POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. T. Kościuszki

Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Budowy Mostów i Tuneli

Mgr inż. Lidia Szopa

Praca doktorska

Współpraca betonu i stali na różnych poziomach obciążenia w osiowo ściskanych elementach zespolonych stalowo-betonowych

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2005-2006 jako projekt badawczy nr 4 T07E 014 28

PROMOTOR: prof. zw.dr hab. inż. Kazimierz Flaga

Kraków 2007

SPIS TREŚCI

Str.

1. Wprowadzenie …… 4

Geneza problemu i cel podjęcia badań …….……. 4

Przegląd stanu wiedzy ……... 9

1.2.1. Zalety słupów zespolonych typu CFST ……... 9

1.2.2. Współpraca stalowej rury i wypełniającego ją betonu ……..... 10

1.2.3. Charakterystyka przekroju …….. 11

1.2.4. Sposób przyłożenia obciążenia …… 12

2. Tezy pracy …… 13

3. Obliczanie nośności elementów ruro-betonowych …….. 15

3.1. Nośność betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych …… 16

3.2. Analiza nośności przekrojów zespolonych osiowo ściskanych …… 20

3.2.1. Wzory według Eurocodu 4 ……..... 20

3.2.2. Wzory według normy polskiej PN-91/B-03302 …… 24

3.2.3. Wzory według normy niemieckiej DIN 18806 …….. 25

3.2.4. Wzory według norm japońskich AIJ ……. 26

3.2.5. Według wzorów z literatury radzieckiej …… 32

3.3. Nieliniowa analiza nośności …….. 35

4. Program i metodyka badań własnych ……. 42

4.1. Cel i zakres badań …….. 42

4.2. Elementy badawcze ……..... 45

4.3. Stanowisko badawcze …… 47

4.4. Charakterystyka zastosowanej stali ……... 50

4.5. Charakterystyka betonu wypełniającego ……... 54

4.5.1. Moduł sprężystości betonu E_{cm} ……. 59

4.5.1.1. Porównanie wskazań maszyn wytrzymałościowych ... 61

4.5.1.2. Pomiary elektroniczne …… 64

4.5.1.3. Pomiary tensometrem nasadowym ……. 69

4.5.2. Współczynnik Poissona ν_c ……. 71

4.5.3. Skurcz betonu …… 75

5. Wyniki badań elementów ruro-betonowych …….. 81

5.1. Seria A …….. 82

5.2. Seria B …….. 85

5.3. Seria C …….. 89
5.4. Seria D …….. 92
5.5. Seria E …….. 95
6. Analiza wyników badań ……. 99
6.1. Nośność elementów badawczych w porównaniu z wzorami normowymi …... 99
6.2. Ocena współpracy stali i betonu ……. 105
6.3. Rozdział obciążenia na część stalową i betonową elementu ruro-betonowego 111
6.3.1. Seria A …….. 112
6.3.2. Seria B …….. 119
6.3.3. Seria C …….. 123
6.3.4. Seria D …….. 126
6.3.5. Seria E …….. 129
6.4. Efektywność wykorzystania betonu ……... 133
6.5. Energia zniszczenia elementów badawczych ……..... 137
6.6. Współczynnik Poissona dla stali w ruro-betonie …… 139
6.7. Wpływ skurczu i pełzania betonu ……... 147
6.8. Mimośród obciążenia ……. 151
7. Wnioski ……... 154
8. Zakończenie …… 158
9. Zastosowane oznaczenia …… 159
10. Literatura …… 161

Załącznik :

Załącznik 1: Wyniki badań w formie graficznej,
Wyniki badań w formie danych liczbowych.

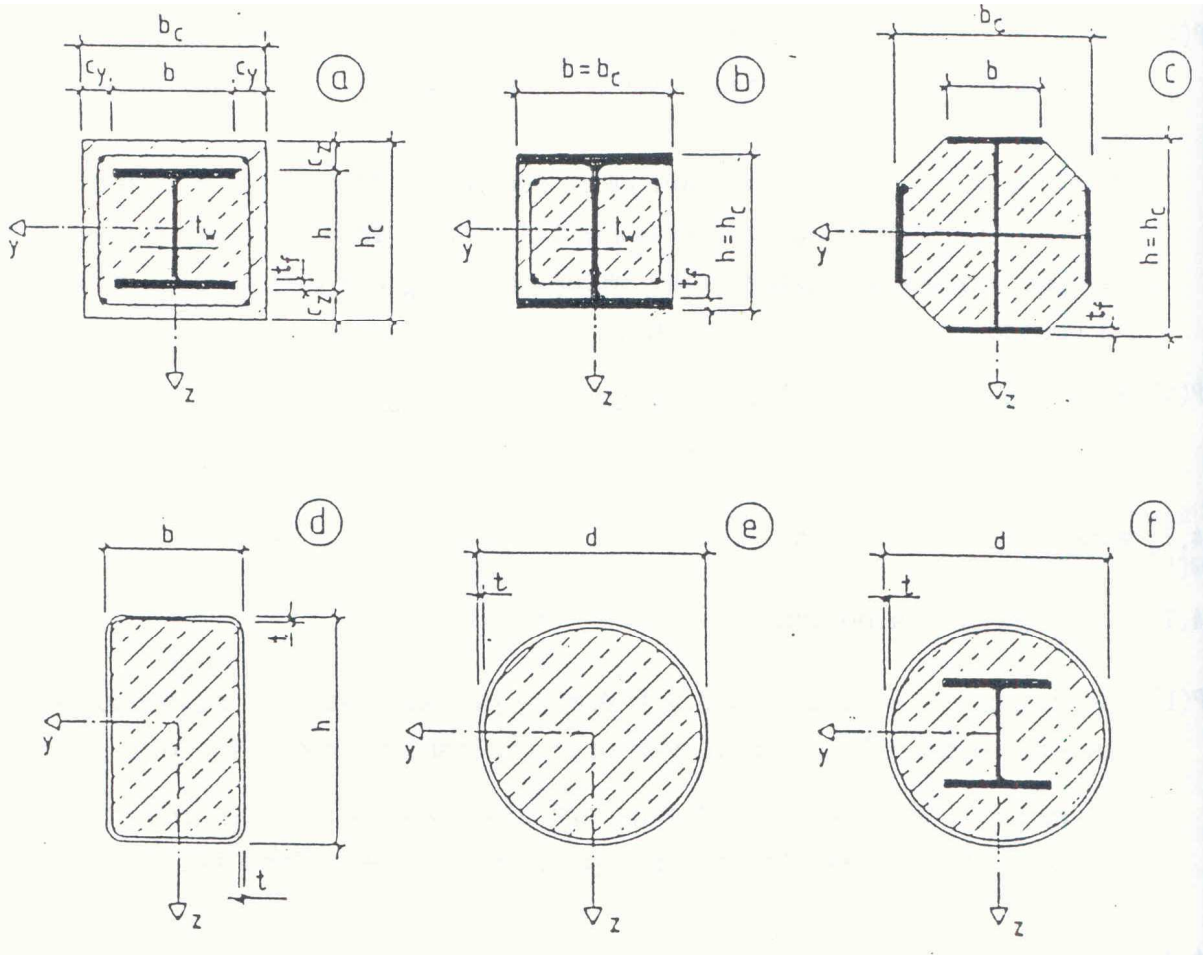
Załącznik 2: Dokumentacja fotograficzna pracy.

1. Wprowadzenie

1.1. Geneza problemu i cel podjęcia badań

We współczesnym budownictwie, wśród dużej różnorodności technologii i materiałów, wyróżnia się stała tendencja do łączenia różnych materiałów w celu uzyskania optymalnych właściwości konstrukcji. W mostownictwie bardzo często wykorzystywane są zespolone konstrukcje typu beton-stal.

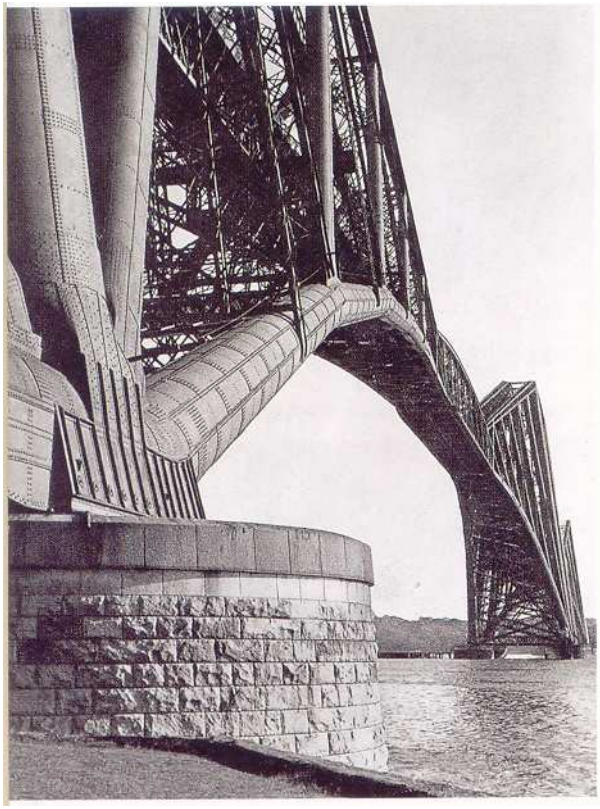
W niniejszej pracy zajęto się analizą i opisem pracy słupów zespolonych stalowo-betonowych wykonanych z rury stalowej wypełnionej betonem (CFST - Concrete Filled Steel Tube). Typowe przekroje poprzeczne słupów zespolonych przedstawiono na rys.1, z których pełniejszej analizie poddano słupy o przekroju poprzecznym oznaczonym literą e.



Rys. 1.1. Typowe przekroje poprzeczne słupów zespolonych [14].

Rury stalowe jako elementy konstrukcji pojawiły się w połowie XIX wieku przy budowie pierwszych mostów kolejowych o dużych rozpiętościach [6], jako wygodne w transporcie i odporne na uszkodzenia. Jeden z bardziej znanych mostów świata przez zatokę Firth of Forth w Szkocji, wzniesiony w latach 1882-1890 ma elementy kratownic wsporników wykonane z nitowanych rur o średnicy 3,6 m (rys. 1.2).

Pierwsze rury bez szwów, początkowo o niewielkiej średnicy, wywalcowano w 1886 r. W latach 1925-1935, po opanowaniu technologii spawania, zaczęto używać stalowych rur spawanych do konstrukcji wież, masztów, przekryć dachowych i mostów.



Rys. 1.2. Most przez zatokę Firth of Forth w Szkocji.

Słupy wykonane z rur stalowych wypełnionych betonem zastosował po raz pierwszy J.Sewell w 1901 roku [67]. W wyniku przypadkowego przeciążenia tych słupów okazało się , że ich nośność jest znacznie wyższa od przewidywanej, zakładającej prostą sumę nośności części stalowej i betonowej przekroju. Wkrótce, na początku XX wieku, były opracowywane metody ich obliczania. W latach 30-tych zbudowano w Rosji dwa mosty łukowe wykonane z rur stalowych wypełnionych betonem o rozpiętościach 101 i 140 m. Pierwszy z nich zbudowano w 1936 roku w Leningradzie przez Newę, autorem projektu był G. Pieriedierij. Drugi był mostem kolejowym, którego projektantem był W . Rosnowskij [48].

W okresie powojennym konstrukcje te nazwane w skrócie CFST stały się obiektem dużego zainteresowania i wówczas powstały liczne prace badawcze, na które także i dziś powołuje się wielu badaczy. Były to prace Niemców K. Klöppela i W. Godera [42] publikujących w latach 50-tych i Amerykanów N. Gardnera i E. Jacobsona [29] w latach 60-tych.

