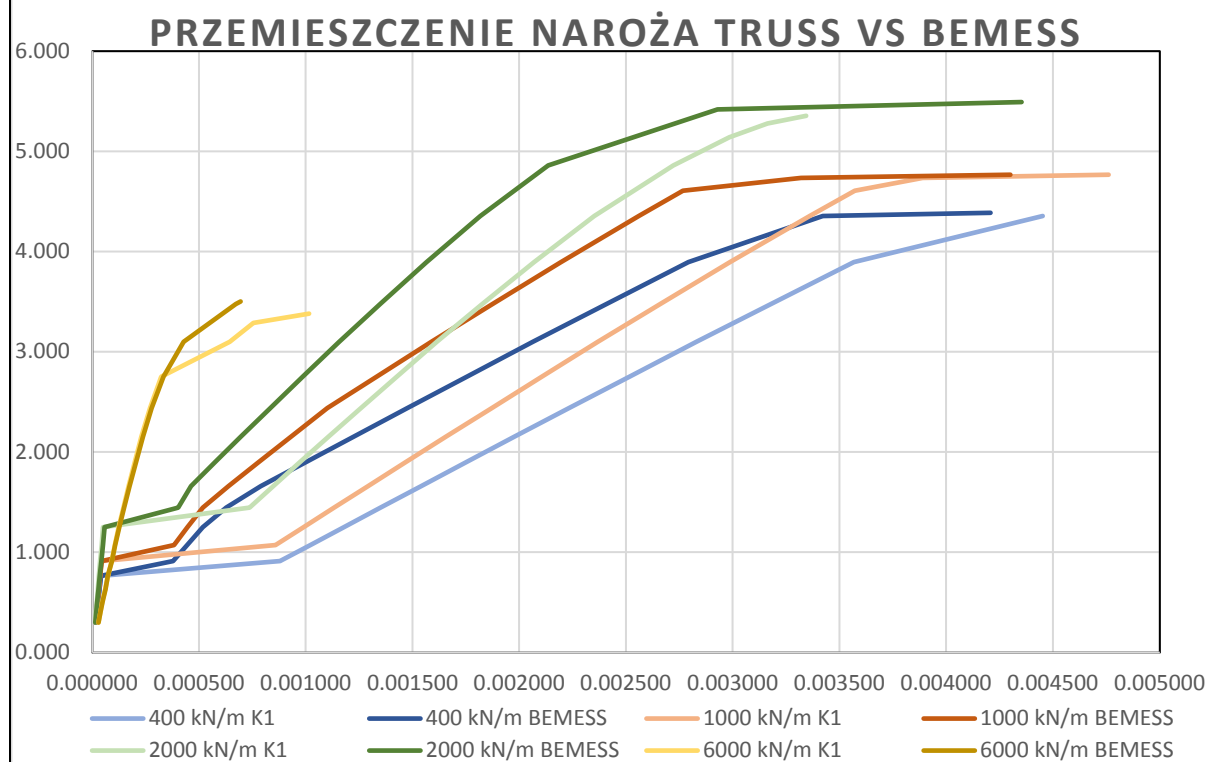
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s2}=13,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sprężystej blokady



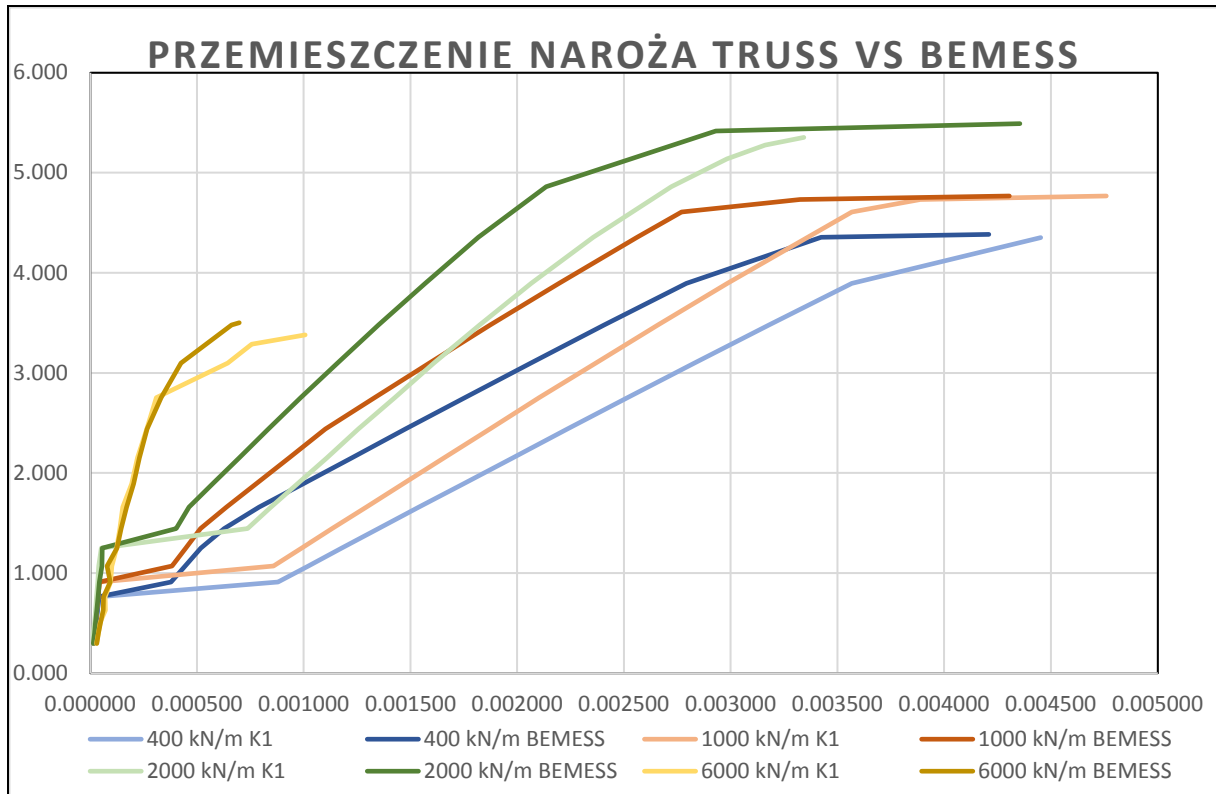
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s3}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sztywnej blokady



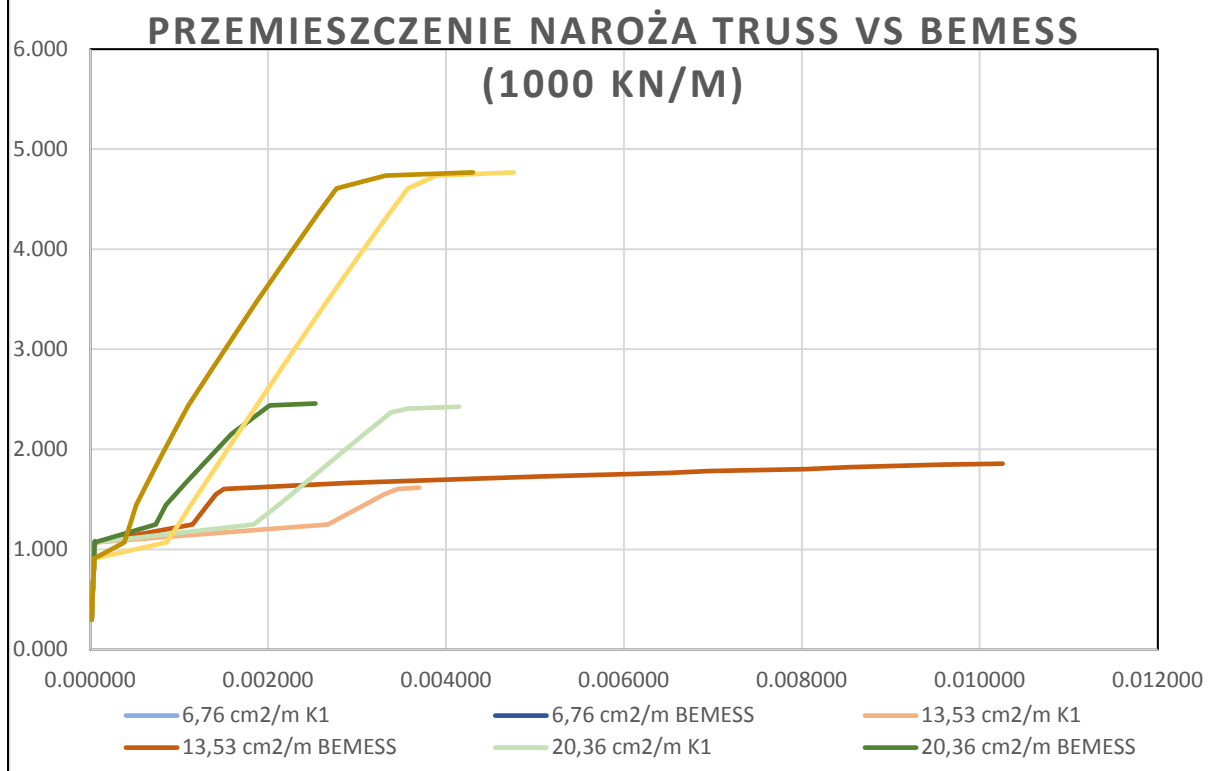
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s3}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sprężystej blokady



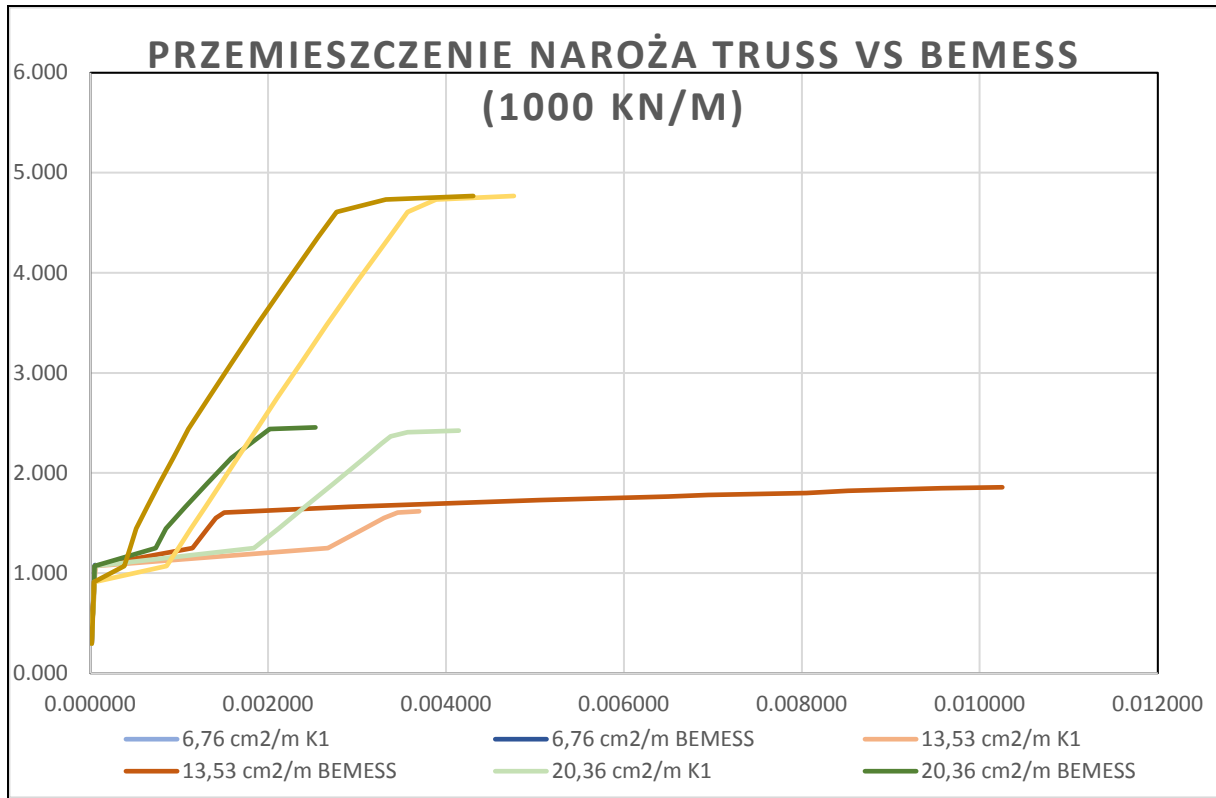
Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sztywnej blokady



Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności od współczynnika obciążenia dla różnych stopni zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sprężystej blokady

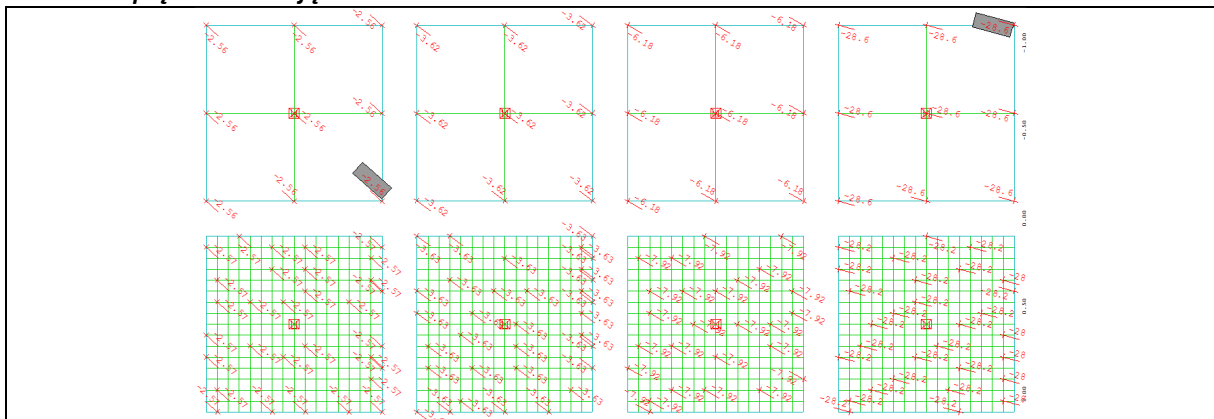


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności stopnia zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s1}-A_{s4}=6,76-40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sztywnej blokady przy obciążeniu równym 1000 kN/m