Na podstawie obszernych badań prowadzonych w Australii, Niemczech, Wielkiej Brytanii, Japonii i w Związku Radzieckim został opracowany projekt normy europejskiej EC4 [14] dotyczący konstrukcji zespolonych, zawierający zasady obliczania słupów typu CFST.

Od 1985 roku, co 3 lata, odbywają się organizowane pod patronatem ASCCS (Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures) międzynarodowe konferencje poświęcone stalowo betonowym konstrukcjom zespolonym. Pierwsze dwie konferencje odbyły się w Chinach (1985, 1988), trzecia w Japonii (1991), ostatnia w Australii w 2003r. Bogatym materiałem źródłowym, z którego korzystano w niniejszej pracy były materiały z IV Międzynarodowej Konferencji w Koszycach (Słowacja) 1994 r. [43], oraz następnej w Insbrucku (Austria) w 1997 r. [50].

W odstępach 2, 3-letnich odbywają się konferencje poświęcone samym konstrukcjom rurowym. Dziesiąta z tych konferencji odbyła się w Madrycie w 2003 r.[4, 44], następna - we wrześniu 2006 r. w Toronto.

Od 1986 roku również w Polsce, w około 4-letnich odstępach, odbywają się w Zielonej Górze konferencje naukowe poświęcone konstrukcjom zespolonym .

Autorem i propagatorem pierwszych w Polsce konstrukcji rurowych był prof. Stefan Bryła. Pierwszą ważniejszą konstrukcją rurową (rury nie wypełnione betonem) jego autorstwa był wiązar dachowy na budynku Pocztowej Kasy Oszczędności w Warszawie zrealizowany w 1933 roku. Krzyżulce tej kratownicy miały przekrój rurowy o średnicy 38 mm.

Elementami ruro-betonowymi w Polsce zajmowali się w latach 60-tych XX wieku W. Merunowicz [53], S. Matyaszewski [52], S. Domański [13], M. Sandowicz [67], P. Dawidowicz [10]. Ostatnio, w 2006 r., ukazała się praca M. Abramskiego [2].

Z licznych badań na obszarze byłego ZSRR pomocne przy realizacji tej pracy były publikacje radzieckie L. Łukszy [48] i L. Storożenki [73].

Obecnie największa ilość publikacji na temat rur wypełnionych betonem pochodzi z Chin i Japonii gdzie znalazły one duże zastosowanie nie tylko ze względu na wysoką nośność ale i ze względu na ciągliwość, co jest ich ważną zaletą podczas pracy w warunkach obciążeń sejsmicznych.

W Japonii pierwsze badania i publikacje na temat CFST pojawiły się w latach 1960-tych [69]. Pierwsza edycja norm AIJ (Architectural Institute of Japan) opublikowana w 1967 roku uwzględniała trzy typy okrągłych przekrojów zespolonych:

- rura pokryta betonem,
- CFT (Concrete Filled Tube) - rura wypełniona betonem,
- rura pokryta i wypełniona betonem.

Duży projekt badawczy o nazwie New Urban Housing Project (NUHP) realizowany od 1985 r. we współpracy z naukowcami amerykańskimi, a także liczne prace realizowane na uniwersytetach i w przemyśle umożliwiły pełniejsze usystematyzowanie wiedzy na temat

CFST i znalazły się w najnowszej opublikowanej przez AIJ normie w 2001 roku. Norma ta zwiększa górny limit wytrzymałości betonu na ściskanie do 60 MPa, a także jako pierwszy dokument w Japonii podaje miarę wzrostu wytrzymałości betonu ograniczonego przez okrągły przekrój rury stalowej.

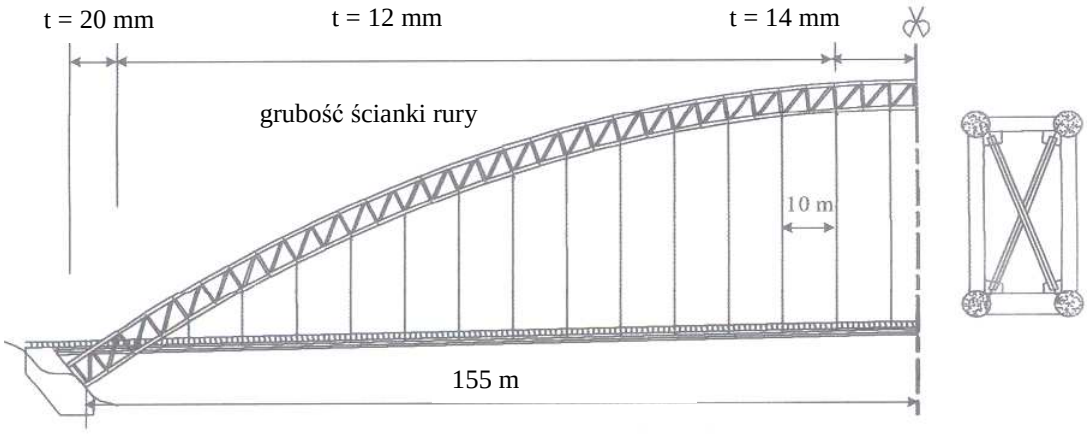
Stowarzyszenie ANUHT założone i działające w Japonii, mające za cel propagowanie konstrukcji wykonanych w technologii CFT, dostarcza zaleceń konstrukcyjnych, technologii wykonania, kształci członków, promuje badania. W latach 1998-2002 skontrolowało 175 budynków o wysokości do 60m wykonanych w technologii CFT. Obserwacje te dostarczyły następujących wniosków:

1. Spośród 175 budynków 65% były to sklepy i budynki biurowe. Zastosowanie CFT do tych budynków wskazuje na dostrzeżenie przez projektantów zalet tych elementów przy projektowaniu dużych otwartych przestrzeni. System CFT jest często stosowany do budynków o dużej kubaturze.
2. System CFT nie jest stosowany do stężonych budynków ramowych. Być może jest to spowodowane tym że okrągłe przekroje mają jednakową sztywność i wytrzymałość w kierunkach poprzecznym i podłużnym. W systemie tym również rzadko stosuje się ściany nośne.
3. Powierzchnia podłogi podpieranej przez słup CFT jest znacznie większa niż przy zastosowaniu słupów żelbetowych czy stalowych. Powierzchnia podłogi przypadająca na podpierający ją jeden słup CFST wynosi ponad 90 m^2 w ponad 40% spośród obserwowanych budynków.
4. Siatka słupów w budynkach biurowych ma często wymiary 8x18m, w centrach handlowych częściej siatka słupów ma wymiary zbliżone do kwadratu.
5. Używane są zarówno kwadratowe jak i okrągłe przekroje poprzeczne o wymiarach 500÷700 mm (w 80% przypadków), D/t =16÷90. Najczęściej używa się stali o wytrzymałości 325 MPa (85%), oraz betonu o wytrzymałości 36÷42 MPa (65%).

Na rys.1.3 przedstawiono jeden z wielu przykładów zastosowania elementów typu CFST w budownictwie japońskim.

Rys. 1.3. Most kolejowy w Japonii w czasie realizacji. Dźwigary typu CFST [69].

Konstrukcje typu CFST rozwijają się obecnie bardzo szybko w Chinach [77] i są szeroko stosowane zarówno w wysokich budynkach jak i w mostach. Eksperymentalne zastosowanie CFST w mostach łukowych zaczęło się w Chinach w latach 1990-tych i od tej pory wybudowano już wiele tego typu obiektów. Przykładowy schemat pokazano na rys. 1.4.



Rys. 1.4. Schemat widoku i przekroju poprzecznego mostu w Chinach [77].

Opierając się na tych doświadczeniach zebrano dużą wiedzę odnośnie projektowania i praktyki budowlanej. Jednakże opracowania naukowe i teorie obliczeniowe pozostają w tyle za praktyką. Niedawno, nadrabiając te niedociągnięcia, rozpoczęto zarówno badania doświadczalne, jak i teoretyczne analizy (Cai 2003, Han 2000, Zhong 1999). Metody projektowania z 2004 roku nie uwzględniają na przykład tak ważnego w pracy elementów CFST tzw. „efektu ograniczenia" rdzenia betonowego przez rurę stalową oraz bazują na projektowaniu w zakresie sprężystym.

W efekcie dużego zainteresowania elementami konstrukcyjnymi typu CFST na świecie, istnieje już spory zasób wiedzy i doświadczeń. W Polsce elementy te, mimo coraz większego zainteresowania, nie są jeszcze wystarczająco rozpowszechnione w budownictwie i mało jest publikacji popularyzujących ich stosowanie, a wiedza na temat ich pracy statyczno - wytrzymałościowej i metod obliczeniowych warta jest pełniejszego przedstawienia. Celem tej dysertacji jest zaprezentowanie aktualnego stanu wiedzy na temat słupów CFST oraz wyjaśnienie kilku, jak dotąd nie dopracowanych problemów badawczych.

1.2. Przegląd stanu wiedzy

Początkowe zastosowania rur wypełnionych betonem miały na celu tylko zabezpieczenie stali przed utratą stateczności i zapewnienie jej ochrony przed korozją. Nie doceniano i nie uwzględniano korzyści wynikających z zespolonej współpracy tych materiałów.

Najważniejszą zaletą, od której zaczęło się zainteresowanie elementami konstrukcyjnymi typu CFST, jest ich duża nośność wynikająca z tzw. efektu ograniczenia (confinement effect) odkształceń poprzecznych betonu zamkniętego wewnątrz płaszcza stalowego. Dotychczasowe badania, a także liczne realizacje konstrukcji z udziałem elementów typu CFST spowodowały powstanie długiej listy ich zalet, które przytoczono niżej za wieloma publikacjami [23, 32, 68, 69].

1.2.1. Zalety słupów zespolonych typu CFST

1. Współpraca stalowej rury i wypełniającego ją betonu:

Beton wypełniający rurę zyskuje na tej współpracy na wytrzymałości dzięki efektowi ograniczenia jego odkształceń. Stal jest zabezpieczona przed wyboczeniem, ale nawet po utracie stateczności miejscowej utrata wytrzymałości stali jest spowolniona poprzez jej współpracę z betonem. Również niszczenie betonu po uplastycznieniu nie jest bardzo szybkie ze względu na współpracę ze stalą. Skurcz i pełzanie betonu zamkniętego wewnątrz rury stalowej są znacznie mniejsze niż w żelbecie.

2. Proporcje przekroju:

Większa część obciążenia jest przenoszona przez beton, stosunkowo tani materiał. Stal jest bardzo „wydajnym” składnikiem gdyż znajduje się na zewnątrz przekroju i pracuje aż do znacznego uplastycznienia. Stal w postaci rur jest dużo wygodniejsza w transporcie niż np kształtowniki walcowane z łącznikami. Chociaż ilość stali w stosunku do pola przekroju betonu jest dużo większa w CFST niż w przekrojach żelbetowych czy stalowych obetonowanych uzyskuje się małe wymiary przekroju poprzecznego [69, 28].

3. Praca statyczno - wytrzymałościowa:

Słupy mają wysoką nośność, sztywność, odporność na uderzenia mechaniczne, wysoką absorbcję energii, dużą ciągliwość. Te dwie ostatnie zalety powodują, że są one cenione jako elementy konstrukcji pracujących pod obciążeniem sejsmicznym, czy parasejsmicznym.

4. Zalety konstruowania:

Ominięcie kosztów wykonania deskowań i zbrojenia, większa przejrzystość konstrukcji i czystość placu budowy, redukcja siły roboczej i skrócenie czasu realizacji robót budowlanych. Łatwość kształtowania połączeń spawanych.

5. Odporność ogniowa:

Wypełnienie betonowe poprawia ognioodporność stali, można więc uniknąć lub zmniejszyć potrzebę użycia materiałów ognioodpornych.

6. Koszty: niższe niż w przypadku konstrukcji stalowych.
7. Ekologia: brak deskowań, możliwość użycia kruszywa pochodzącego z recyklingu.

1.2.2. Współpraca stalowej rury i wypełniającego ją betonu

Elementy typu CFST są najczęściej stosowane jako ściskane lub ściskane z mimośrodem fragmenty konstrukcji – słupy w budynkach, słupo-pale lub pylony obiektów mostowych, dźwigary mostów łukowych, kratowych. Ograniczenie odkształceń poprzecznych betonu płaszczem stalowym wywołuje w betonie stan trójosiowego ściskania, co znacznie zwiększa jego nośność. W betonie i stali, materiałach bardzo zróżnicowanych pod względem wytrzymałości i odkształcalności, współpracujących ze sobą w konstrukcji zespolonej poprawiają się ich parametry wytrzymałościowe.

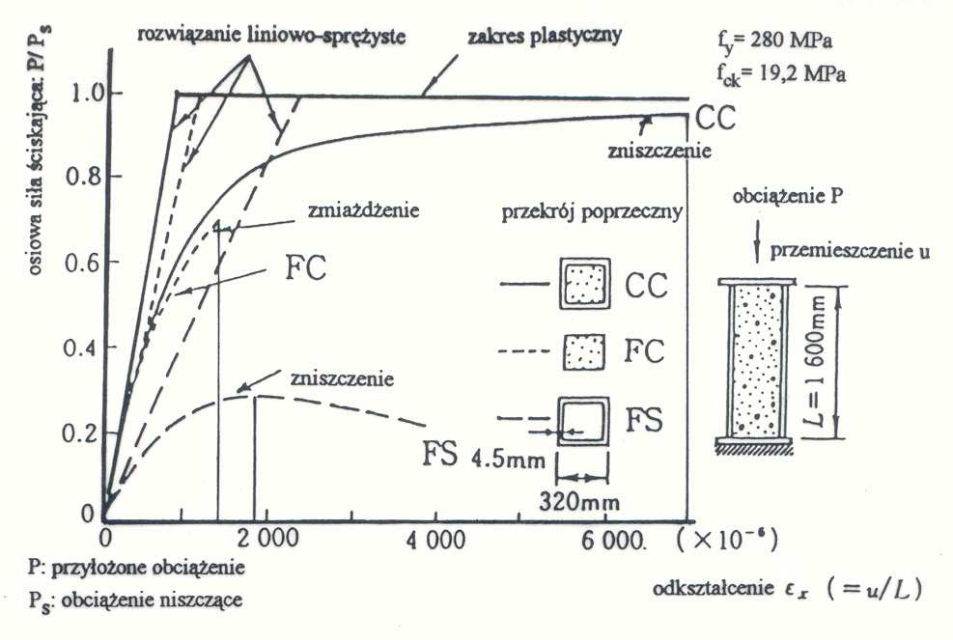
Obciążenie niszczące ściskany słup typu CFST może być znacznie większe od sumy obciążeń niszczących rozłączoną stal i beton. Zagadnienie to obrazuje rys. 1.5, na którym za [34] przytoczono zależność siła – odkształcenie dla trzech osiowo ściskanych słupów krępych o kwadratowym przekroju poprzecznym. Na rysunku symbolem CC oznaczono słup wykonany z rury stalowej wypełnionej betonem, FC oznacza słup betonowy, natomiast FS to słup wykonany z pustej rury stalowej.

Miarą poziomu wzrostu mechanicznych własności konstrukcji CFST w stosunku do zsumowanych własności stali i betonu może być energia zniszczenia słupa zespolonego w porównaniu do energii zniszczenia słupa betonowego czy stalowego. Wartością energii zniszczenia jest pole powierzchni zawarte pomiędzy wykresem funkcji $P/P_s = f(\varepsilon_x)$ a osią odciętych i rzędną odpowiadającą momentowi zniszczenia każdego z tych słupów. Jeżeli

powierzchnię tę oznaczymy jako E to iloraz energii zniszczenia tych słupów ma się do siebie tak jak:

$$E_{FC} : E_{FS} : E_{CC} = 1 : 0,6 : 9,5.$$

Dane te w sposób ewidentny obrazują zasadniczy wpływ zespolenia na nośność, odkształcalność i energię zniszczenia omawianych słupów. Z analizy rysunku wynika również, że słupy te cechuje bardzo duża odkształcalność przy ściskaniu (ciągliwość), oraz że charakter ich pracy jest zbliżony do sprężysto – plastycznej.



Rys. 1.5. Zależność σ-ε dla słupów o kwadratowym przekroju poprzecznym [34].

Zagadnienie jakości tej współpracy, w zależności od zróżnicowanych klas betonu i gatunku stali, na różnych poziomach obciążenia słupa zespolonego typu CFST jest jednym z najważniejszych zagadnień badawczych tej pracy.

1.2.3. Charakterystyka przekroju

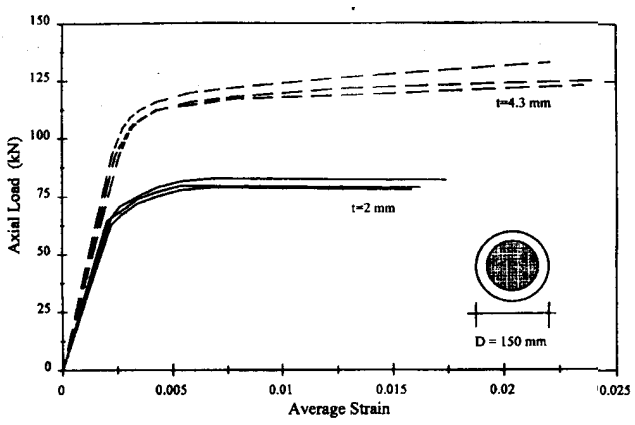
Rury, które wypełnia się betonem najczęściej mają przekrój poprzeczny okrągły oraz kwadratowy, czy też prostokątny. Prowadzone dotychczas badania dają zgodne wyniki w kwestii wpływu kształtu przekroju na nośność elementów ruro-betonowych.

Przekroje kwadratowe rury nie dają jednorodnego trójosiowego stanu naprężenia w wypełniającym betonie i w związku z tym efekt zwiększenia nośności jest dużo niższy niż dla słupów o przekroju okrągłym. Jest też różnica w wykresach obciążenie - odkształcenie [68].

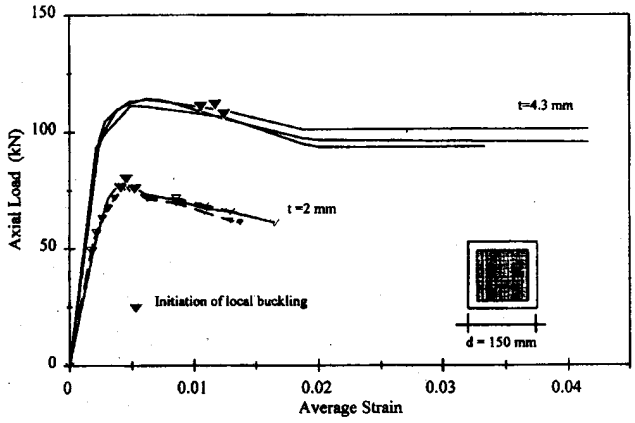
W przypadku rur okrągłych wykres ten pokazuje idealnie sprężysto-plastyczne zachowanie, natomiast dla kwadratowych słupów krzywa obciążenie-odkształcenie bywa typu uszkodzeniowego, jak pokazuje to rys.1.6.

W dalszej części pracy zajmowano się i analizowano tylko elementy ruro-betonowe o okrągłym przekroju poprzecznym.

Ważną wielkością jest współczynnik kształtu D/t (D-średnica zewnętrzna, t - grubość ścianki rury), którego wartość określa proporcje betonu i stali w przekroju poprzecznym. Gdy współczynnik ten maleje zwiększa się nośność elementów ruro-betonowych, ale oznacza to zwiększanie ilości stali w przekroju poprzecznym. Za [68] można przytoczyć wartość D/t > 39 jako oznaczającą rury cienkościenne. Słupy CFST zachowują się ciągliwie niezależnie od współczynnika kształtu. Korzystnie, z punktu widzenia kosztów konstrukcji, jest więc stosowanie elementów CFST o jak największym współczynniku kształtu.



Rys. 1.6. Zależność między odkształceniem i siłą ściskającą dla osiowo obciążonych słupów CFST [68].



Innym ważnym parametrem jest stosunek f_y/f_{ck} (f_y - charakterystyczna granica plastyczności stali, f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu). Nośność elementów CFST zwiększa się równocześnie ze wzrostem wartości tego współczynnika [55]. Proporcje udziału w nośności stali i betonu będą szerzej analizowane w dalszej części pracy.

1.2.4. Sposób przyłożenia obciążenia

Zgodnie z zasadą de Saint-Venanta przy obciążaniu prętów pryzmatycznych jeżeli układ sił działa na niewielkim fragmencie powierzchni przekroju pręta o wymiarach a × a, to w odległości (1÷1,5)a od miejsca przyłożenia obciążenie to działa już na całą powierzchnię

przekroju. Zasada ta jest potwierdzana przez wszystkie przytoczone wcześniej badania w odniesieniu do ściskanych słupów typu CFST. Oznacza to, że nie dalej niż w odległości (1÷1,5)D – średnicy przekroju stal współdziała z betonem w przenoszeniu podłużnej siły ściskającej, nawet jeżeli jest przykładana na fragmencie rdzenia betonowego.

Najwłaściwszym sposobem przyłożenia obciążenia jest więc przyłożenie go do całej powierzchni przekroju poprzecznego. Unika się wówczas zwiększonej destrukcji betonu w strefie przyłożenia obciążenia. W ten sposób przykładano obciążenia podczas realizacji badań własnych.

Istnieją prace badawcze analizujące wpływ sposobu przyłożenia obciążenia na nośność elementów typu CFST, gdzie przykładano siłę ściskającą tylko do rdzenia betonowego, lub tylko do rury stalowej [1, 38, 43]. Przykładanie obciążenia tylko do rdzenia betonowego prowadziło do wniosku o szybkim włączaniu się płaszcza stalowego do współpracy w przenoszeniu obciążeń podłużnych.

2. Tezy pracy

Teza I:

Stopień zespolenia betonu i stali w elemencie ruro-betonowym jest uzależniony od poziomu obciążenia elementu i stopnia destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu.

Teza ta wynika z faktu, że różnica w przyjmowanych normowo wartościach współczynników rozszerzalności poprzecznej dla betonu ν_c=0,2 i stali ν_a=0,3 może powodować, że w początkowej fazie pracy elementów zespolonych nie dochodzi do pełnej współpracy obu materiałów. Stal rozszerzając się poprzecznie szybciej od betonu może wywoływać powstawanie szczeliny na styku betonu i stali. Do tego czasu beton znajduje się w stanie jednoosiowego naprężenia. Dopiero wzrost wartości współczynnika Poissona betonu powyżej $\nu_c=\nu_a$=0,3 spowodowany rozwojem mikro-spękań obciążonego betonu wywoła zespoloną współpracę obu materiałów i stan trójosiowego naprężenia w betonie.

Teza II:

Stopień współpracy betonu i stali w elemencie ruro-betonowym w przenoszeniu obciążeń ściskających jest zależny od rodzaju i klasy betonu oraz od gatunku stali i grubości ścianki elementu CFST.

Dla udowodnienia tej tezy użyto do badań rury wykonane z dwóch gatunków stali o dwóch różnych grubościach ścianek oraz konstrukcyjne betony zwykłe i lekkie o zróżnicowanych wytrzymałościach na ściskanie.