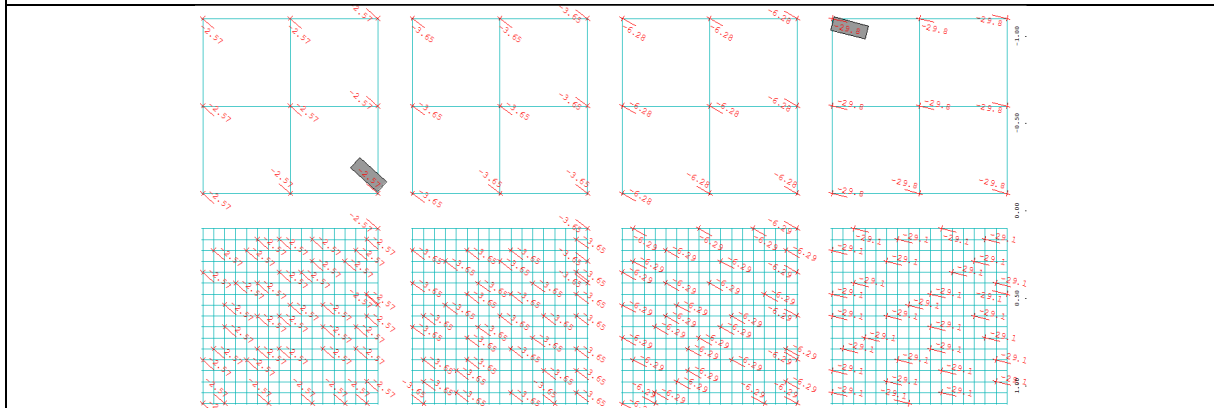


Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności stopnia zbrojenia dla modeli TRUSS i BEMESS dla zbrojenia $A_{s1}-A_{s4}=6,76-40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sprężystej blokady przy obciążeniu równym 1000 kN/m

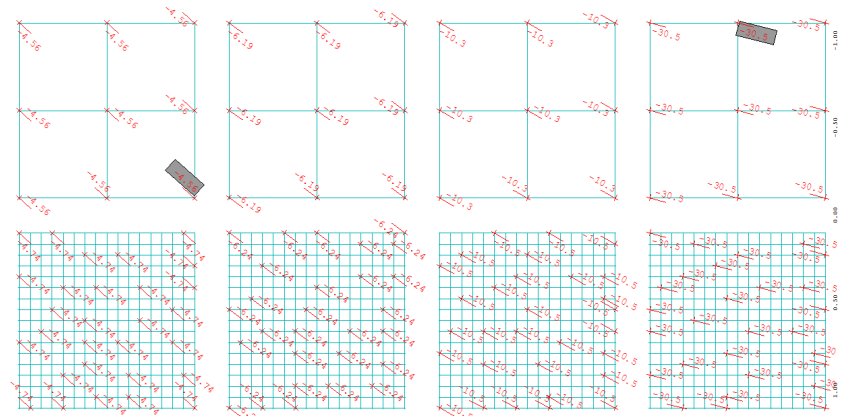
4.2.4 Naprężenia ściskające w betonie



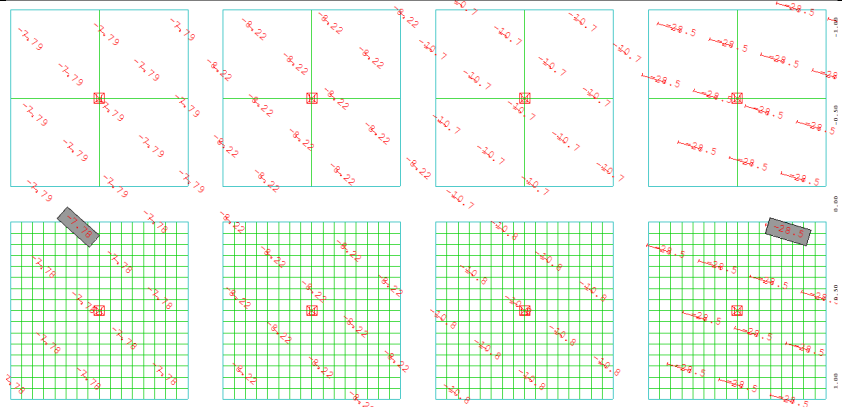
Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli TRUSS i zbrojenia $A_{s1}=6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$



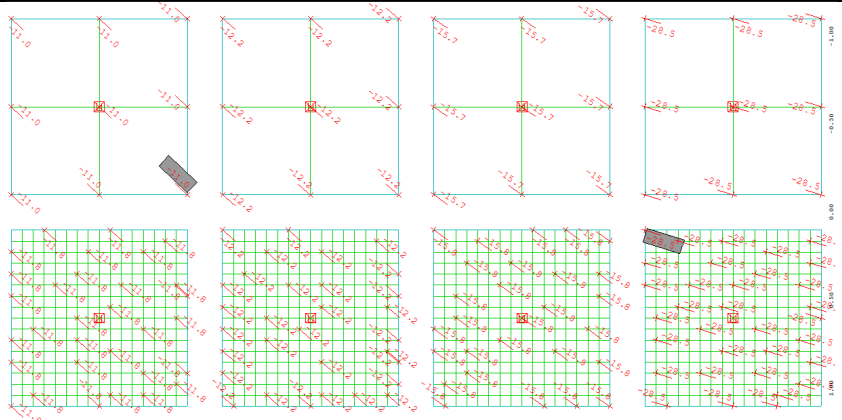
Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli BEMESS i zbrojenia $A_{s1}=6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$



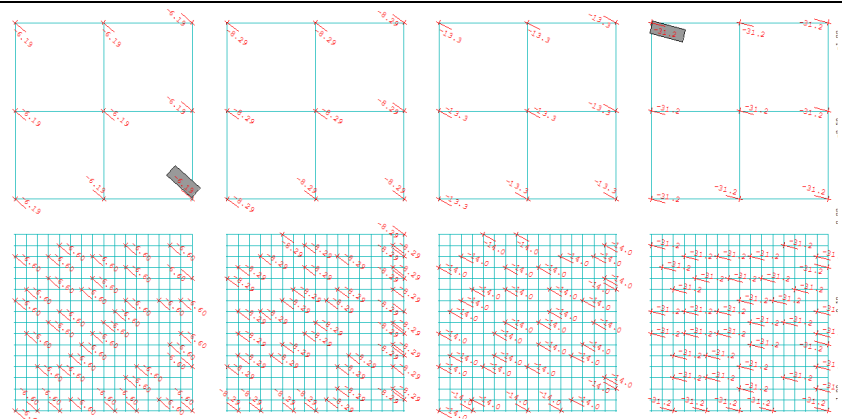
Napężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli TRUSS i zbrojenia $A_{s2} = 13,53 \text{ cm}^2/\text{m}$



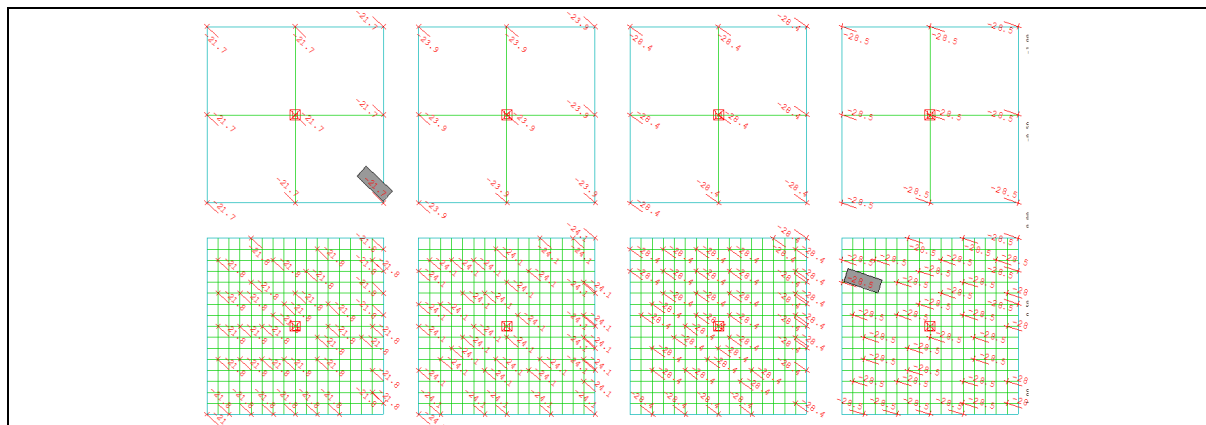
Napężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli BEMESS i zbrojenia $A_{s2} = 13,53 \text{ cm}^2/\text{m}$



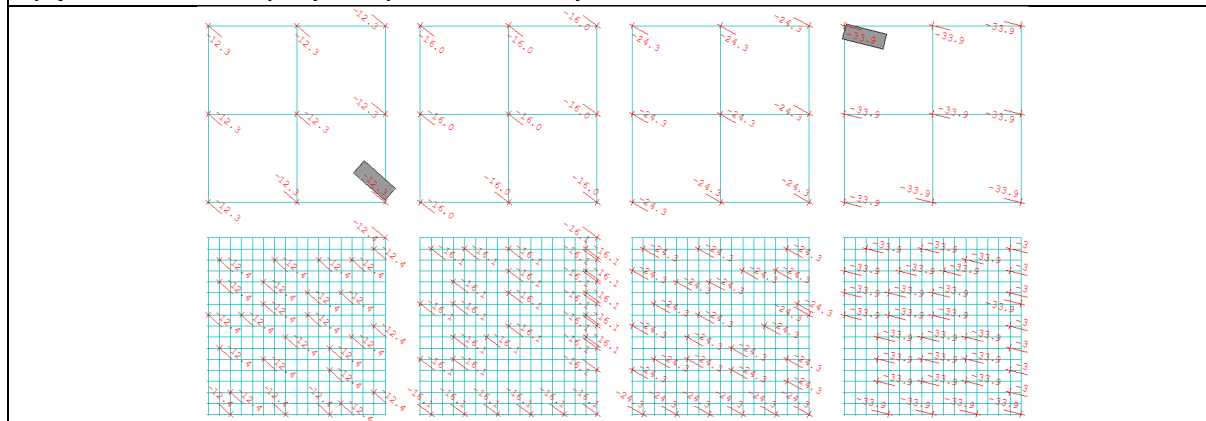
Napężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli TRUSS i zbrojenia $A_{s3} = 20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$



Napężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli BEMESS i zbrojenia $A_{s3} = 20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$



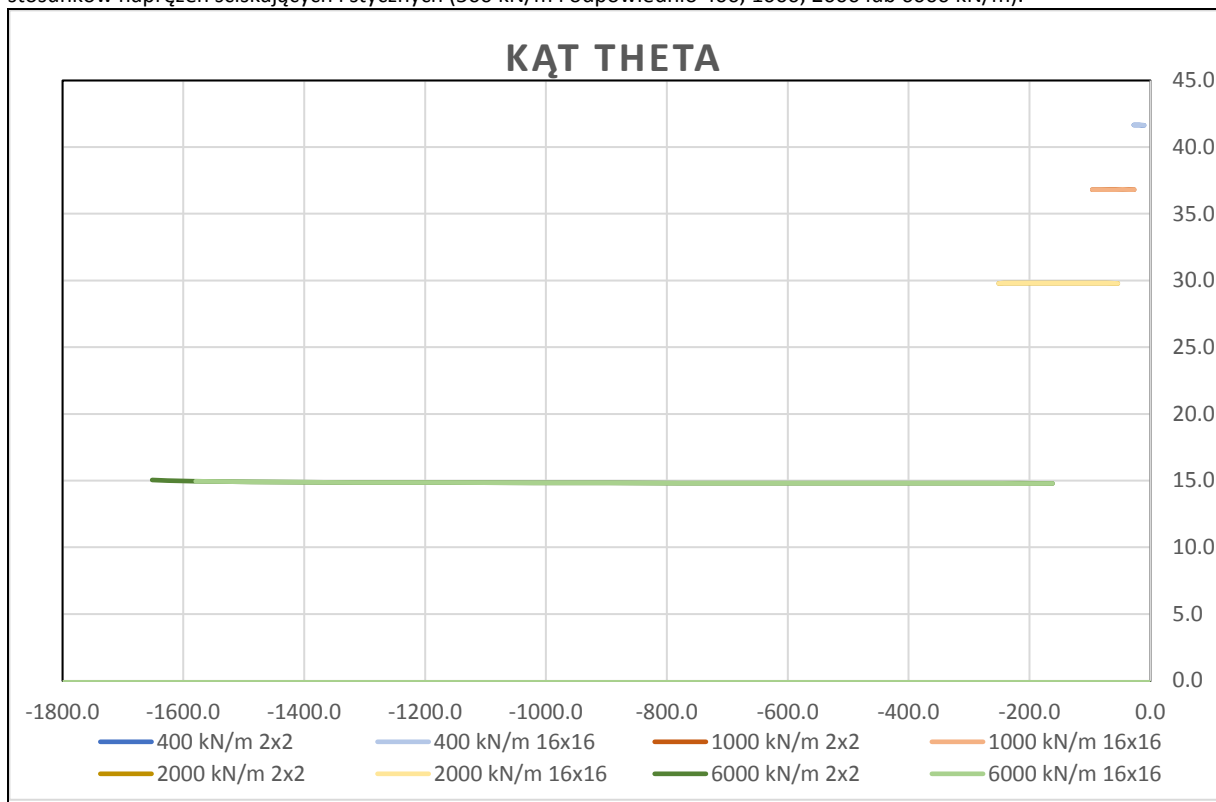
Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli TRUSS i zbrojenia $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$



Naprężenia w betonie dla sztywnej blokady modeli BEMESS i zbrojenia $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$