W pracy analizuje się elementy obciążone na całej powierzchni przekroju poprzecznego. Zespolenie betonu i stali powoduje, że stal pracuje w dwukierunkowym stanie naprężenia – podłużne ściskanie i obwodowe rozciąganie. Nie ma w stali naprężeń w kierunku promieniowym. Stan naprężenia w jakim znajduje się beton w zależności od poziomu obciążenia elementu jest przedmiotem analizy.

3. Obliczanie nośności elementów ruro-betonowych

Nośność elementów ruro-betonowych zależy od wielu czynników z czego do podstawowych należą :

- Kształt i wymiary przekroju poprzecznego,
- Smukłość elementu,
- Mimośród obciążenia.

Ponieważ zadaniem jakie postawiono sobie w tej pracy jest zbadanie zespolonej współpracy pomiędzy stalą i betonem zajęto się słupami krępymi. Zagadnienia związane z wpływem wyboczenia słupów typu CFST na ich nośność są analizowane w wielu pracach, między innymi u S. Matyaszewskiego [52], P. Dawidowicza [10]. Badaniami objęto słupy obciążone osiowo, w których mimośród obciążenia jest wielkością przypadkową, analizowaną tylko jako obciążenie II rzędu.

Zwiększona nośność krępego, ściskanego osiowo, słupa zespolonego typu CFST o okrągłym przekroju poprzecznym jest od lat przedmiotem wielu proponowanych teorii obliczeniowych i procedur projektowych, przedstawianych przez różne grupy badaczy.

Wspomnieni K. Klöppel i W. Goder w 1957 r. oszacowali górną i dolną granicę nośności tego typu elementów. Dolna granica była związana z możliwością wyboczenia słupów, górna granica okazała się zbyt konserwatywna dla krótkich słupów [68, 42].

Najprostszym, początkowo stosowanym, sposobem obliczania nośności N_n słupów ruro-betonowych było sumowanie nośności części stalowej i części betonowej. Jest to jednak zbytnie uproszczenie które powoduje, że obliczane w ten sposób elementy nie wykorzystują w pełni swoich zdolności do przenoszenia obciążeń. W celu uściślenia formuły obliczeniowej, wprowadzono w prostym wzorze na sumę nośności stali i betonu współczynniki korekcyjne α i β:

$$N_n = \alpha f_{ck} A_c + \beta f_y A_a \tag{3.1}$$

gdzie: A_a , A_c - pole powierzchni przekroju poprzecznego stali konstrukcyjnej i betonu,

f_y , f_{ck} - wytrzymałości charakterystyczne stali i betonu.

L.Łuksza [48] przytacza liczne przykłady wykonanych przez radzieckich badaczy doświadczeń mających na celu wyznaczenie wartości tych współczynników, przy różnych w

tym celu przyjętych założeniach. L. Storożenko [73] podaje zakresy wartości tych współczynników w granicach: α = 1,2 ÷ 5,0; β = 1,0 ÷ 2,0. W późniejszych pracach uwidacznia się tendencja do zmniejszania znaczenia i wartości współczynnika β zmierzającego do wartości 1,0 , natomiast wartość współczynnika α odpowiednio rośnie. Proponowane przez radzieckich badaczy teoretyczne rozwiązanie nośności elementów ruro-betonowych przedstawiono w dalszej części tego rozdziału.

Najważniejszym czynnikiem powodującym wzrost nośności słupów typu CFST jest zmiana właściwości wytrzymałościowych betonu spowodowana ograniczeniem jego poprzecznych odkształceń tzw. confinement effect. Na początek przedstawiono aktualny stan wiedzy na temat betonu pracującego w stanie trójosiowego naprężenia.

3.1. Nośność betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych

Wyniki badań W. A. Rosnowskiego przytoczone w [47] proponują wyznaczanie wytrzymałości charakterystycznej trójosiowo ściskanego betonu w rurze f'_{ck} na podstawie empirycznego wzoru:

$$f'_{ck} = 0{,}7\, f_{ck} + 18{,}0. \tag{3.2}$$

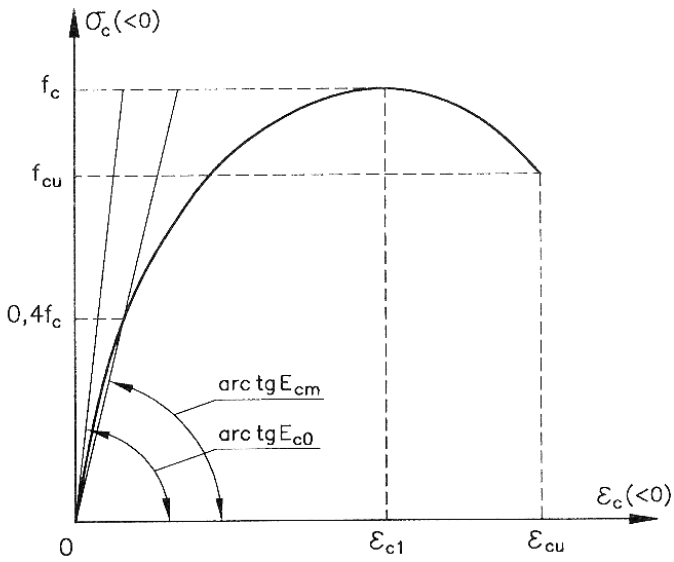
Ze wzoru tego wynika, że efektywność wykorzystania w nośności ruro-betonu, podwyższonej wytrzymałości trójosiowo ściskanego betonu ($\alpha = f'_{ck}/ f_{ck}$), maleje ze wzrostem klasy betonu. Wzór (3.2) po przekształceniu powinien się zgadzać ze wzorem (3.3) przytoczonym za [48, 28]:

$$\alpha = f'_{ck} / f_{ck} = 1 + 18 / f_{ck} . \tag{3.3}$$

Tak jednak nie jest, po przekształceniu wzoru (3.2) otrzymuje się $\alpha = 0{,}7 + 18/f_{ck}$.

Ważne byłoby teraz wyjaśnienie na jakich próbkach badano beton dla wyprowadzonych zależności: walcowych, czy kostkowych, co mogłoby wyjaśnić niezgodności.

Chcąc przejść do wytrzymałości betonu trójosiowo ściskanego należy najpierw przedstawić zależność σ-ε dla betonu jednoosiowo ściskanego i związanych z nią parametrów. Za monografią E. Małka [49], zgodnie z normami EC2[63] i EC4[14] na rys.3.1 pokazano wykres zależności σ-ε, przewidzianej do stosowania w nieliniowej analizie konstrukcji:



Rys. 3.1. Zależność naprężeń σ_c od odkształceń ε_c dla betonu ściskanego [49].

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} f_c \ , \quad \text{dla } \varepsilon_{cu} \le \varepsilon_c \le 0, \tag{3.4}$$

gdzie $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$, $k = -1{,}1\ E_{cm}\ \varepsilon_{c1}/f_c$,

f_c powinno mieć wartość średnią określaną w Eurokodach jako f_{cm}.

Dla betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych w słupach żelbetowych uzwojonych norma PN-B-03264 [62] przewiduje wzrost wytrzymałości betonu wyrażony wzorem (3.5):

$$f_{ccd} = f_{cd} + 2{,}3 f_{yd} \rho_{s,core} (1 - \frac{s_n}{d_{core}})(1 - \frac{8e_{tot}}{d_{core}}) \tag{3.5}$$

w którym:

$$\rho_{s,core} = \frac{A_{s,core}}{A_{core}} \tag{3.6}$$

$$A_{s,core} = \pi d_{core} \frac{A_{st}}{s_n} \quad \text{oraz} \quad A_{core} = \pi d_{core}^2 / 4 \tag{3.7}$$

f_{ccd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość jednoosiowa betonu,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali uzwojenia,

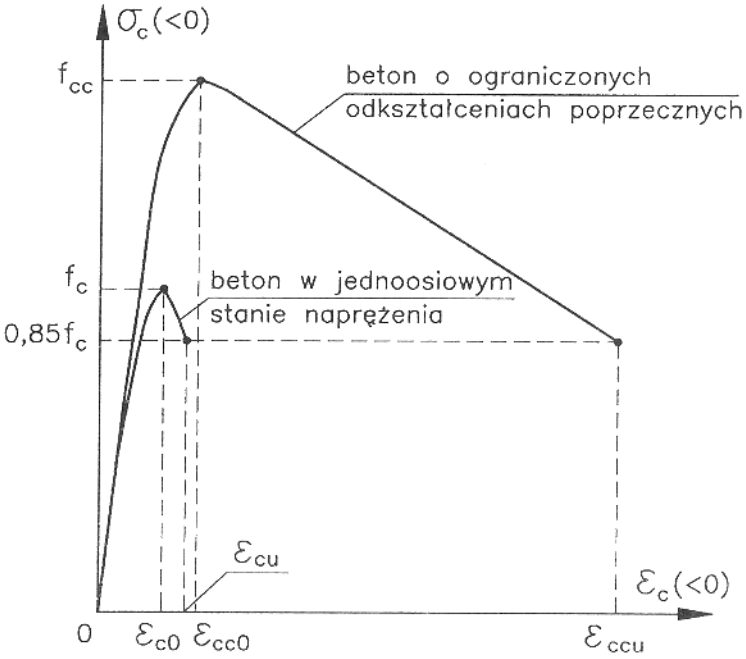
s_n – skok uzwojenia,

d_{core} – średnica rdzenia betonowego objętego przez uzwojenie,

e_{tot} – całkowita wartość mimośrodu,

A_{st} – pole przekroju pręta uzwojenia.

Na rys. 3.2 przedstawiono zależność σ_c-ε_c dla betonu o odkształceniach poprzecznych ograniczonych przy pomocy uzwojenia. Normatyw CEB-FIP Model Code 1990 [7] zawiera przytoczone przez [49] równania wyrażające wartość wytrzymałości betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych.



Rys. 3.2. Zależność naprężeń σ_c od odkształceń ε_c dla betonu ściskanego z ograniczonymi odkształceniami poprzecznymi [49].

Wzrost wytrzymałości betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych do wartości f_{cc} tak jak to przedstawiono na rys.3.2 wyrażony został wzorami:

$$f_{cc} = (1+2{,}5\ \alpha_w \omega_w) f_c\ ,\ \ dla\ \alpha_w \omega_w \leq 0{,}1 \tag{3.8}$$

$$f_{cc} = (1{,}125+2{,}5\ \alpha_w \omega_w) f_c\ ,\ \ dla\ \alpha_w \omega_w > 0{,}1 \tag{3.9}$$

gdzie: f_{cc} – wytrzymałość betonu trójosiowo ściskanego [MPa],

$$\varepsilon_{cc0} = \varepsilon_{c0}\ (f_{cc} / f_c)^2 \tag{3.10}$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0{,}1\ \alpha_w\ \omega_w \tag{3.11}$$

$\varepsilon_{c0} = 0{,}002$; $\varepsilon_{cu} = 0{,}0035$

$$\omega_w = V_p\ V_r \tag{3.12}$$

V_p – objętość zbrojenia poprzecznego,

V_r – objętość rdzenia betonowego objętego przez to zbrojenie,

$$\alpha_w = \alpha_n \alpha_s \,. \tag{3.13}$$

Dla elementu o przekroju okrągłym z uzwojeniem spiralą $\alpha_n = 1$ oraz:

$$\alpha_s = 1 - 0{,}5\, s_u\, b'_o \tag{3.14}$$

s_u – skok uzwojenia,

$b'_o = d_{core}$ – średnica betonowego rdzenia.