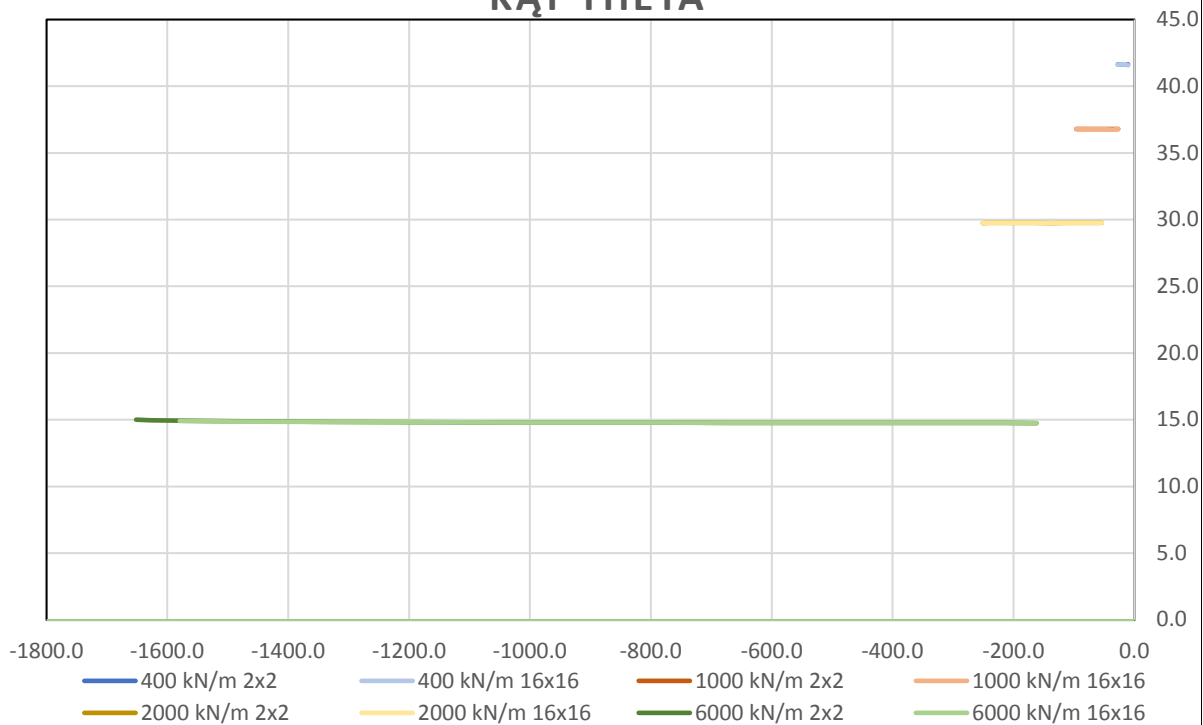
4.2.5 Kąt θ w zależności od naprężeń normalnych

Na poniższych wykresach przedstawiono zależność wartości kąta θ wraz ze wzrostem obciążenia dla różnych stosunków naprężeń ściskających i stycznych (500 kN/m i odpowiednio 400, 1000, 2000 lub 6000 kN/m).



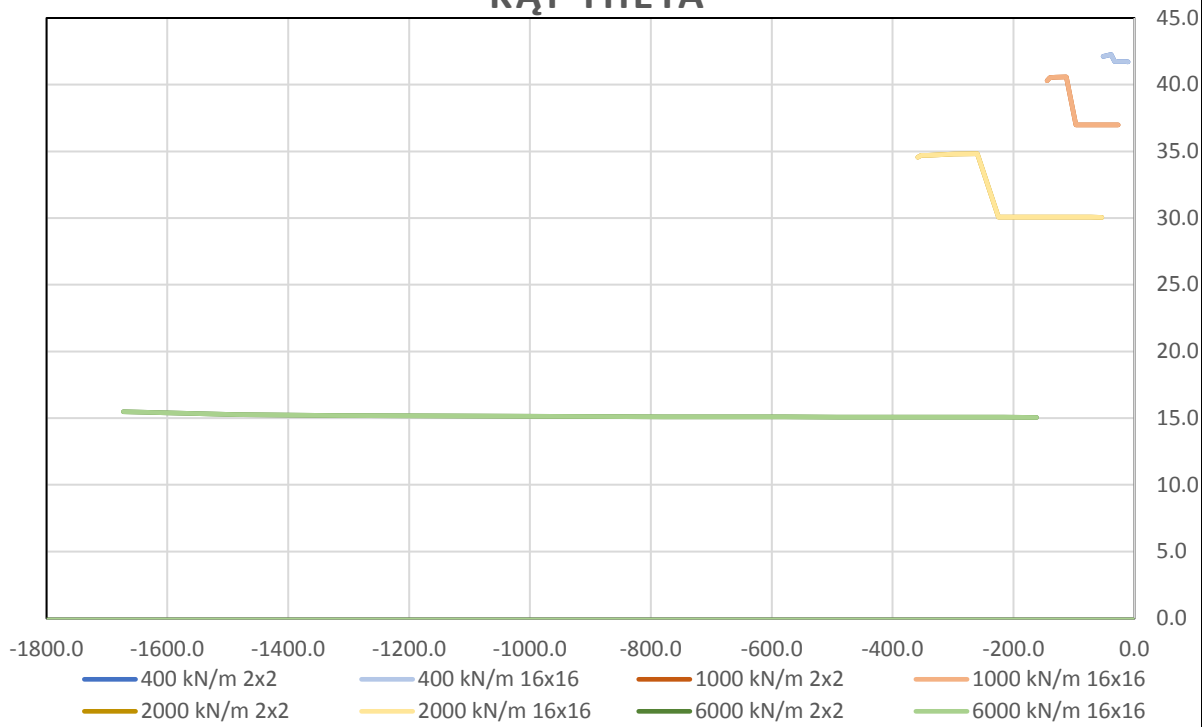
Wartości kąta θ dla modeli TRUSS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s1}=6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA



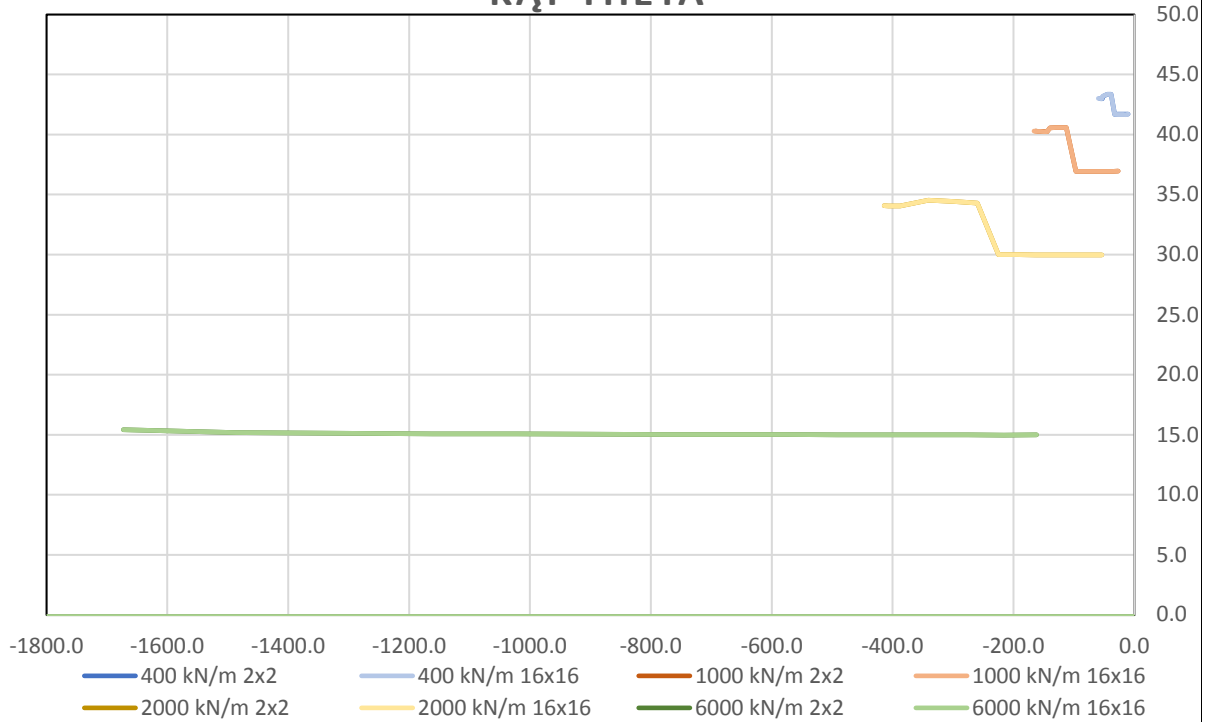
Wartości kąta θ dla modeli BEMESS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s1}=6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA



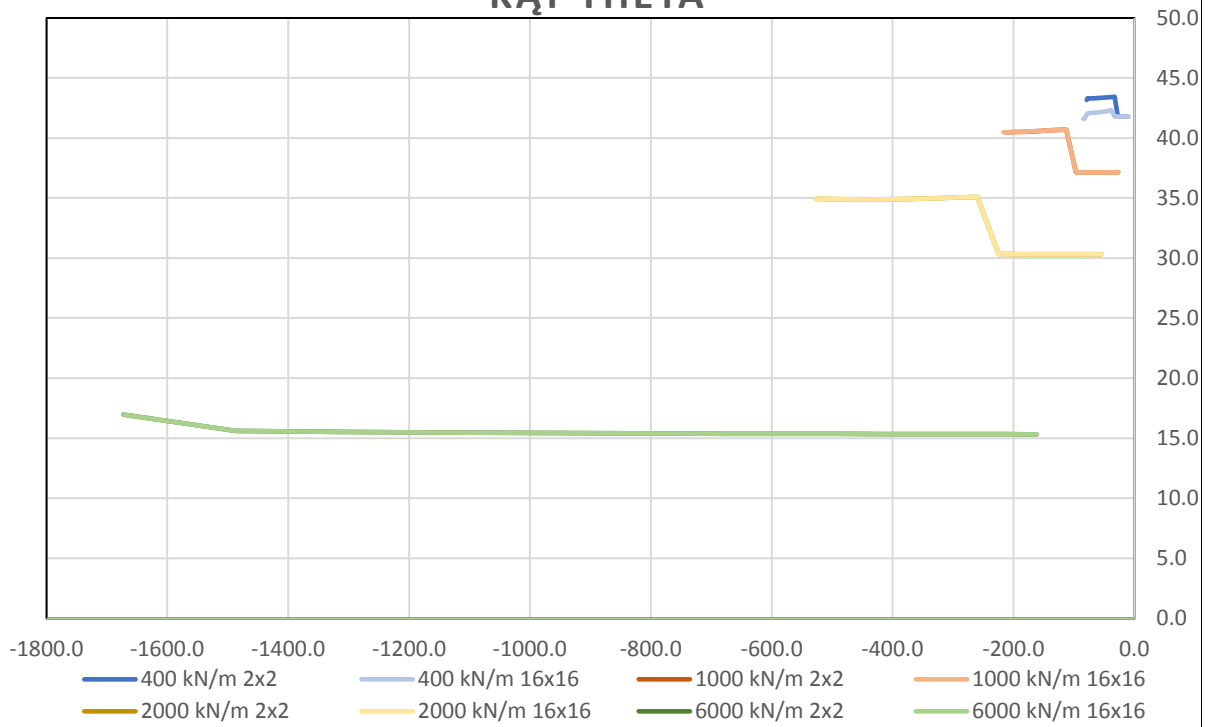
Wartości kąta θ dla modeli TRUSS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s2}=13,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA



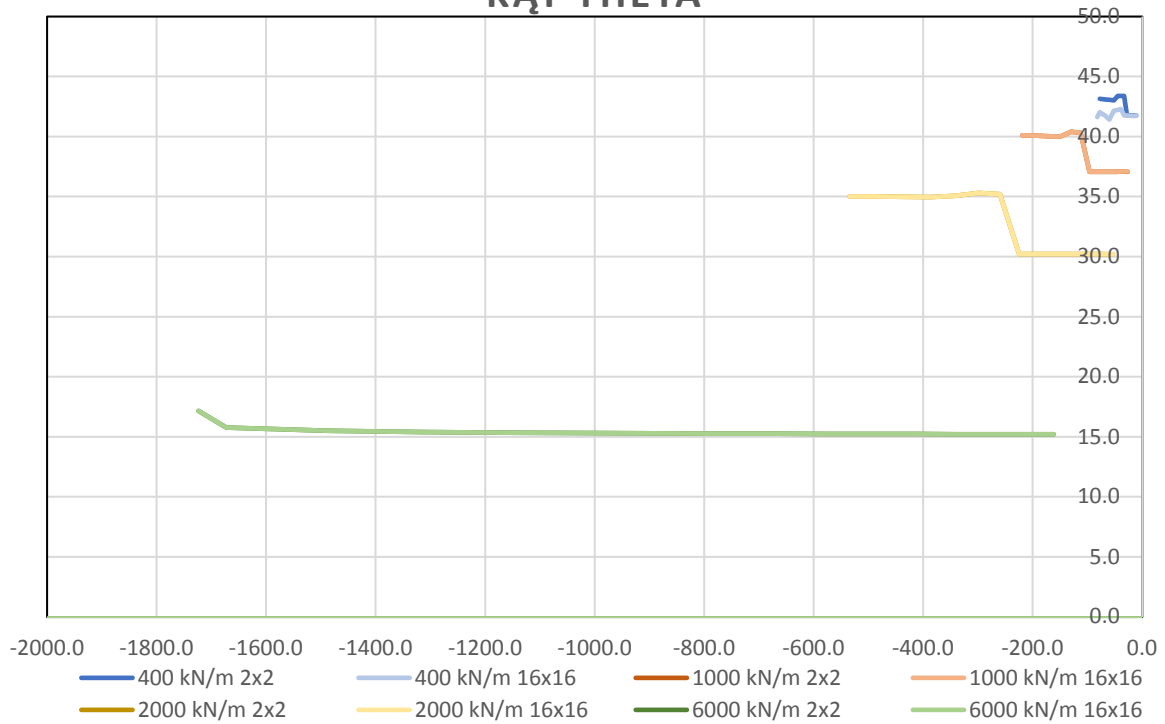
Wartości kąta θ dla modeli BEMESS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s2}=13,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA



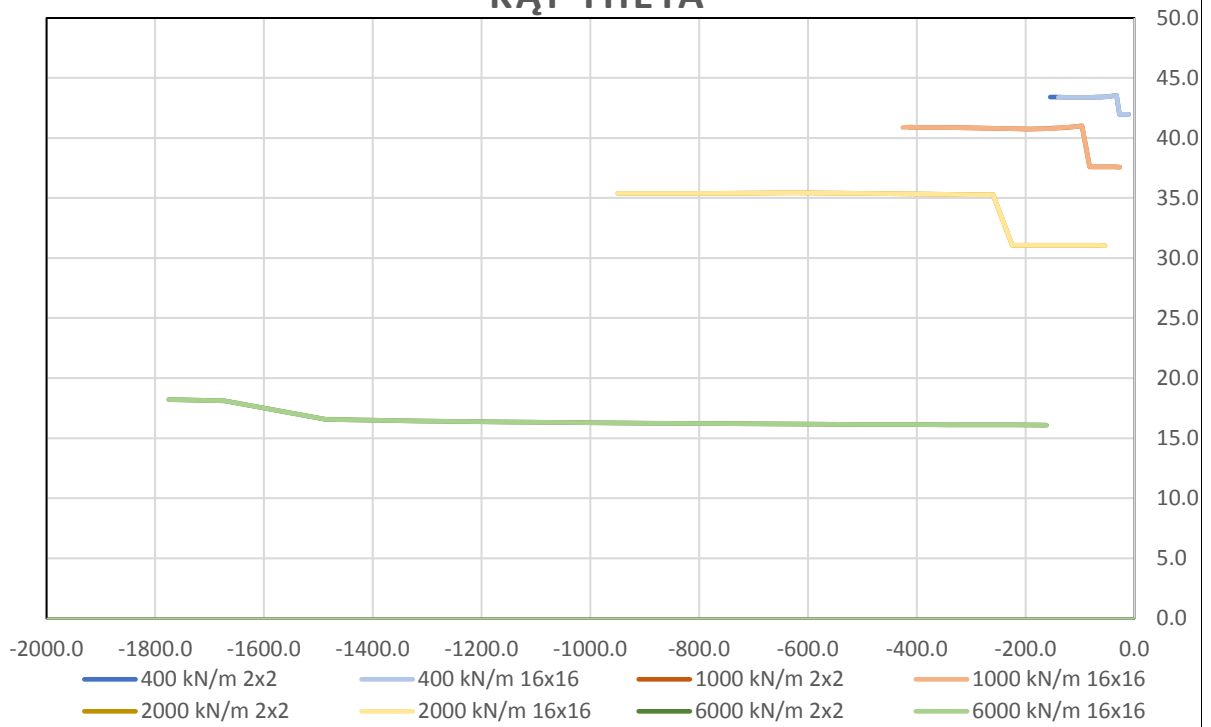
Wartości kąta θ dla modeli TRUSS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s3}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA

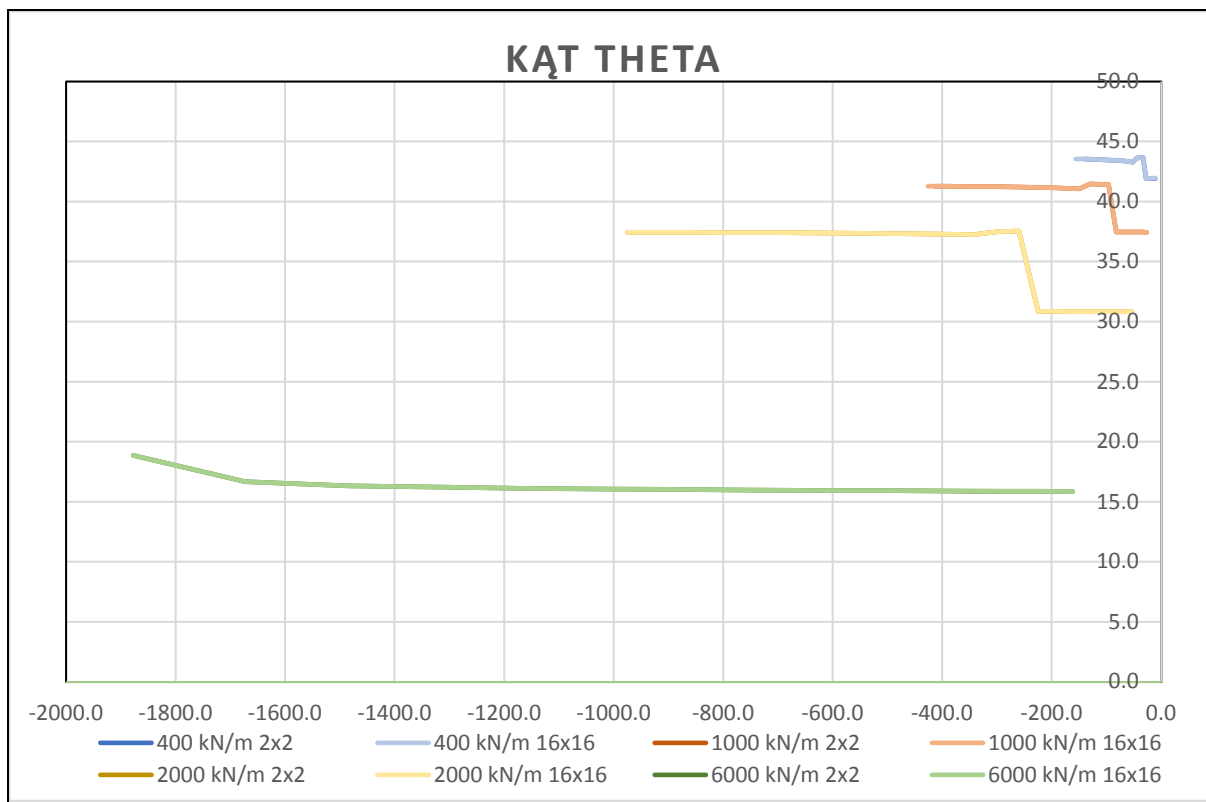


Wartości kąta θ dla modeli BEMESS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s3}=20,36 \text{ cm}^2/\text{m}$

KĄT THETA



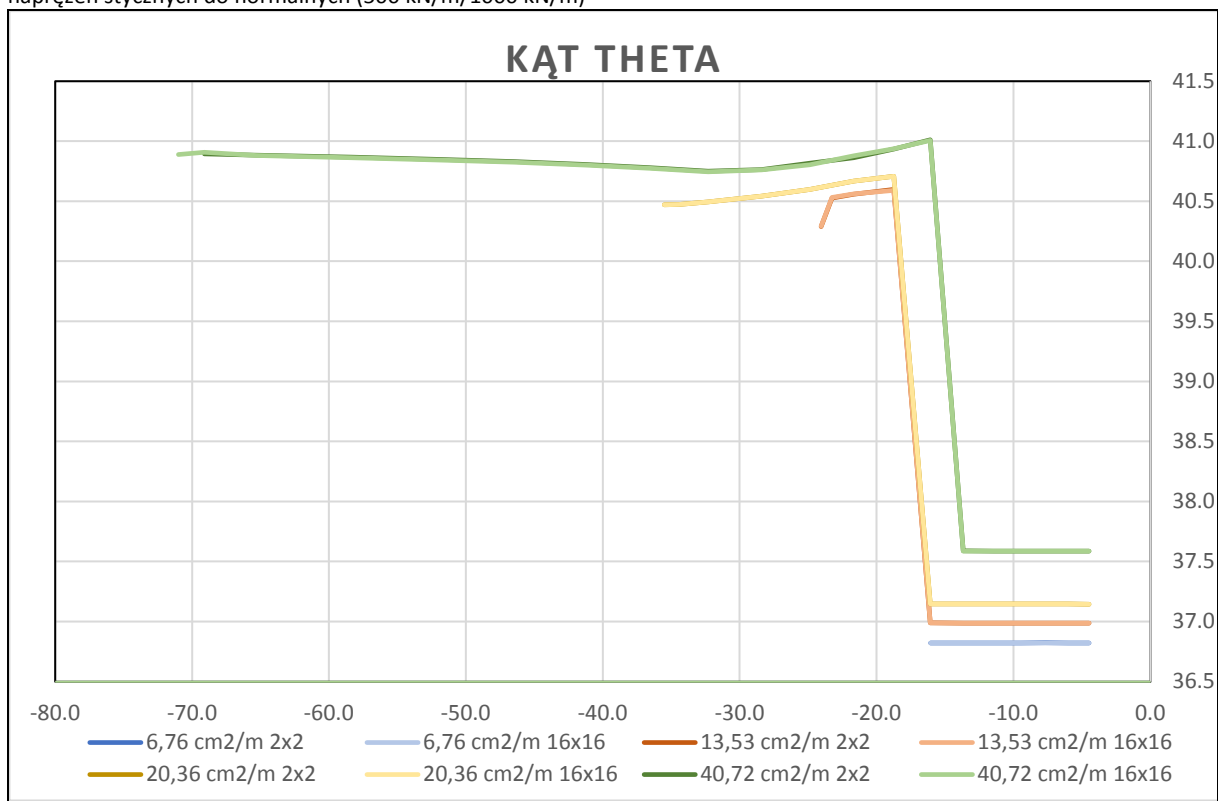
Wartości kąta θ dla modeli TRUSS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$



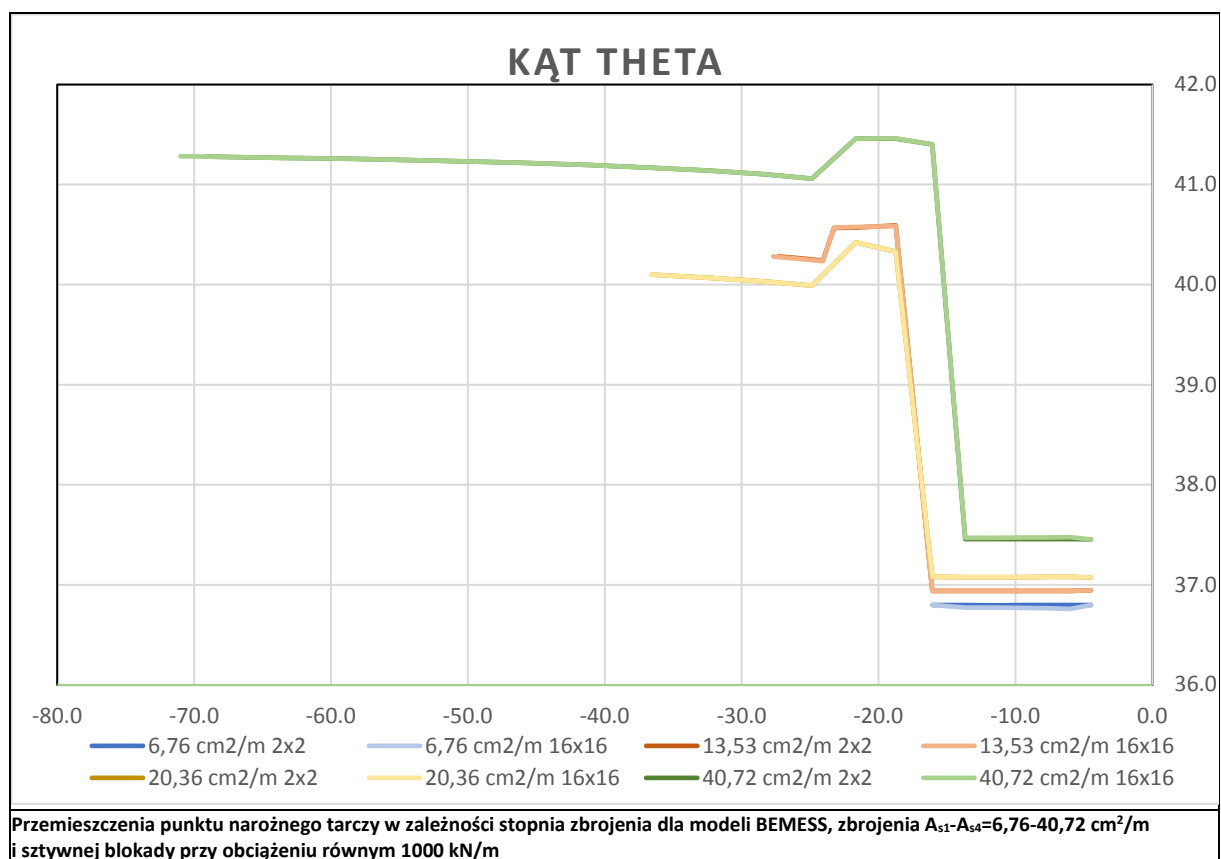
Wartości kąta θ dla modeli BEMESS ze sztywną blokadą i zbrojeniem $A_{s4}=40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.2.6 Kąt θ w zależności od stopnia zbrojenia

Na wykresie poniżej przedstawiono zmienność kąta θ w zależności od stopnia zbrojenia dla stałego stosunku naprężeń stycznych do normalnych ($500 \text{ kN/m}/1000 \text{ kN/m}$)



Przemieszczenia punktu narożnego tarczy w zależności stopnia zbrojenia dla modeli TRUSS, zbrojenia $A_{s1}-A_{s4}=6,76-40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ i sztywnej blokady przy obciążeniu równym 1000 kN/m



4.2.7 Wnioski

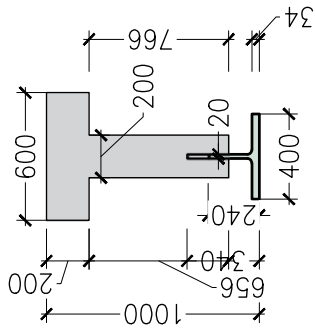
Przeprowadzona analiza potwierdziła wcześniej uzyskane wyniki dla skrępowanego układu więzi sprężystą. Uzyskanie zbieżności rozwiązania nieliniowego w przypadku analizowanego sposobu podparcia jest dużo trudniejsze. Stosowanie nieliniowości innej niż materiałowa prowadzi do powstania niezrównoważonego momentu wynikającego z aktualizacją macierzy sztywności i dyslokacji obciążenia.

Wyniki dla dwóch typów zamocowania są ze sobą zbieżne podobnie jak w przypadku czystego ścinania.

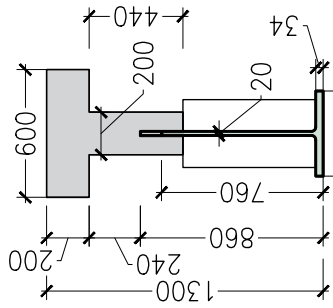
Potwierdzono silną zależność kąta θ od stosunku naprężeń normalnych do naprężeń stycznych, tym samym potwierdzając duży wpływ odkształceń ϵ_x na zmienność kąta nachylenia krzywulców. Kąt zmienia wartość w momencie zarysowania jednak jest to zmiana kosmetyczna.

Stwierdzono również mały wpływ stopnia zbrojenia na jego zmienność kąta θ , która w zakresie stosownego zbrojenia ogranicza się do ok. 1,5 °.