W pracy E. Vintzileou i P. Malliri [76 za 49] zaproponowano jedno wyrażenie na określenie wytrzymałości betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych:

$$f_{cc} = (1 + 1{,}85\, \alpha_w\, \omega_w)\, (1{,}15 - 0{,}0025\, f_c)\, f_c \tag{3.15}$$

oraz jedno wyrażenie na określenie odkształceń granicznych betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych:

$$\varepsilon_{ccu} = (0{,}002 + 0{,}085\, \alpha_w\, \omega_w)\, (1{,}6 - 0{,}007\, f_c) \tag{3.16}$$

a także:

$$\varepsilon_{cc0} = (0{,}003 + 0{,}015\, \alpha_w\, \omega_w)\, (1{,}15 - 0{,}0025\, f_c)\,, \quad \text{dla } \alpha_w\, \omega_w \le 0{,}15 \tag{3.17}$$

$$\varepsilon_{cc0} = (0{,}0005 + 0{,}039\, \alpha_w\, \omega_w)\, (1{,}15 - 0{,}0025\, f_c)\,, \quad \text{dla } \alpha_w\, \omega_w > 0{,}15. \tag{3.18}$$

Jak widać z przytoczonych wykresów i wzorów wytrzymałość betonu w stanie trójosiowego naprężenia znacznie wzrasta. Ograniczenie betonu przez rurę stalową jest skuteczniejsze niż uzwojenie. Przy pomocy wymienionych wzorów (3.2÷3.18) trudno jest oszacować wytrzymałość betonu zamkniętego w rurze stalowej. Jest ona zróżnicowana i zależy od charakterystyk przekrojowych i wytrzymałościowych współpracujących materiałów. Ważnym czynnikiem jest także sposób obciążenia elementów ruro-betonowych. Większe podobieństwo do elementów uzwojonych istniałoby w przypadku przekazywania obciążenia ściskającego tylko na beton znajdujący się w rurze. Najczęściej jednak obciążenie przekazywane jest na oba te elementy składowe ruro-betonu równocześnie. W różnych źródłach cytowanych w dalszych rozdziałach do obliczania nośności elementów typu CFST nie korzysta się wprost z wzorów określających wytrzymałość betonu trójosiowo ściskanego.

3.2. Analiza nośności przekrojów zespolonych osiowo ściskanych

3.2.1. Wzory według Eurocodu 4

Najważniejszym, obecnie obowiązującym, sposobem obliczania słupów ruro-betonowych jest norma europejska Eurocod 4 [14, 20]. Część pierwsza EC4 [14] zawiera reguły obliczeń tych elementów dla budynków. Część druga EC4 [20] dotycząca mostów, nie precyzuje reguł obliczeniowych odsyłając do części 1.

Polska norma [57] tracąca swoją ważność na rzecz Eurocodu różni się od europejskiej detalami, o których pisano w [22], nie mającymi dużego wpływu na dokładność obliczeń.

Do omawianych w tej pracy słupów można zastosować przewidywaną w EC4 [14] uproszczoną metodę obliczeń. Stosowanie uproszczonej metody określania obliczeniowej nośności omawianych słupów dotyczy elementów o dwóch osiach symetrii i stałym przekroju na całej długości. Uwzględnić należy również ograniczenie szeregu innych geometrycznych i mechanicznych parametrów:

- dla rur o przekroju okrągłym $d / t \leq 90\varepsilon$, gdzie: d - zewnętrzna średnica rury, t - grubość ścianki rury, f_y - granica plastyczności stali w N/mm^2 , a $\varepsilon = (235 / f_y)^{1/2}$, można pominąć efekty wynikające z wyboczenia miejscowego elementów,

- stosunek udziału stali $0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9$, gdzie δ wyraża się wzorem:

$$\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl\,Rd}} \frac{1}{\gamma_a}, \tag{3.19}$$

- smukłość względna $\bar{\lambda} \leq 2{,}0$, gdzie $\bar{\lambda}$ jest wyrażone wzorem :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl\,Rd}}{N_{cr}}}, \tag{3.20}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_e / l^2 , \tag{3.21}$$

$$(EJ)_e = E_a J_a + 0{,}8 E_{cd} J_c , \tag{3.22}$$

gdzie: N_{plRd} – obliczeniowa nośność plastyczna przekroju na ściskanie,

N_{cr} – krytyczna siła ściskająca z uwagi na wyboczenie,

$(EJ)_e$ – efektywna sztywność sprężysta przekroju na zginanie dla obciążeń krótkotrwałych,

E_a – moduł sprężystości stali konstrukcyjnej w rurze,

E_{cd} – obliczeniowy sieczny moduł sprężystości betonu ($E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$),

γ_c=1,35– współczynnik bezpieczeństwa dla sztywności.

Jeżeli spełnione są wszystkie powyższe warunki nośność obliczeniowa słupa zespolonego może być wyrażona wzorem:

$$N_{Sd} = \chi N_{plRd} \tag{3.23}$$

gdzie: χ - współczynnik redukcyjny zależny od postaci wyboczenia.

Dla słupa zespolonego, nie posiadającego zbrojenia, można N_{plRd} przedstawić w postaci:

$$N_{plRd} = A_a f_y / \gamma_a + 0{,}85\, A_c f_{ck} / \gamma_c \,. \tag{3.24}$$

Dla przekrojów wypełnionych betonem (np. rur) można nośność tę obliczać przyjmując zamiast 0,85 f_{ck} wartość f_{ck} ; we wzorach powyższych:

A_a ,A_c - pole przekroju poprzecznego odpowiednio dla stali konstrukcyjnej i betonu,

f_y , f_{ck} - charakterystyczne wytrzymałości części składowych jw.

γ_a., γ_c - częściowe współczynniki bezpieczeństwa w stanach granicznych nośności (wg EC2 i EC3 odpowiednio 1,10 i 1,35).

W przypadku gdy spełnione są dodatkowe warunki:

- smukłość względna $\bar{\lambda} \le 0{,}5$,
- mimośród obciążenia $e \le d/10$,

można uwzględnić wzrost nośności słupa typu CFST w stosunku do sumy nośności części stalowej i betonowej wzorem:

$$N_{plRd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}) \,. \tag{3.25}$$

W powyższym wzorze dla obciążenia osiowego (e=0) wartości współczynników $\eta_1 = \eta_{10}$ i $\eta_2 = \eta_{20}$ zależą tylko i wyłącznie od smukłości względnej $\bar{\lambda}$:

$$\eta_{10} = 4{,}9 - 18{,}5\bar{\lambda} + 17\left(\bar{\lambda}\right)^2, \quad (\text{lecz} \ge 0), \tag{3.26}$$

$$\eta_{20} = 0{,}25\,(3 + 2\bar{\lambda}) \,, \qquad (\text{lecz} \le 1). \tag{3.27}$$

Jeżeli $0 < e \le d/10$:

$$\eta_1 = \eta_{10}\,(1 - 10\, e/d), \tag{3.28}$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20})\ 10\ e/d\ . \qquad (3.29)$$

Dla e> d/10:

$$\eta_1 = 0,$$

$$\eta_2 = 1,$$

co oznacza brak wzrostu wytrzymałości trójosiowo ściskanego betonu i pełną wytrzymałość płaszcza stalowego nie osłabionego dodatkowymi naprężeniami wynikającymi z nacisku betonu od wnętrza rury stalowej.

We wzorze (3.25) wzrost nośności betonu ograniczonego stalową rurą wyraża się poprzez wzrost wartości współczynnika η_1 wyrażającego nośność betonu od wartości 0,0 do wartości większej od 1,0 zależnej od wartości współczynnika smukłości względnej $\bar{\lambda}$, a także poprzez zwiększanie się stosunku t/d i f_y/f_{ck}. Dla mimośrodu obciążenia $e=0$ wartości współczynników η_{10} i η_{20} przedstawione w tablicy 3.1 są następujące [6]:

Tablica 3.1

$\bar{\lambda}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	≥ 0,5
η_{10}	4,9	3,22	1,88	0,88	0,22	0,0
η_{20}	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0

Wynika stąd, że wzrost nośności betonu spowodowany jego trójosiowym ściskaniem może być uwzględniony tylko wówczas, gdy smukłość względna elementu jest mniejsza od 0,5, natomiast im mniejsza smukłość to w tym mniejszym stopniu obciążenia są przenoszone przez stal; dopiero przy smukłości względnej większej od 0,5 stal jest wykorzystana w 100%. Największa nośność betonu, według powyższych wzorów, może być uzyskana przy zerowej smukłości, przy równoczesnej stracie na nośności stali o 25%. Warto również zauważyć, że niewielkie nawet obniżenie smukłości względnej w zakresie przedstawionym w tabeli daje szybkie zwiększanie się wartości współczynnika η_{10}, a zatem duży przyrost nośności betonu.

Ważnym zapisem normy Eurocod 4 jest też wpływ obciążeń długotrwałych na sztywność przekroju wyrażoną wzorem (3.22). Dokładniejsze uwzględnienie wpływu obciążeń długotrwałych na efektywną sztywność sprężystą przekroju powinno mieć miejsce gdy:

- $\bar{\lambda}$ przekracza wartości graniczne zawarte w tablicy 3.2,
- e/d < 2.

Tablica 3.2

	usztywnione ramy nieprzesuwne	ramy przesuwne i/lub ramy nieusztywnione
kształtowniki obetonowane	0,8	0,5
rury wypełnione betonem	$\frac{0,8}{1-\delta}$	$\frac{0,5}{1-\delta}$

δ - stosunek udziału stali wg wzoru (3.19).

Jeżeli powyższe warunki są spełnione to do wzoru na $(EJ)_e$ (3.22) powinniśmy zamiast wartości E_{cd} podstawić wartość E_c:

$$E_c = E_{cm}[1-0,5\frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}}] \tag{3.30}$$

gdzie: N_{Sd} – nośność obliczeniowa słupa zespolonego,

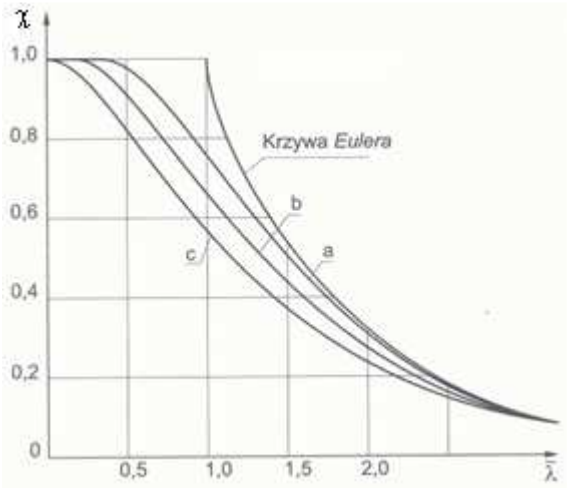
$N_{G.Sd}$ – część stała obciążenia N_{Sd} .

Wartość współczynnika redukcyjnego χ występującego we wzorze (3.23) na nośność słupów zespolonych typu CFST odczytujemy z europejskich krzywych wyboczeniowych zamieszczonych w EC3 [19]. Do rur wypełnionych betonem stosuje się krzywa oznaczona symbolem „a” przedstawiona na rys. 3.3, którą można opisać matematycznymi wzorami Ayrtona-Perry'ego:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \overline{\lambda}^2)}} \tag{3.31}$$

gdzie wielkość pomocnicza ϕ:

$$\phi = 0,5(1 + 0,21(\overline{\lambda} - 0,2) + \overline{\lambda}^2). \tag{3.32}$$



Rys. 3.3. Krzywe wyboczeniowe [46].