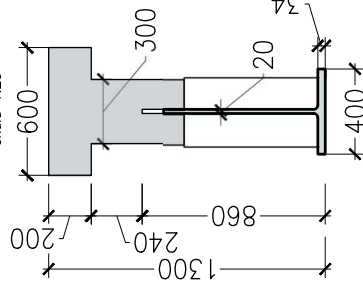
Przekrój A-A
Belka nr SRC01
skala 1:25



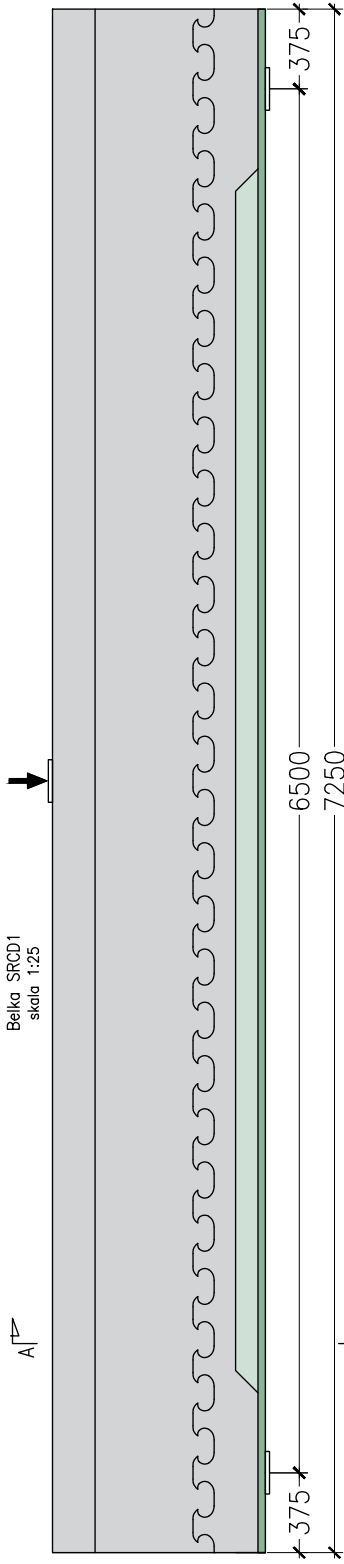
Przekrój B-B
Belka nr S1-200
skala 1:25



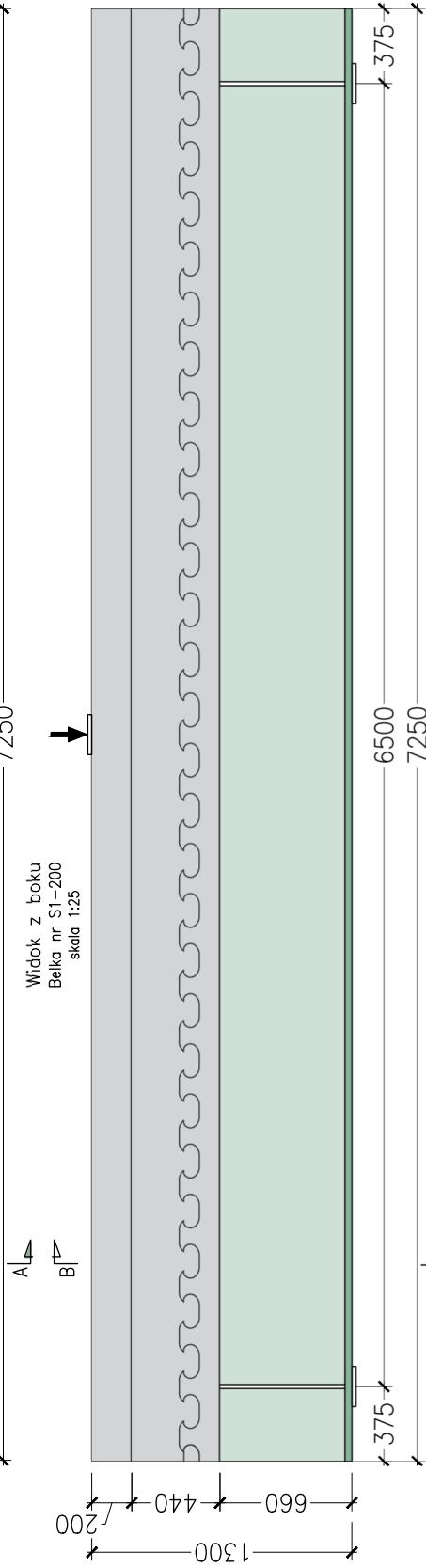
Przekrój C-C
Belka nr S2-300
skala 1:25



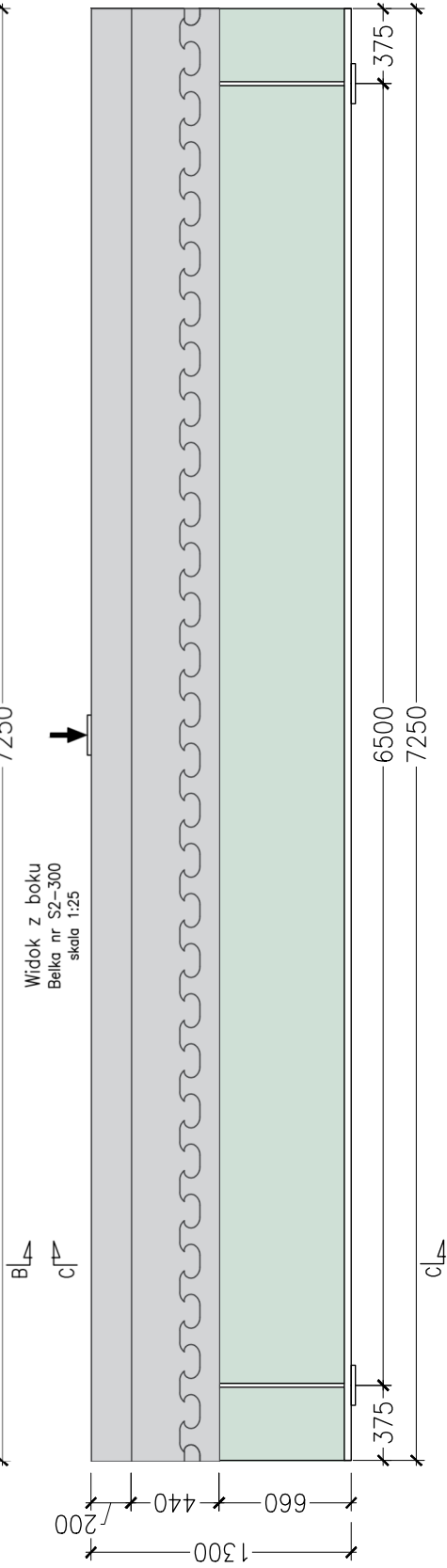
Widok z boku
Belka SRC01
skala 1:25



Widok z boku
Belka nr S1-200
skala 1:25

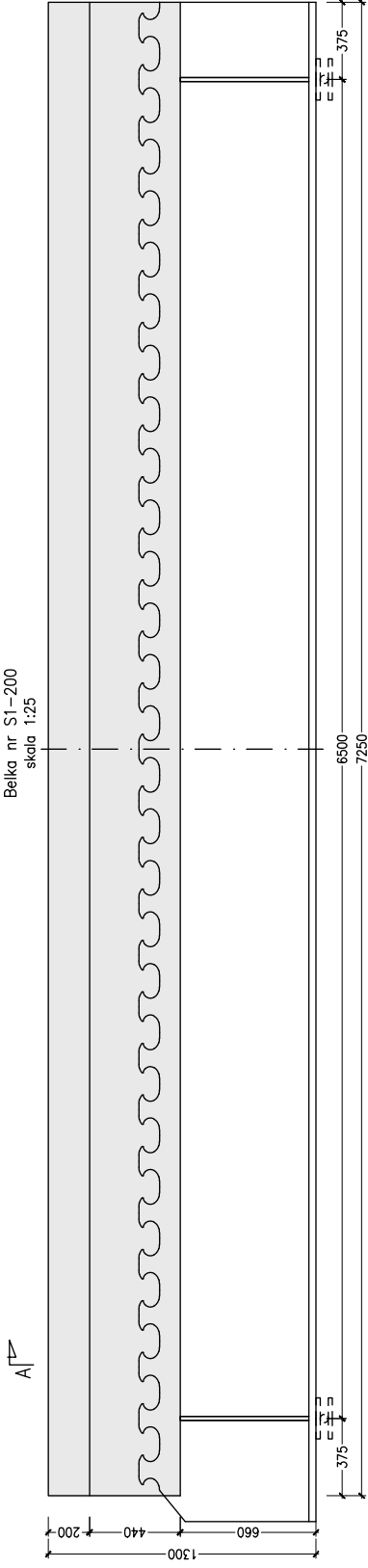


Widok z boku
Belka nr S2-300
skala 1:25

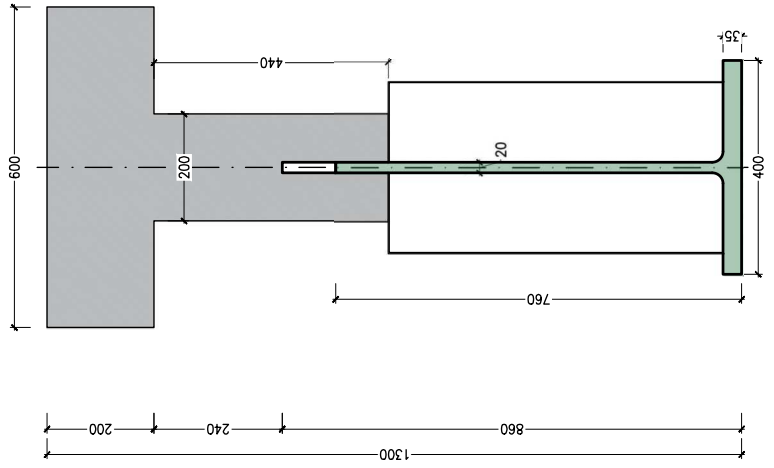


| | | | |
|----------------|---------------------------|-----------------|---------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 | | |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY | nr rys.: | 00 |
| TYTUŁ RYSUNKU: | RYSUNEK OGÓLNY | data: | 10.2021 |
| STANOWISKO: | IMIĘ I NAZWISKO | NR UPRAWNIENI | 1:50 |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek | DOB/0368/PBM/17 | pece |

Widok z boku
Belka nr S1-200
skala 1:25



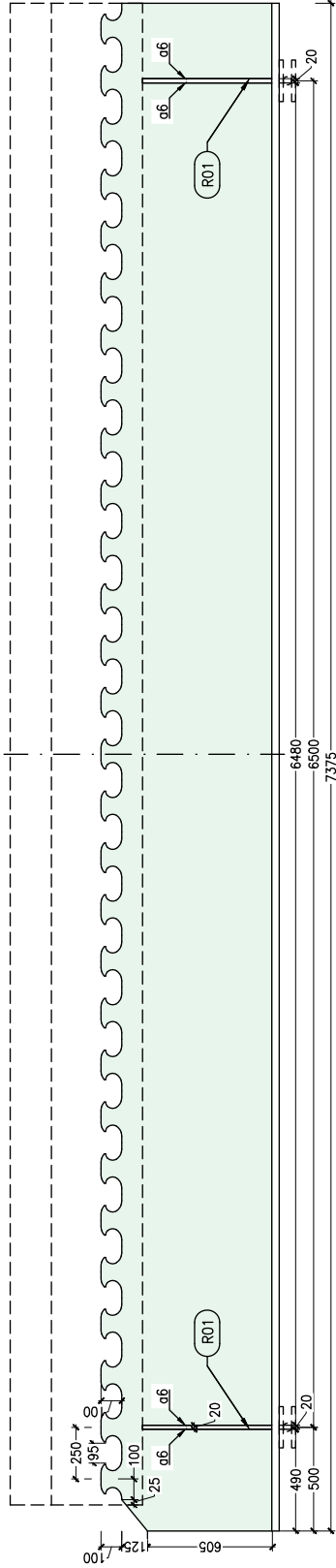
Przekrój A-A
Belka nr S1-200
skala 1:10



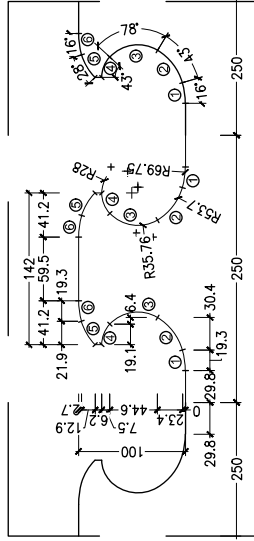
UWAGA:
1. Rozpatrywać łącznie z rysunkiem konstrukcji stalowej.
2. Wymiary podano w [mm].

| | | | |
|----------------|---------------------------|-----------------|---------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 | | |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY | | |
| TYTUŁ RYSUNKU: | GABARYTY - S1-200 | | |
| STANOWISKO | IMIĘ I NAZWISKO | NR UPRAWNIENI | data: 10.2021 |
| | mgr inż. Błażej Bartoszek | DOŚ/0368/PBM/17 | przebieg |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek | | |
| nr rys.: | | S1-01 | |
| skala: | | 1:25/1:10 | |

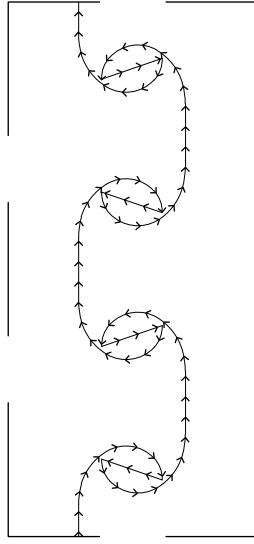
Widok z boku
Belka nr S1-200
skala 1:25



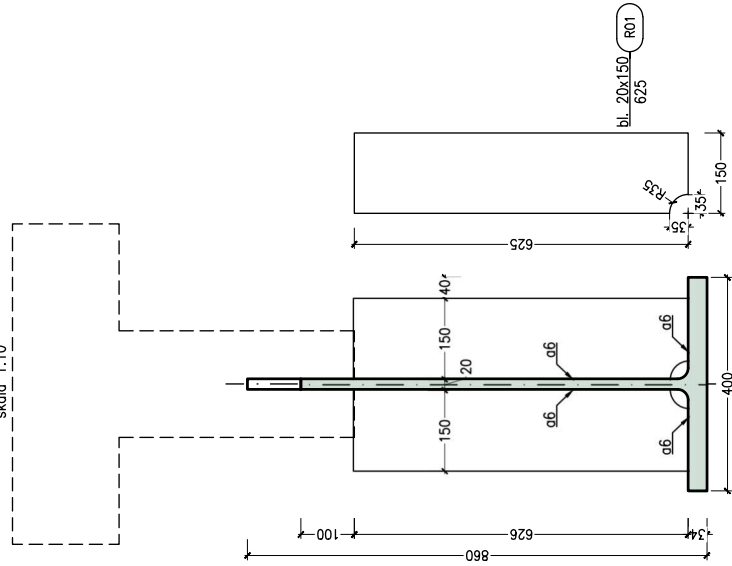
Szczegóły linii cięcia belek
Belka nr S1-200
skala 1:5



Przebieg linii cięcia belek
Belka nr S1-200
skala 1:5



Przekrój A-A
Belka nr S1-200
skala 1:10



ZESTAWIENIE STALI

| Nr | Przekrój | / | Długość | Liczba | Masa jedn. | Masa całkowita |
|----------------------|-----------|---|---------|--------|--|----------------|
| | | | [mm] | [szt.] | [kg] | [kg] |
| Próbka S1-200 | | | | | | |
| R01 | Bl. | x | 150 | 630 | 4 | 59.3 |
| G1 | HL1100B/2 | | | | 1 | 1708.8 |
| | | | | | Masa całkowita stali [kg]: 1768.1 | |

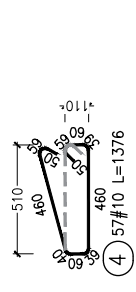
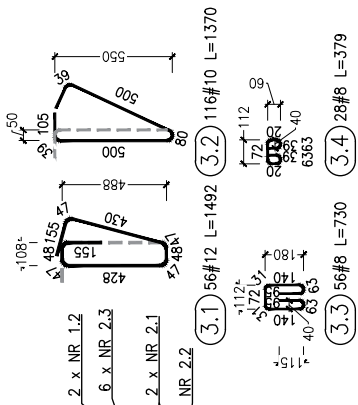
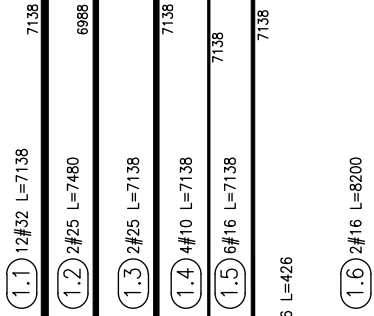
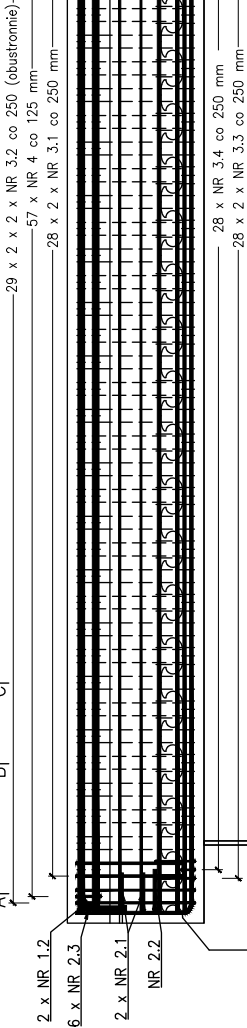
UWAGA:
1. Rozpatrywać łącznie z rysunkiem konstrukcji stalowej.
2. Wymiary podano w [mm].

| | | | |
|----------------|------------------------------|---------------|-----------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 | nr rys.: | S1-02 |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY | data: | 10.2021 |
| TYTUŁ RYSUNKU: | KONSTRUKCJA STALOWA - S1-200 | nr uprawnień: | DOŚ/0368/PBM/17 |
| STANOWISKO: | IMIĘ I NAZWISKO | skala: | 1:25/1:10/1:5 |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek | podpis: | |

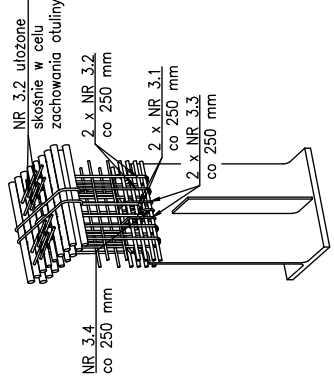
Widok z boku

Belka nr S1-200

skala 1:25



Szczegóły ułożenia prętów
skala 1:25



ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ

| Nr pręta | Średnica [mm] | Długość pręta [mm] | Liczba prętów [szt.] | B500SP | | | | | | Masa całkowita [kg] |
|-----------------------------|---------------|--------------------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|---------------------|
| | | | | #8 | #10 | #16 | #25 | #32 | | |
| 1.1 | 32 | 7138 | 12 | | | | | | 85.66 | |
| 1.2 | 25 | 7480 | 2 | | | | 14.96 | | | |
| 1.3 | 25 | 7138 | 2 | | | | 14.28 | | | |
| 1.4 | 10 | 7138 | 4 | | 28.55 | | | | | |
| 1.5 | 16 | 7138 | 6 | | | 42.83 | | | | |
| 1.6 | 16 | 8200 | 2 | | | 16.40 | | | | |
| 2.1 | 10 | 415 | 4 | 1.66 | | | | | | |
| 2.2 | 16 | 426 | 2 | | 0.85 | | | | | |
| 2.3 | 16 | 426 | 12 | | 5.11 | | | | | |
| 3.1 | 12 | 1492 | 56 | | 83.55 | | | | | |
| 3.2 | 10 | 1370 | 116 | | 158.92 | | | | | |
| 3.3 | 8 | 730 | 56 | 40.88 | | | | | | |
| 3.4 | 8 | 379 | 28 | 10.61 | | | | | | |
| 4 | 10 | 1376 | 57 | | 78.43 | | | | | |
| Długość łączna [m]: | | | 51.49 | 267.56 | 83.55 | 65.19 | 29.24 | 85.66 | | |
| Masa jednostkowa [kg]: | | | 0.395 | 0.617 | 0.888 | 1.578 | 3.853 | 6.313 | | |
| Masa stali wg średnic [kg]: | | | 20.32 | 164.96 | 74.18 | 102.89 | 112.66 | 540.78 | | |
| Masa całkowita [kg]: | | | 1 015.8 | | | | | | | |

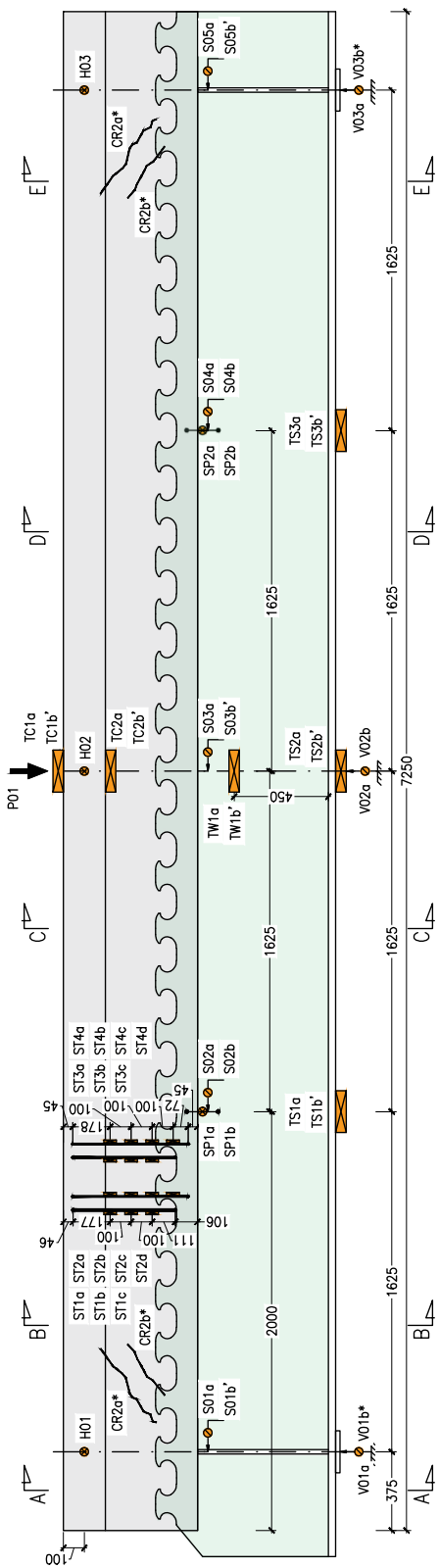
Materiały:
 Beton: C50/60
 Stal zbrojeniowa: B500SP
 Całkowita masa elementu
 Otulina : min. 40 mm

1,508 m³
 1014,9 kg
 6468,5 kg

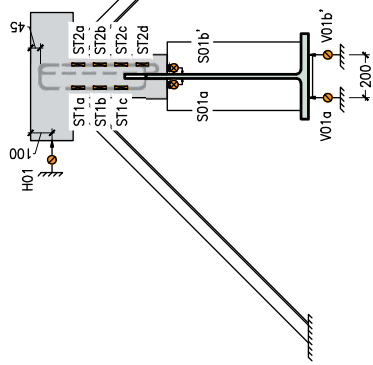
- UWAGA:
1. Rozpatrywać łącznie z rysunkiem gabarytowym konstrukcji.
 2. Pręty zymiarowano osiowo.
 3. Wymiary podano w [mm].
 4. Należy wykonać uchwyty transportowe systemowe lub z pręta #25 w rastawie 3,0 m.
 5. Kosz należy przygotować w taki sposób, aby było możliwe jego nasadzenie na element stalowy. Odległość w świetle pomiędzy zębami elementu stalowego to 105 mm co stanowi maksymalny dopuszczalny obrys po zewnętrznej zestawu prętów 2 x NR 3.2 (2x40+2x4=88 mm<105 mm)
 6. W przypadku kolizji NR 3.2 układać w górnej strefie miankowno w celu zachowania otuliny.
 7. Wewnętrzne promienie gięć prętów wg PN-EN 1992-1-1:
 - #8 - R=16 mm,
 - #10 - R=20 mm,
 - #12 - R=24 mm,
 - #16 - R=32 mm,
 - #25 - R=87,5 mm,
 - #32 - R=112 mm.

| | |
|----------------|---------------------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY |
| TYTUŁ RYSUNKU: | ZBROJENIE - S1-200 |
| STANOWISKO: | IMIĘ I NAZWISKO |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek |
| nr rys.: | S1-03 |
| data: | 10.2021 |
| skala: | 1:25 |
| projekt: | DOŚ/0368/PBM/17 |

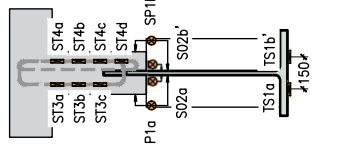
Widok z boku
Belka nr S1-200
skala 1:25



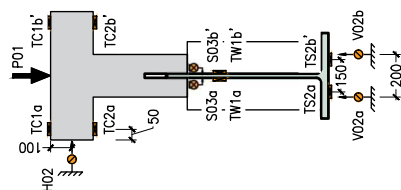
Przekrój A-A
Belka nr S1-200
skala 1:25



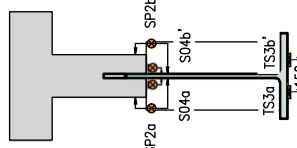
Przekrój B-B
Belka nr S1-200
skala 1:25



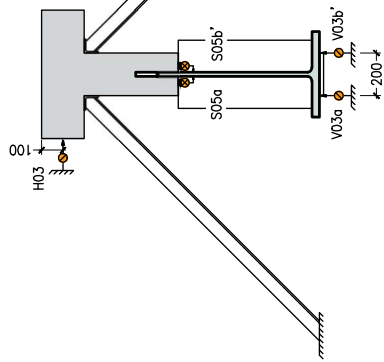
Przekrój C-C
Belka nr S1-200
skala 1:25



Przekrój D-D
Belka nr S1-200
skala 1:25



Przekrój E-E
Belka nr S1-200
skala 1:25



UWAGA:

1. Wyjaśnienie oznaczeń:
 - 1.1. TS1a, TS2a, TS3a,
 - 1.2. TS1b, TS2b, TS3b,
 - 1.2. TW1a
 - 1.3. TC1a, TC2a
 - 1.4. TC1b, TC2b
 - 1.5. ST1a-ST1d
 - 1.6. V01a, V02a, V02b, V03a
 - 1.5. V01b*, V03b*
 - 1.7. S01a-S05b
 - 1.7. SP1a-SP2b
 - 1.8. H01-H03
 - 1.9. CR1a*, CR2b*
 - 1.10. P01
- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (3 szt. foliowe).
- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (3 szt. papierowe).
- tensometr przyklejany na środku stalowym 450 mm od półki dolnej (1 szt. foliowy).
- tensometry przyklejane na środku stalowym 450 mm od półki dolnej (1 szt. papierowy).
- tensometry przyklejane na górnej i dolnej powierzchni półki betonowej (2 szt. foliowy).
- tensometry przyklejane na górnej i dolnej powierzchni półki betonowej (2 szt. papierowy).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (4 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (2 szt. opcjonalne).
- czujniki indukcyjne do pomiaru rozwarcia między częścią betonową i stalową (10 szt.).
- czujniki zgarowe do pomiaru przemieszczeń poziomych poprzecznych do osi belki (4 szt.).
- czujniki zgarowe do pomiaru rozwarcia rys w środku (4 szt. opcjonalne).