3. 2. 2. Wzory według normy polskiej PN-91/B-03302

Polska norma PN 91/B-03302 [57], mimo innych symboli do oznaczenia wielkości wytrzymałościowych i materiałowych, ma prawie dokładnie takie same zapisy jak Eurocod 4 dotyczące obliczania nośności przekrojów typu CFST osiowo ściskanych. Pierwsza różnica to łagodniejszy warunek dotyczący maksymalnego mimośrodu, przy którym można uwzględnić wzrost wytrzymałości betonu spowodowany jego trójosiowym ściskaniem. A mianowicie w odniesieniu do wzorów (3.28) i (3.29), zapisy w PN mają postać:

jeżeli $0 < e \leq d/8$:

$$\eta_1 = \eta_{10}\,(1 - 8\,e/d), \tag{3.33}$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20})\,8\,e/d, \tag{3.34}$$

dopiero dla $e > d/8$:

$$\eta_1 = 0,$$

$$\eta_2 = 1.$$

W polskiej normie jest też pewna różnica przy obliczaniu sztywności przekroju zespolonego określonego w EC4 wzorem (3.22), w PN mamy:

$$B = E_a J_a + E'_b J_b \tag{3.35}$$

gdzie: E'_b – współczynnik sprężystości betonu, określany w zależności od charakteru i długotrwałości obciążenia.

Przyjmuje się następujące wartości E'_b :

– w przypadku obciążeń krótkotrwałych i wpływu temperatury: $E'_b = E_b$,

– w przypadku obciążeń długotrwałych:

$$E_b' = \frac{E_b}{1 + \psi\varphi_p} \tag{3.36}$$

– gdy stosunek obciążeń długotrwałych do obciążeń całkowitych wynosi υ_d :

$$E_b' = \frac{E_b}{1 + \upsilon_d \psi\varphi_p} \tag{3.37}$$

– w przypadku skurczu betonu

$$E_b' = \frac{E_b}{1 + \psi_{sk}\varphi_p} \tag{3.38}$$

przy czym φ_p – współczynnik pełzania betonu, a ψ i ψ_{sk} obliczamy wg wzorów:

$$\psi = \frac{e^{\rho\varphi_p} - 1}{\rho\varphi_p} \tag{3.39}$$

$$\psi_{sk} = \frac{e^{\rho\varphi_p}}{e^{\rho\varphi_p} - 1} - \frac{1}{\rho\varphi_p} \tag{3.40}$$

$$\rho = \frac{1}{1 + \frac{E_b F_b}{E_s F_s} + a^2 \frac{E_b F_b}{E_b I_b + E_s I_s}} \tag{3.41}$$

a - odległość środka ciężkości betonu od środka ciężkości stali.

W niniejszej pracy przy obliczaniu elementów badawczych typu CFST przyjęto : $E'_b = E_b$, ze względu na krótkotrwały charakter obciążeń.

3. 2. 3. Wzory według normy niemieckiej DIN 18806

Na konferencji naukowej w Innsbrucku R. Bergmann [3] przedstawił porównanie sposobu projektowania słupów zespolonych według Eurocodu 4 i norm niemieckich. Norma niemiecka DIN [12] mimo, że jest oparta na zasadzie stanów granicznych, podobnie jak Eurokod 4, różni się podejściem do koncepcji bezpieczeństwa. Eurocod jest oparty na metodach probabilistycznych stosujących współczynniki bezpieczeństwa zarówno do obciążeń jak i osobno współczynniki bezpieczeństwa do materiałów. Norma niemiecka oparta jest na deterministycznej koncepcji uwzględniającej współczynniki bezpieczeństwa tylko do obciążeń. Sposób projektowania słupów zespolonych typu CFST według metody uproszczonej w DIN jest dokładnie taki sam jak w EC4.

Nośność przekroju oblicza się ze wzoru (3.24). Nośność przekroju liczona z uwzględnieniem efektu ograniczenia betonu wg wzoru (3.25) jest pomijana w nowszym drafcie DIN [11], ponieważ efekt ten jest bardzo mały i pomijalny w deterministycznym sposobie uwzględniania bezpieczeństwa. Jest też różnica w uwzględnianiu współczynnika sztywności przyjmowanego wg Eurocodu 4 jako:

$$(EJ)_e = E_a J_a + 0{,}6\, E_{cm} J_c + E_s J_s \tag{3.42}$$

gdzie: $E_s J_s$ – moduł sprężystości i moment bezwładności stali zbrojeniowej w elemencie.

W normie niemieckiej ma on wartość obliczeniową równą:

$$(EJ)_d = \frac{(E_a J_a)}{1{,}1} + \frac{0{,}6 E_{cm} J_c}{1{,}35} + \frac{E_s J_s}{1{,}1}. \qquad (3.43)$$

Wartości współczynników we wzorze (3.43) podlegają dalszym badaniom. Wielkości występujące w mianowniku wyglądają jak współczynniki bezpieczeństwa, ale nie mają z nimi nic wspólnego, wynikają z uwzględnienia wyboczenia [3].

Dodatkowo wpływ skurczu i pełzania betonu powoduje uwzględnienie we wzorze (3.43) zgodnie z Eurocodem 4, zamiast E_{cm} , wtórnego modułu sprężystości betonu E_c wyrażonego wzorem:

$$E_c = E_{cm}[1 - 0{,}5\frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}}] \qquad (3.44)$$

z zastrzeżeniem, że jest to konieczne tylko wówczas gdy mimośród obciążenia jest mniejszy niż dwukrotny wymiar przekroju poprzecznego i smukłość względna jest mniejsza niż wartości graniczne z Eurocodu 4. Limity smukłości względnej i mimośrodu, jak zauważono w opracowaniu [3], prowadzą do wniosku, że w typowych przekrojach wpływ skurczu i pełzania nie musi być uwzględniany.

Z analizy powyższej wynika, że z uwagi na sposób obliczania sztywności $(EJ)_e$ nośności przekrojów ruro-betonowych obliczane według Eurocodu 4, PN i DIN nie są równe, najwyższe są wg PN, najniższe wg DIN.

3.2.4. Wzory według norm japońskich AIJ

Zasady projektowania słupów CFST według norm japońskich przytoczono w oparciu o publikację [69].

Założenia:

1. Metoda projektowania opiera się na zasadzie naprężeń dopuszczalnych opartych na analizie sprężystej konstrukcji. W projektowaniu na obciążenie sejsmiczne graniczne obciążenie poziome przy naprężeniach dopuszczalnych na jakie projektowany jest budynek musi być większe niż żądana wartość oporności na ostre trzęsienie ziemi. Obciążenia projektowe i dopuszczalne naprężenia materiałów są podane w normie AIJ.

2. Normowa granica plastyczności stali waha się od 235 MPa (215 MPa jeżeli grubość blachy t ≥ 40mm) do 355 MPa (335 MPa jeżeli grubość blachy t ≥ 40mm), występuje również kilka gatunków stali wysokiej wytrzymałości.
3. Graniczne wartości stosunku D/t:

przekrój prostokątny $$\frac{B}{t_s} \le 1{,}5\frac{735}{\sqrt{F}}\ , \qquad (3.45)$$

przekrój okrągły $$\frac{D}{t_s} \le 1{,}5\frac{23500}{F}\ . \qquad (3.46)$$

gdzie:

B – szerokość przekroju prostokątnego,

D – średnica zewnętrzna przekroju okrągłego,

t_s – grubość ścianki rury stalowej,

F – wytrzymałość normowa stali, służąca do określenia dopuszczalnych naprężeń stali (mniejsza niż granica plastyczności stali, wytrzymałość stali na rozciąganie mnożona przez współczynnik 0,7 , wyrażona w MPa).

Wartości D/t złagodzone 1,5-krotnie w stosunku do prętów stalowych uwzględniające wynikający z badań ograniczający wpływ betonu na lokalne wyboczenie rury stalowej.

4. Długotrwałe naprężenia w styku pomiędzy wewnętrzną powierzchnią rury stalowej i wypełniającym betonem:

   0,15 MPa dla rury okrągłej,

   0,10 MPa dla rury prostokątnej.

   Naprężenia w styku nie zależą od wytrzymałości betonu, dla naprężeń krótkotrwałych wartości można zwiększyć 1,5-krotnie.
5. Naprężenia dopuszczalne na ściskanie betonu:

   $f_c = F_c/3$ – dla naprężeń długotrwałych,

   $f_c = 2F_c/3$ – dla naprężeń krótkotrwałych,

   gdzie F_c – normowa wytrzymałość betonu na ściskanie.
6. Maksymalna efektywna długość wyboczeniowa elementu CFT (Concrete Filled Tube), rury wypełnionej betonem:

   $l_k/D \le 50$ dla elementów ściskanych,

   $l_k/D \le 30$ dla elementów ściskanych ze zginaniem,

   l_k – efektywna długość wyboczeniowa elementu,

   D – mniejszy wymiar przekroju poprzecznego.

Dopuszczalna nośność na ściskanie słupów zespolonych CFT

1. dla $l_k/D \leq 4$

$$N_{c1} = {}_cN_c + (1+\eta)\ {}_sN_c \tag{3.47}$$

2. dla $4 < l_k/D \leq 12$

$$N_{c2} = N_{c1} - 0{,}125[N_{c1} - N_{c3}\ (l_k/D=12)]\ (l_k/D-4) \tag{3.48}$$

3. dla $l_k/D > 12$

$$N_{c3} = {}_cN_c + {}_sN_c \tag{3.49}$$

$\eta=0$ - dla przekrojów kwadratowych,

$\eta=0{,}27$ - dla przekrojów okrągłych,

N_{c1}, N_{c2}, N_{c3} – dopuszczalna nośność słupów CFT,

${}_cN_c$ – dopuszczalna nośność słupa betonowego,

${}_sN_c$ – dopuszczalna nośność rury stalowej,

gdzie:

$${}_cN_c = {}_cA\ {}_cf_c = {}_cA\ \ F_c/{}_c\nu \qquad \text{dla } l_k/D \leq 4 \tag{3.50}$$

$${}_cN_c = {}_cN_{cr}/\ {}_c\nu = {}_cA\ \ {}_c\sigma_{cr}/{}_c\nu \qquad \text{dla } l_k/D > 12 \tag{3.51}$$

oraz:

$${}_sN_c = {}_sA\ {}_sf_c = {}_sA\ \ F/{}_s\nu \qquad \text{dla } l_k/D \leq 4 \tag{3.52}$$

$${}_sN_c = {}_sA\ \ f_c = \{{}_sA[1-0{,}4({}_s\lambda/\Lambda)^2]F\}/{}_s\nu \qquad \text{dla } l_k/D > 12 \ \text{ i } {}_s\lambda \leq \Lambda \tag{3.53}$$

$${}_sN_c = {}_sA\ \ {}_sf_c = {}_sA\frac{0{,}6F}{(\frac{{}_s\lambda}{\Lambda})^2\ {}_s\nu} \qquad \text{dla } l_k/D > 12 \ \text{ i } {}_s\lambda > \Lambda \tag{3.54}$$

${}_cA$, ${}_sA$ – przekrój poprzeczny betonu i stali w rurze, odpowiednio,

${}_cf_c$, ${}_sf_c$ – dopuszczalne naprężenia ściskające na beton i na stal w rurze,

${}_c\nu$ – współczynnik bezpieczeństwa dla betonu równy:

3,0 – dla naprężeń długotrwałych,

1,5 – dla naprężeń krótkotrwałych,

${}_s\nu$ – współczynnik bezpieczeństwa dla rury stalowej (od naprężeń długotrwałych):

$l_k/D \leq 4$	${}_s\nu = 1{,}5$
dla $l_k/D > 12$ i ${}_s\lambda \leq \Lambda$	${}_s\nu = 3/2 + 2/3({}_s\lambda/\Lambda)^2$
${}_s\lambda > \Lambda$	${}_s\nu = 13/6$,

dla naprężeń krótkotrwałych 1,5 krotność powyższych wartości,

${}_c\sigma_{cr}$ - krytyczne naprężenie w betonie obliczane w zależności od współczynnika smukłości słupa betonowego ${}_c\lambda$,

F – normowa wartość wytrzymałości rury stalowej,

${}_s\lambda$ – efektywny współczynnik smukłości rury stalowej,

Λ – krytyczny współczynnik smukłości $\Lambda = \pi \sqrt{{}_s E / 0{,}6F}$,

${}_sE$ – moduł sprężystości stali.

<u>Graniczna nośność na ściskanie słupów zespolonych CFT</u>

1. dla $l_k/D \leq 4$

$$N_{cu1} = {}_cN_{cu} + (1+\eta)\, {}_sN_{cu} \tag{3.55}$$

2. dla $4 < l_k/D \leq 12$

$$N_{cu2} = N_{cu1} - 0{,}125[N_{cu1} - N_{cu3}\,(l_k/D=12)]\,(l_k/D-4) \tag{3.56}$$

3. dla $l_k/D > 12$

$$N_{cu3} = {}_cN_{cr} + {}_sN_{cr} \tag{3.57}$$

N_{cu1} , N_{cu2} , N_{cu3} – graniczne nośności słupa CFT,

${}_cN_{cu}$ – graniczna nośność słupa betonowego,

${}_sN_{cu}$ - graniczna nośność stalowego słupa rurowego,

${}_cN_{cr}$ - wyboczeniowa nośność słupa betonowego,

${}_sN_{cr}$ - wyboczeniowa nośność stalowego słupa rurowego.

Wyprowadzenie granicznej wartości siły ściskającej w przekroju CFT dla $l_k/D \leq 4$:

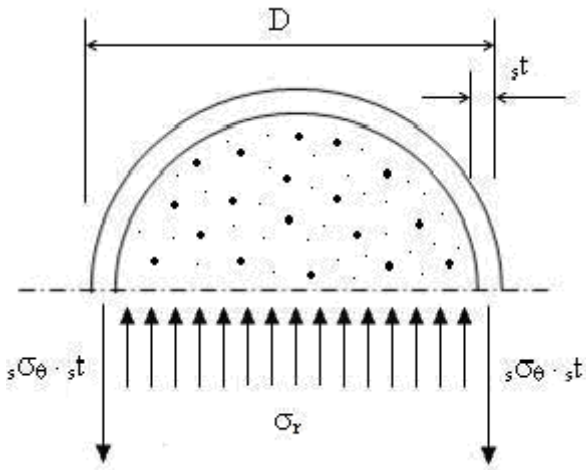
$$N_{cu1} = {}_cA\ {}_c\sigma_{cB} + {}_sA\ {}_s\sigma_z \tag{3.58}$$

${}_c\sigma_{cB}$ – naprężenie osiowe w części betonowej przekroju CFT,

${}_s\sigma_z$ – osiowe naprężenie w części stalowej CFT,

σ_r – boczne ciśnienie na beton,

${}_s\sigma_\theta$ – obwodowe naprężenie rozciągające w stali.



Rys. 3.4. Równowaga sił przekrojowych.

Osiowe naprężenie w betonie uwzględniające efekt ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu:

$${}_c\sigma_{cB} = {}_c\sigma_B + k\,\sigma_r \tag{3.59}$$

k = 4,1 współczynnik ograniczenia.

Z równowagi sił przekrojowych przedstawionych na rys. 3.4 pomiędzy ciśnieniem bocznym na beton i naprężeniem rozciągającym obwodowo rurę stalową otrzymujemy:

$$(D-2\,{}_s t)\,б_r = 2\,{}_s t\,{}_s б_\theta \tag{3.60}$$

skąd

$$б_r = \frac{2\,{}_s t}{D-2\,{}_s t}\,{}_s\sigma_\theta\ . \tag{3.61}$$

Podstawiając (3.59) i (3.61) do (3.58):

$$N_{cu1} = {}_cA\ {}_cб_B + {}_cA\ k\ \frac{2\,{}_s t}{D-2\,{}_s t}\,{}_s\sigma_\theta\ + {}_sA\ {}_sб_z + {}_sA\ {}_sб_y\ -\ {}_sA\ {}_sб_y\ . \tag{3.62}$$

Uwzględniając, że ${}_cN_{cu} = {}_cA\ {}_cб_{cB}$ oraz ${}_sN_{cu} = {}_sA\ {}_sб_y$, a także:

$$\frac{{}_cA}{{}_sA} = \frac{\pi[(D-2\,{}_s t)/2]^2}{2\pi[(D-{}_s t)/2]\,{}_s t} \tag{3.63}$$

otrzymujemy:

$$\eta = \frac{{}_s\sigma_z}{{}_s\sigma_y} - 1 + k\,\frac{{}_s\sigma_\theta}{{}_s\sigma_y}\,\frac{D-2t}{2(D-t)}\ . \tag{3.64}$$

Przyjmując:

$\frac{{}_s\sigma_\theta}{{}_s\sigma_y} = 0{,}19$ – otrzymane z analizy danych doświadczalnych,

k = 4,1 oraz D/t = 50, η przyjmuje wartość η = 0,27 .

Stąd otrzymujemy wyprowadzany wzór (3.55):

$$N_{cu1} = {}_cN_{cu} + (1+\eta)\ {}_sN_{cu}\ .$$

Dla $l_k/D > 12$ wg wzoru (3.57) na N_{cu3} obliczamy nośność wyboczeniową słupa wg wzoru (3.65):

$${}_cN_{cr} = {}_cA\ {}_cб_{cr} \tag{3.65}$$

oraz nośność graniczną betonu:

$${}_cN_{cu} = {}_cA\ {}_cr_u\ F_c \tag{3.66}$$

${}_cб_{cr}$ – krytyczne naprężenie w betonie obliczane w zależności od współczynnika smukłości słupa betonowego ${}_c\lambda$,

${}_cr_u = 0{,}85$ – współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości betonu.

Naprężenie krytyczne ${}_cб_{cr}$ obliczamy ze wzorów (3.67) ÷ (3.71):

$_c\lambda_1 \le 1{,}0;$ $$_c\sigma_{cr} = \frac{2}{1+\sqrt{_c\lambda_1^4+1}}\,_c r_u F_c \qquad (3.67)$$

$_c\lambda_1 > 1{,}0$ $$_c\sigma_{cr} = 0{,}83\ exp[C_c(1-\,_c\lambda_1)]\ _c r_u\ F_c \qquad (3.68)$$

gdzie $_c\lambda$ – współczynnik smukłości słupa betonowego, oraz:

$$_c\lambda_1 = \frac{_c\lambda}{\pi}\sqrt{_c\varepsilon_u} \qquad (3.69)$$

$$_c\varepsilon_u = 0{,}93(_c r_u F_c)^{1/4}\times 10^{-3} \qquad (3.70)$$

$$C_c = 0{,}568 + 0{,}00612\ F_c\ . \qquad (3.71)$$

W równaniach (3.67) i (3.68) wytrzymałość betonu o ograniczonych odkształceniach nie jest uwzględniana.

Graniczna nośność na ściskanie rury stalowej:

$$_sN_{cu} = {_sA}\ F\ . \qquad (3.72)$$

Nośność wyboczeniowa rury stalowej jest obliczana z wzorów (3.73) do (3.77)

$_s\lambda_1 < 0{,}3$ $$_sN_{cr} = {_sA}\ F \qquad (3.73)$$

$0{,}3 \le {_s\lambda_1} < 1{,}3$ $$_sN_{cr} = [1-0{,}545(_s\lambda_1-0{,}3)]\ {_sA}\ F \qquad (3.74)$$

$_s\lambda_1 \ge 1{,}3$ $$_sN_{cr} = {_sN_E}/1{,}3 \qquad (3.75)$$

gdzie: $$_s\lambda_1 = \frac{_s\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{F}{_sE}} \qquad (3.76)$$

$$_sN_E = \frac{\pi^2\,_sE\,_sJ}{l_k^2} \qquad (3.77)$$

gdzie: $_s\lambda$ – współczynnik smukłości słupa stalowego,

$_sE$ – moduł sprężystości stali,

$_sJ$ – moment bezwładności przekroju rury stalowej.

Równania (3.73) do (3.75) są też używane w Japonii przy projektowaniu konstrukcji stalowych w zakresie plastycznym.

3.2.5. Według wzorów z literatury radzieckiej

L. Łuksza w pracach [47, 48] podaje teoretyczne rozwiązanie problemu nośności ściskanych elementów ruro-betonowych korzystając z wzorów teorii sprężystości i plastyczności. Szczegółowo rozpisane wyprowadzenie tych podanych niżej formuł przytacza K. Furtak [28]. Proponowany przez L. Łukszę wzór na nośność krępego elementu ruro-betonowego o obciążeniu przyłożonym do całego przekroju poprzecznego przedstawia się następująco:

$$N_S = (f_{ck} + K\,\sigma_o)A_c + \sigma_z\,A_a \tag{3.78}$$

gdzie: σ_o - ciśnienie betonu na powłokę stalową, wyrażone wzorem:

$$\sigma_o = \frac{f_y + n\,f_{ck}}{n\left(K - 2\,\nu_c\right) - 1}\left(1 - \beta_r^{-\frac{n\left(K-2\nu_c\right)-1}{1+\nu_a}}\right) \tag{3.79}$$

a σ_z - wytrzymałość osiowa powłoki stalowej z uwzględnieniem złożonego stanu naprężeń, wyrażona wzorem:

$$\sigma_z = f_y - \sigma_0 \frac{\beta_r}{\beta_r - 1} \geq 0\,. \tag{3.80}$$

We wzorach tych:

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}}\,, \qquad \beta_r = \frac{R}{r}\,, \tag{3.81}$$

ν_a , ν_c - współczynniki Poissona stali konstrukcyjnej i betonu,

E_a - współczynnik sprężystości stali konstrukcyjnej,

E_{cm} -sieczny moduł sprężystości betonu,

R , r - zewnętrzny i wewnętrzny promień powłoki stalowej,

K - współczynnik bocznego ciśnienia, wyrażony wzorem:

$$K = \varphi - \frac{f_{ck} + f_{ctk0,05}}{2\sigma_o} + \left\{\varphi^2 + \varphi - 2 + \frac{(\varphi+2)\left(f_{ck} - f_{ctk0,05}\right)}{\sigma_o} + \frac{\left(f_{ck} + f_{ctk0,05}\right)^2}{\left(2\sigma_o\right)^2}\right\}^{1/2} \tag{3.82}$$

lub dużo prostszym wzorem empirycznym:

$$K = 10 - 100\,\sigma_o / (f_{ck} + 15\sigma_o) \tag{3.83}$$

gdzie:

$$\varphi = \frac{2(3k - \underline{m})}{3k + \underline{m}}\,; \qquad k = \frac{f_{ck}}{f_{ctk0,05}}\,; \tag{3.84}$$

m- wskaźnik klasy materiału, równy 2,0 dla betonów zwykłych; (L.Łuksza nie podaje bliższych informacji na temat tego wskaźnika. Jest prawdopodobne, że jego wartości korespondują z innym współczynnikiem podanym przez N. Skworcowa - K_D[48], którego wartości wyznacza się z wykresu. Są one zależne od smukłości słupa. Dla słupów krępych wynoszą od 3,4 dla betonu klasy B10, do 1,9 dla betonu klasy B40),

$f_{ctk\,0,05}$ - wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie.