OBIEKT: BELKI HYBRYDOWE FAZA 1

STADIUM: PROJEKT BADAWCZY

TYTUL RYSUNKU: UKŁAD CZUJNIKÓW I TENSOMETRÓW – S1-200

STANOWISKO: IMIĘ I NAZWISKO NR UPRAWNIENI

PROJEKTANT: mgr inż. Błażej Bartoszek

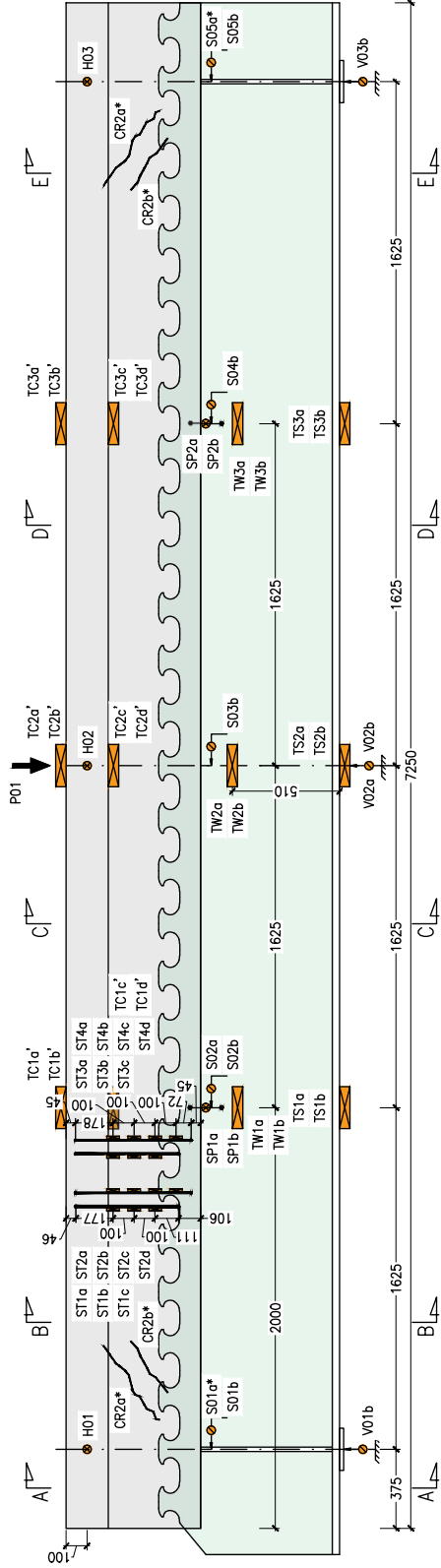
nr rys.: S1-04

data: 10.2021

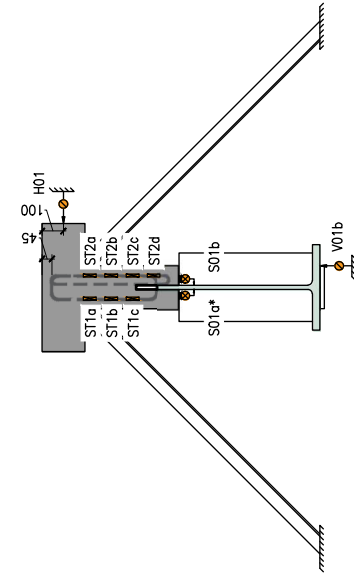
skala: 1:25

peczęć

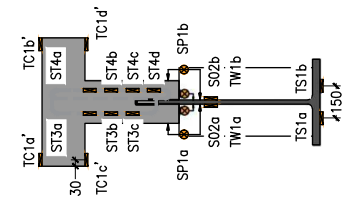
Widok z boku
Belka nr S1-200
skala 1:25



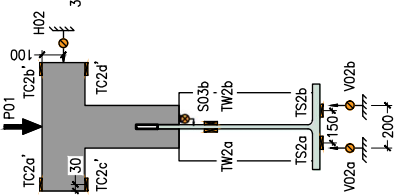
Przekrój A-A
Belka nr S1-200
skala 1:25



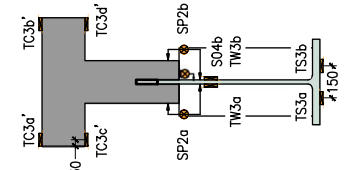
Przekrój B-B
Belka nr S1-200
skala 1:25



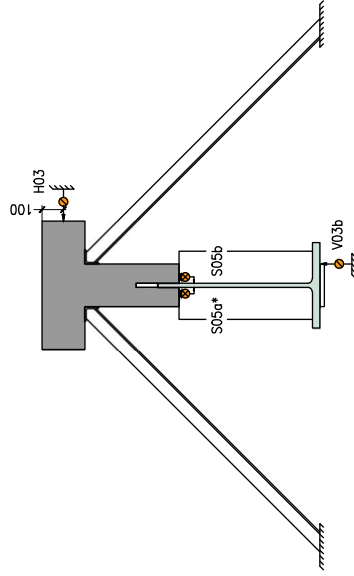
Przekrój C-C
Belka nr S1-200
skala 1:25



Przekrój D-D
Belka nr S1-200
skala 1:25



Przekrój E-E
Belka nr S1-200
skala 1:25

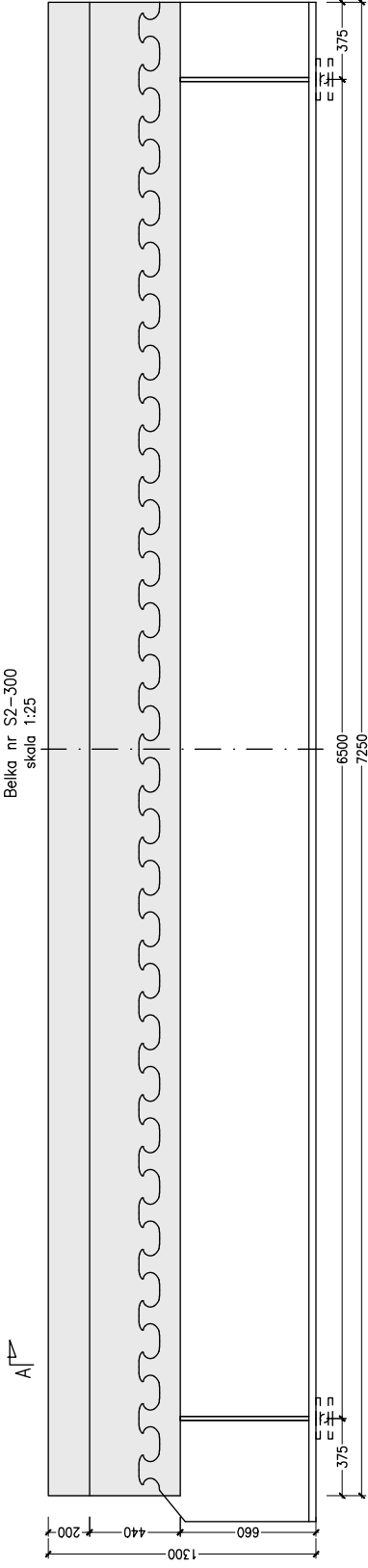


- UWAGA:
1. Wyjaśnienie oznaczeń:
1.1. TS1a-TS3b
1.2. TW1a-TW3b
1.3. TC1a'-TC3b'
1.3. TC1c', TC3d'
1.4. ST1a-ST4d
1.5. V01b, V02a, V02b, V03b
1.5. S01b-S05b, S02a
1.7. S01a*, S05a*
1.7. SP1a-SP2b
1.8. H01-H03
1.9. CR1a*-CR2b*
1.10. P01
1.11. Sumarycznie: tensometry foliowe: 26 szt., czujniki indukcyjne: 15 szt., czujniki zegarowe: 12 szt.

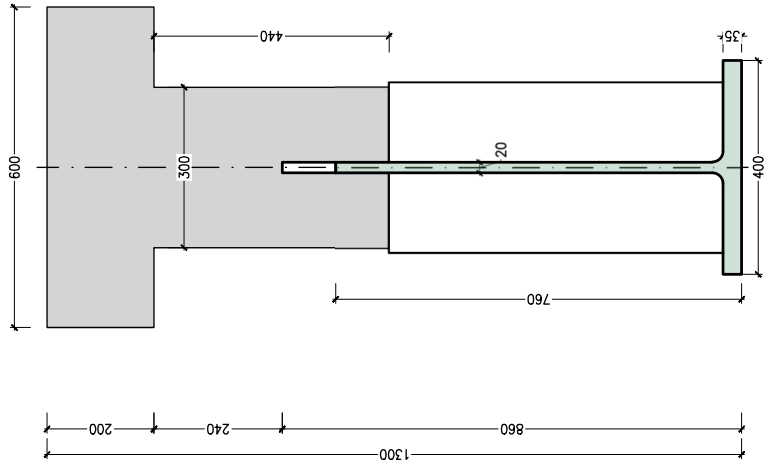
- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (6 szt. foliowe).
- tensometry przyklejane na środku stalowym 450 mm od pólki dolnej (6 szt. foliowe).
- tensometry przyklejane na górnej powierzchni pólki betonowej (6 szt. papierowe).
- tensometry przyklejane na dolnej powierzchni pólki betonowej (6 szt. papierowe).
- tensometry przyklejane do strzemienia (14 szt. foliowe).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (4 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru poślizgu pomiędzy częścią betonową i stalową (7 szt.).
- czujniki zegarowe do pomiaru poślizgu pomiędzy częścią betonową i stalową (3 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru rozwarcia pomiędzy częścią betonową i stalową (4 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń poziomych w środku (4 szt.).
- czujniki pomiaru wartości siły (1 szt.).

| | | | |
|----------------|--|----------|---------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 | nr rys.: | S1-05 |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY | data: | 10.2021 |
| TYTUŁ RYSUNKU: | UKŁAD CZUJNIKÓW I TENSOMETRÓW (2) S1-200 | nr upr.: | NR UPRAMNIENI |
| STANOWISKO: | IMIĘ I NAZWISKO | data: | 10.2021 |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek | skala: | 1:25 |

Widok z boku
Belka nr S2-300
skala 1:25



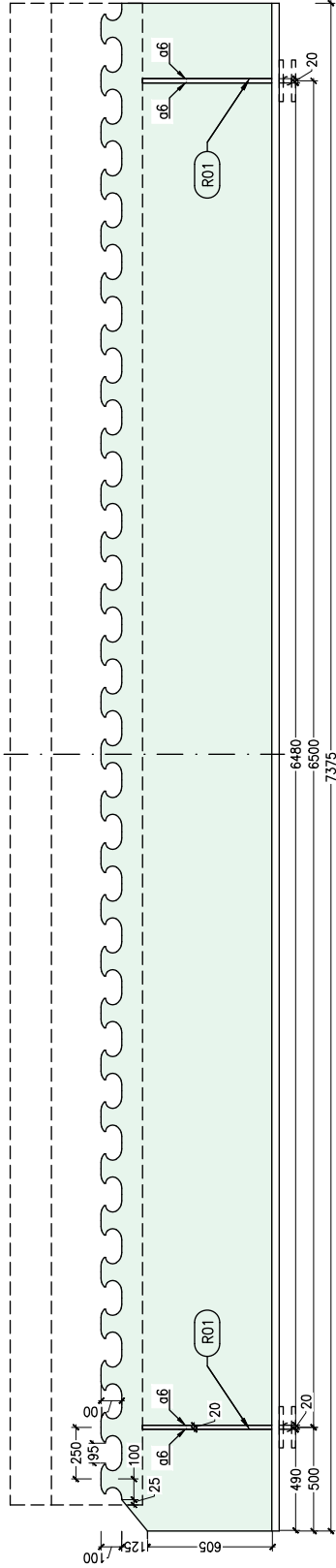
Przekrój A-A
Belka nr S2-300
skala 1:10



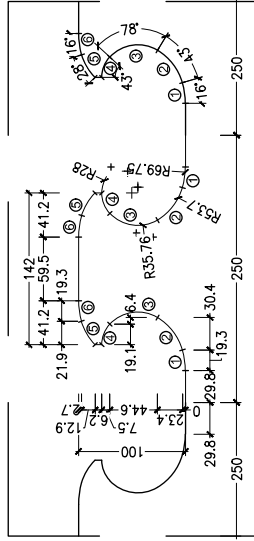
UWAGA:
1. Rozpatrywać łącznie z rysunkiem konstrukcji stalowej.
2. Wymiary podano w [mm].

| | | | |
|----------------|---------------------------|-----------------|------------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 | | |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY | | |
| TYTUŁ RYSUNKU: | GABARYTY - S2-300 | | |
| STANOWISKO | IMIĘ I NAZWISKO | NR UPRAWNIENI | data: 10.2021 |
| | mgr inż. Błażej Bartoszek | DOŚ/0368/PBM/17 | skala: 1:25/1:10 |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek | | |
| nr rys.: | S2-01 | | |

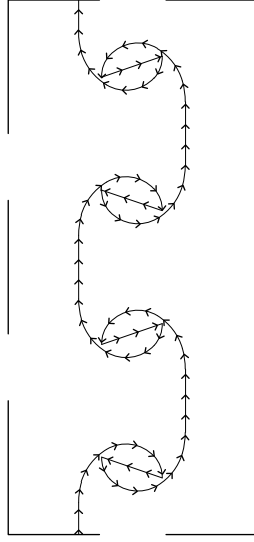
Widok z boku
Belka nr S2-300
skala 1:25



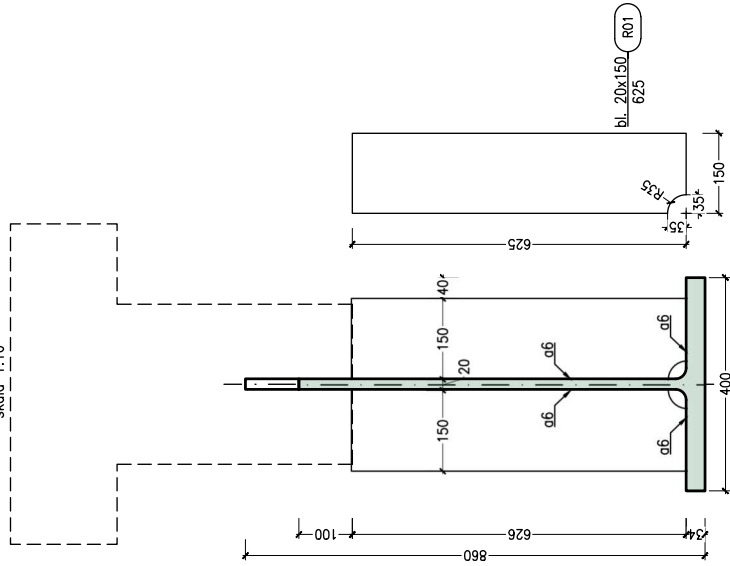
Szczegóły linii cięcia belek
Belka nr S2-300
skala 1:5



Przebieg linii cięcia belek
Belka nr S2-300
skala 1:5



Przekrój A-A
Belka nr S2-300
skala 1:10

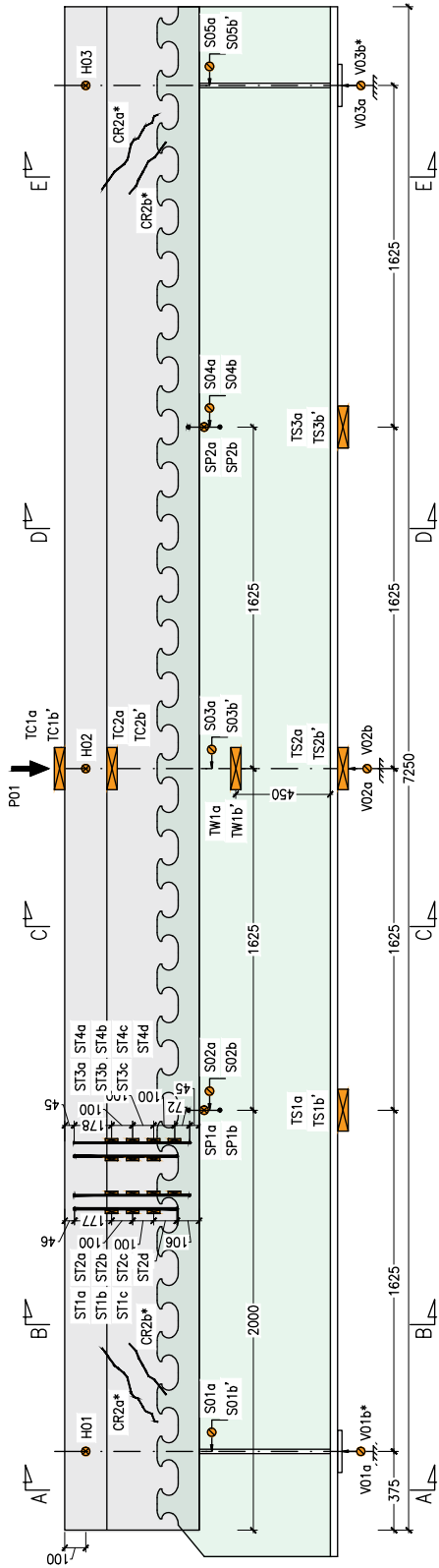


| ZESTAWIENIE STALI | | | | | | |
|----------------------|-----------|---|---------|--------|--|----------------|
| Nr | Przekrój | / | Długość | Liczba | Masa jedn. | Masa całkowita |
| | | | [mm] | [szt.] | [kg] | [kg] |
| Próbka S2-300 | | | | | | |
| R01 | Bl. | x | 150 | 630 | 4 | 59.3 |
| G1 | HL1100B/2 | | | | 1 | 1708.8 |
| | | | | | Masa całkowita stali [kg]: 1768.1 | |

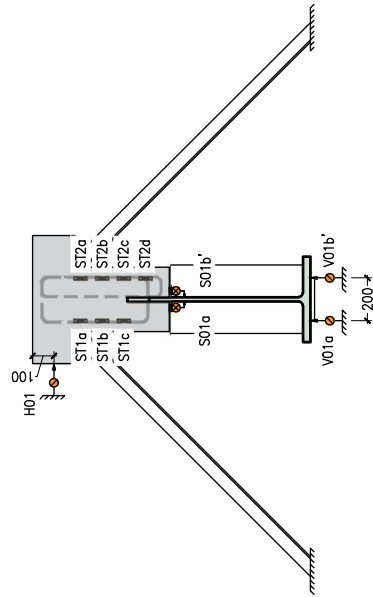
UWAGA:
1. Rozpatrywać łącznie z rysunkiem konstrukcji stalowej.
2. Wymiary podano w [mm].

| | |
|----------------|------------------------------|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY |
| TYTUŁ RYSUNKU: | KONSTRUKCJA STALOWA – S2-300 |
| STANOWISKO | IMIĘ I NAZWISKO |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek |
| nr rys.: | S2-02 |
| data: | 10.2021 |
| skala: | 1:25/1:10/1:5 |
| projekt: | DOŚ/0368/PBM/17 |

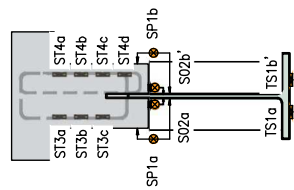
Widok z boku
Belka nr S2-300
skala 1:25



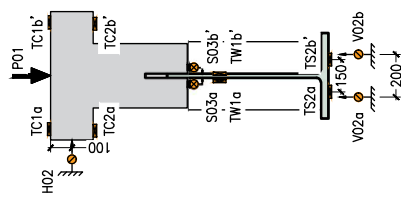
Przekrój: A-A
Belka nr S2-300
skala 1:25



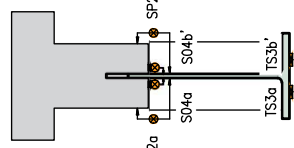
Przekrój: B-B
Belka nr S2-300
skala 1:25



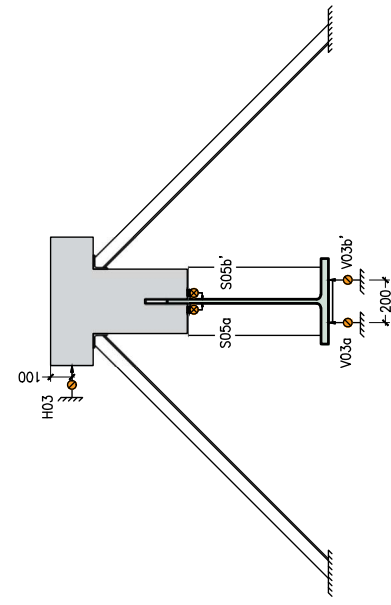
Przekrój: C-C
Belka nr S2-300
skala 1:25



Przekrój: D-D
Belka nr S2-300
skala 1:25



Przekrój: E-E
Belka nr S2-300
skala 1:25



UWAGA:

1. Wyjaśnienie oznaczeń:
 - 1.1. TS1a, TS2a, TS3a,
 - 1.2. TS1b, TS2b, TS3b,
 - 1.2. TW1a
 - 1.2. TW1b
 - 1.3. TC1a, TC2a
 - 1.4. TC1b, TC2b
 - 1.5. ST1a-ST14d
 - 1.6. V01a, V02a, V02b, V03a
 - 1.5. V01b*, V03b*
 - 1.7. S01a-S05b
 - 1.7. SP1a-SP2b
 - 1.8. H01-H03
 - 1.9. CR1a*, CR2b*
 - 1.10. P01
- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (3 szt. foliowe).
- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (3 szt. papierowe).
- tensometr przyklejany na środku stalowym 450 mm od półki dolnej (1 szt. foliowy).
- tensometr przyklejany na środku stalowym 450 mm od półki dolnej (1 szt. papierowy).
- tensometry przyklejane na górnej i dolnej powierzchni półki betonowej (2 szt. foliowy).
- tensometry przyklejane na górnej i dolnej powierzchni półki betonowej (2 szt. papierowy).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (4 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (2 szt. opcjonalne).
- czujniki indukcyjne do pomiaru rozwarcia pomiędzy częścią betonową i stalową (10 szt.).
- czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń poziomych poprzecznych do osi belki (3 szt.).
- czujniki zgarowe do pomiaru rozwarości rys w środkniku (4 szt. opcjonalne).
- czujnik pomiaru wartości siły (1 szt.).

OBIEKT: BELKI HYBRYDOWE FAZA 1

STADIUM: PROJEKT BADAWCZY

TYTUL RYSUNKU: UKŁAD CZUJNIKÓW I TENSOMETRÓW - S2-300

STANOWISKO: IMIĘ I NAZWISKO

PROJEKTANT: mgr inż. Błażej Bartoszek

nr rys.:

S2-04

data:

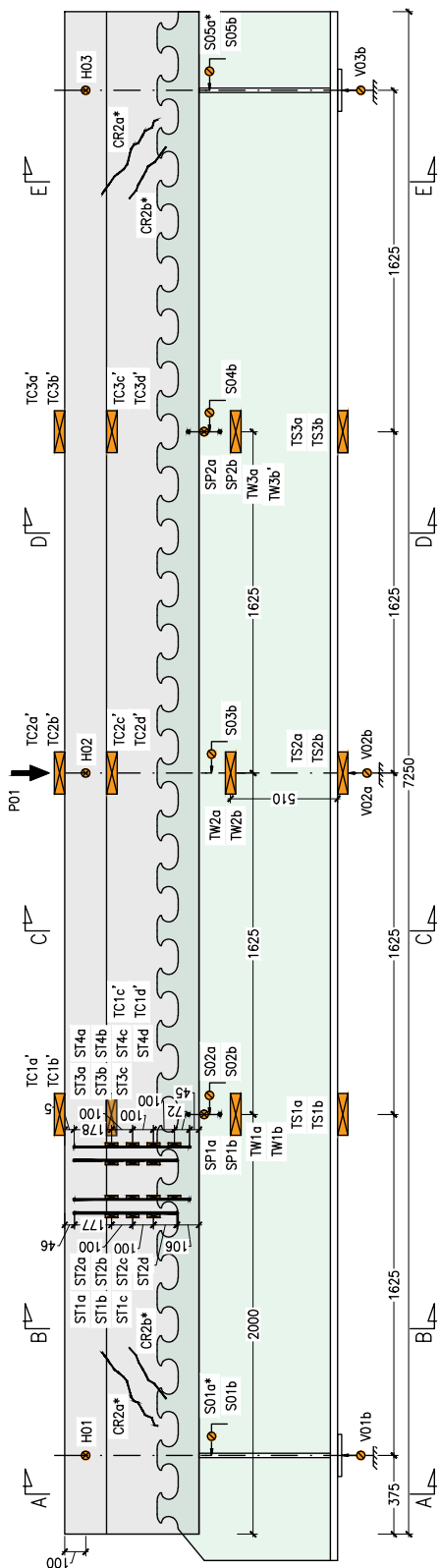
10.2021

skala:

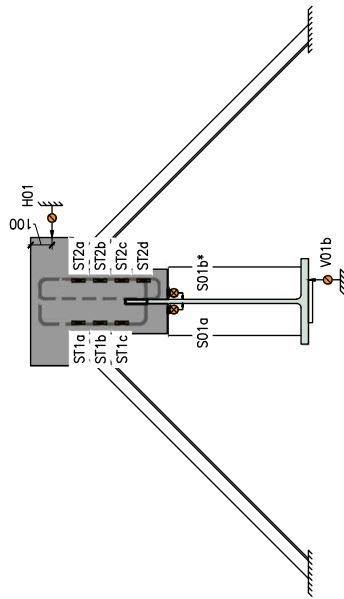
1:25

projekt

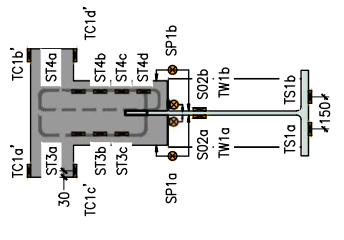
Widok z boku
Belka nr S2-300
skala 1:25



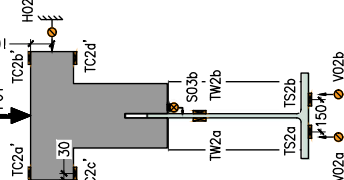
Przekrój A-A
Belka nr S2-300
skala 1:25



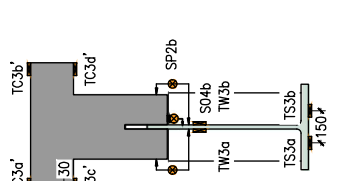
Przekrój B-B
Belka nr S2-300
skala 1:25



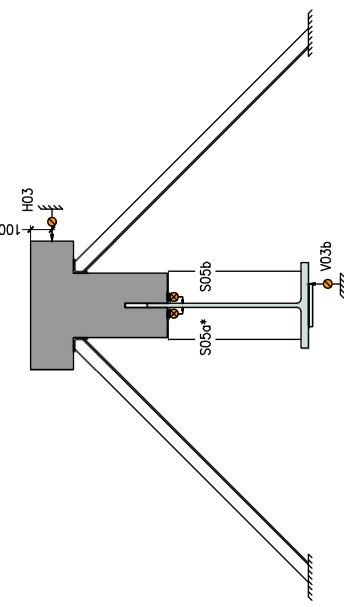
Przekrój C-C
Belka nr S2-300
skala 1:25



Przekrój D-D
Belka nr S2-300
skala 1:25



Przekrój E-E
Belka nr S2-300
skala 1:25



- UWAGA:
1. Wyjaśnienia oznaczeń:
1.1. TS1a-TS3b
1.2. TW1a-TW3b
1.3. TC1a'-TC3d'
1.4. ST1a-ST4d
1.5. V01b, V02a, V02b, V03b
1.6. S01b-S05b, S02a
1.7. S01a*-S05a*
1.8. SP1a-SP2b
1.9. H01-H03
1.10. CR1a*-CR2b*
1.11. P01

- tensometry przyklejane na pasie dolnym belki stalowej (6 szt. foliowe),
 - tensometr przyklejany na środku stalowym 450 mm od półki dolnej (6 szt. foliowy).
 - tensometry przyklejane na górnej powierzchni półki betonowej (6 szt. papierowe).
 - tensometry przyklejane na dolnej powierzchni półki betonowej (6 szt. papierowe).
 - tensometry przyklejane do strzemienia (14 szt. foliowe).
 - czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (4 szt.).
 - czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń poziomych (7 szt.).
 - czujniki zegarowe do pomiaru przemieszczeń między częścią betonową i stalową (3 szt.).
 - czujniki indukcyjne do pomiaru rozwarcia między częścią betonową i stalową (4 szt.).
 - czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń poziomych poprzecznych do osi belki (3 szt.).
 - czujnik zegarowe do pomiaru rozwarości sily (1 szt.).
 - czujnik pomiaru wartości sily (1 szt.).
- Sumarycznie: tensometry foliowe: 26 szt., tensometry papierowe: 12 szt., czujniki indukcyjne: 15 szt., czujniki zegarowe: 12 szt.

| | |
|----------------|--|
| OBIEKT: | BELKI HYBRYDOWE FAZA 1 |
| STADIUM: | PROJEKT BADAWCZY |
| TYTUŁ RYSUNKU: | UKŁAD CZUJNIKÓW I TENSOMETRÓW (2) - S2-300 |
| STANOWISKO: | IMIĘ I NAZWISKO NR UPRAWNIENI 10.2021 |
| PROJEKTANT: | mgr inż. Błażej Bartoszek DOS/0368/PBM/17 |
| nr rys.: | S2-05 |
| data: | 1:25 |