Współczynnik efektywności ruro-betonu wyraża się wzorem:

$$m = N_S/(f_{ck}\ A_c + f_y\ A_a) \qquad (3.85)$$

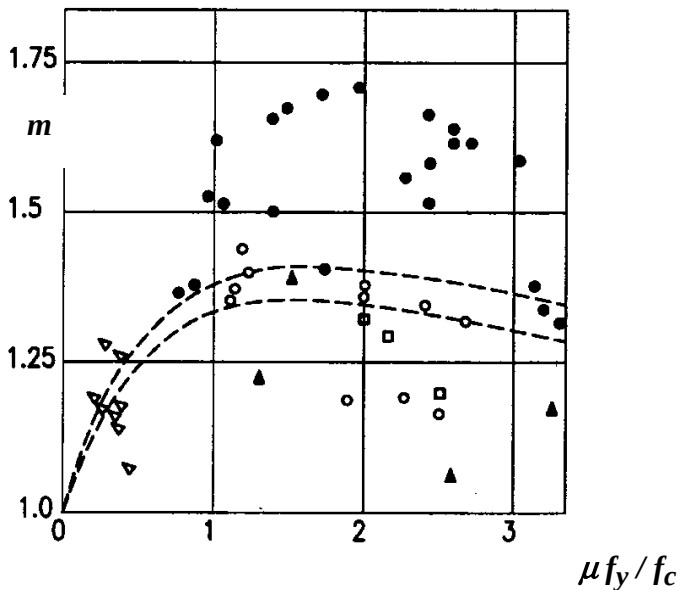
Wzór (3.78) jest funkcją wielu różnych parametrów mających wpływ na pracę elementu ruro-betonowego. Autor [48] przedstawia analogiczny do *m* wg wzoru (3.85) parametr, określający stosunek nośności elementu ruro-betonowego wynikającego z badań, w stadium uplastycznienia rury – N_S , do nośności tego elementu obliczonego jako suma nośności rury i betonu bez uwzględnienia ich współpracy – $f_{ck}\ A_c + f_y\ A_a$, jako funkcję trzech najważniejszych czynników wpływających na pracę ruro-betonu: granicy plastyczności stali – f_y , wytrzymałości betonu na ściskanie – f_{ck} i współczynnika zbrojenia - μ będącego funkcją grubości ścianki:

$$m = N_S / (f_{ck} A_c + f_y A_a) = f(\mu f_y / f_{ck}) \qquad (3.86)$$

gdzie: $\mu = \beta_r^2 - 1$.

Wartości tej funkcji przedstawiono na rys.3.5. W efekcie zestawienia wyników badań różnych autorów stwierdzono, że funkcja ta osiąga wartości zbliżone do maksymalnych (wzrost nośności betonu ograniczonego rurą jest najwyższy) gdy:

$$1 \le \mu f_y / f_{ck} \le 3 \qquad (3.87)$$



Rys. 3.5. Efektywność ruro-betonu [48].

Stosunek nośności po lewej stronie wzoru (3.86) wynosiłby 1,0 , gdyby nie było wzrostu nośności betonu ograniczonego

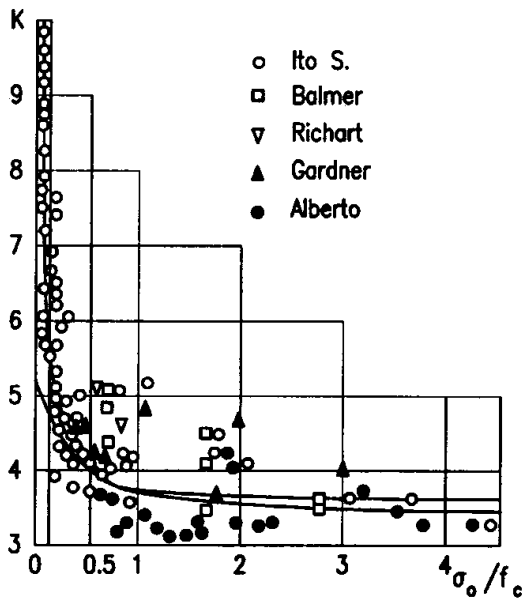
rurą. Punkty na tym wykresie przedstawiają różne wyniki badań. Dwie krzywe na rysunku przedstawiają analityczne wykresy funkcji $f(\mu f_y / f_{ck})$, dla dwóch wartości współczynnika Poissona: górna dla $\nu_c = 0{,}5$ i dolna dla $\nu_c = 0{,}2$, obydwie dla wartości współczynnika bocznego ciśnienia $K=4$. Wykresy te omijają wiele punktów wyników badań. Krzywe te obejmowałyby większy zakres uzyskanych z badań wyników gdyby wartości parametru K były zmienne. Niektóre z wyników badań znajdujące się pod wykresami uznano za zaniżone, spowodowane niepewną, bo wzrokową, oceną wystąpienia początku uplastycznienia stali.

Jednym z ważniejszych parametrów w powyższym sposobie obliczeń jest współczynnik bocznego ciśnienia K. Uproszczone obliczenie wartości tego współczynnika według wzoru (3.83) prowadzi w przybliżeniu do wartości $K= 4$.

Podobną wartość współczynnika $K=4$ uzyskał w swoich rozważaniach W. Michajłow [54], analizując nośność betonu na trójosiowe ściskanie. Jego wzór na nośność betonu w słupie - N_S^c poddanego bocznemu ciśnieniu p_0 ma postać analogiczną do wzoru (3.78):

$$N_S^c = \left(f_{ck} + 4p_0\right)A_c . \tag{3.88}$$

Na rys.3.6 wg [47] przedstawiono wartości współczynnika K określone wzorem (3.82) dla wskazanych wyników badań różnych autorów. Z rysunku wynika, że wartości te zmieniają się w rzeczywistości w przedziale $10 \geq K \geq 3$.



Rys. 3.6. Zależność między obciśnięciem bocznym a współczynnikiem K.

Przy obliczaniu naprężeń podłużnych w powłoce stalowej wg wzoru (3.80) należy zwrócić uwagę, że przy pewnych układach danych wyjściowych do obliczeń , wartość ta może się okazać ujemna i należy wówczas przyjąć ją jako równą 0,0. Jak okazało się w kilku badaniach, przy małej grubości ścianki rury, naprężenia podłużne w niej wynosiły 0,0 co oznacza, że cienka rura nie przenosiła naprężeń w kierunku podłużnym lecz tylko w poprzecznym. Znane są też badania, które wykazują, że w przypadku rur grubościennych, rura przenosi w zasadzie tylko naprężenia podłużne. Te fakty znajdują potwierdzenie w

powyższych wzorach, szczególnie w odniesieniu do parametru β_r we wzorze (3.80) na naprężenia osiowe w powłoce stalowej.

3.3. Nieliniowa analiza nośności

Nośność przekrojów osiowo ściskanych zapisana w normach [14, 57] dotyczy w zasadzie tego typu elementów stosowanych w budownictwie ogólnym. W przypadku obliczania przekrojów rurowych wypełnionych betonem pracujących w konstrukcjach mostowych zwłaszcza dla elementów konstrukcyjnych o dużych rozpiętościach wymagana jest pełniejsza analiza ich pracy także w zakresie poza-sprężystym. Temu celowi służą opracowania metodami numerycznymi z nieliniową analizą pracy elementów stalowo-żelbetowych [49, 77].

Do analizy pracy konstrukcji w zakresie sprężystym przyjmuje się wiele założeń. Należy je tu przytoczyć [56], gdyż wiele z nich obowiązuje także w zakresie poza-sprężystym:

1. Element konstrukcyjny jest ośrodkiem ciągłym, tzw. continuum materialne,
2. Znajduje się w równowadze statecznej,
3. Obowiązuje zasada małych przemieszczeń,
4. Zasada małych pochodnych przemieszczeń,
5. Obowiązuje zasada o niezależności związków fizycznych (między odkształceniami i naprężeniami) od czasu i reżimu zewnętrznego,
6. O liniowości zależności między naprężeniami i odkształceniami,
7. O sprężystości materiału,
8. O izotropii materiału,
9. O jednorodności materiału.

W ramach tych założeń dla pracy materiału w zakresie sprężystym mamy dla elementu ściskanego osiowo naprężenia podłużne:

$$\sigma_x = N/A. \tag{3.89}$$

Jednoosiowemu stanowi naprężenia towarzyszy trójosiowy stan odkształcenia, z odkształceniami w kierunku podłużnym elementu $\varepsilon_x = N/AE$ oraz równymi odkształceniami w dwu poprzecznych kierunkach:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = \nu N/AE \tag{3.90}$$

gdzie: N - osiowa siła ściskająca,

A - pole powierzchni przekroju,

ν – współczynnik Poissona, współczynnik odkształcenia poprzecznego,

E – współczynnik sprężystości, moduł Younga.

Analizę naprężeń w elementach ruro-betonowych wygodnie jest prowadzić w układzie współrzędnych walcowych, z pomiarem odkształceń podłużnych – oś X, odkształceń w kierunku promienia elementu - oś R i odkształceń w kierunku obwodowym – ze zmienną w postaci kąta θ.

Prowadząc rozważania nad współpracą płaszcza stalowego z betonem wypełniającym, mierzymy odkształcenia podłużne ε_x oraz poprzeczne betonu i stali w kierunku obwodowym jako odkształcenie ε_y . Ponieważ odkształcenia w kierunku obwodowym są równe odkształceniom w kierunku promieniowym w dalszych rozważaniach posłużono się zatem tylko dwoma określeniami odkształceń materiałów w elemencie ruro-betonowym to jest ε_x - odkształceniami podłużnymi i ε_y - odkształceniami poprzecznymi. Wartość współczynnika Poissona jest wyznaczana ze wzoru:

$$\nu = \varepsilon_y / \varepsilon_x \tag{3.91}$$

Korzystając z założeń i wzorów o liniowej zależności między odkształceniami i naprężeniami możemy tylko w ograniczonym zakresie przewidywać nośność elementów konstrukcyjnych. Praca elementów zespolonych w stadium po uplastycznieniu współpracujących materiałów wymaga bardziej pracochłonnej analizy i użycia trudnych metod komputerowych.

W pracy [77] chińscy naukowcy współpracujący z brytyjskim uniwersytetem w Manchester przedstawili szacowanie granicznej wytrzymałości łuków mostowych wykonanych z elementów CFST metodą numeryczną. Korzystając z MES – Metody Elementów Skończonych można przy pomocy obliczeń przewidywać graniczną nośność tego typu elementów. Do tego celu służą opracowane równania konstytutywne dla betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych i rury stalowej. Równania te wymagają przyjęcia kilku podstawowych założeń:

1. zasada płaskich przekrojów – przekrój poprzeczny elementu prostopadły do jego osi podłużnej pozostaje płaski i prostopadły do osi po deformacji,
2. odkształcenia wynikające ze ścinania są pomijane, a odkształcenia od skręcania są zgodne z teorią skręcania St. Venanta,

3. naprężenia od ścinania wynikające z zależności między odkształceniami i naprężeniami materiału są pomijane.

Pierwsze z tych założeń nie jest konieczne lecz przyjęte w celu uproszczenia obliczeń. Pozostałe dwa wprowadzono ponieważ łuki są elementami zasadniczo ściskanymi więc ścinanie i skręcanie ma nieznaczny wpływ na ich nośność graniczną.

Równania konstytutywne zaprezentowane przez L. H. Hana (w 2000 r.) [77]:

$$\varepsilon \le \varepsilon_0 , \quad \sigma = \sigma_0 \, \varepsilon / \varepsilon_0 \, [2{,}0 - K - (1-K) \, \varepsilon / \varepsilon_0] \tag{3.92}$$

$$\varepsilon > \varepsilon_0 , \quad \sigma = \begin{cases} \sigma_0 (1-q) + \sigma_0 q (\varepsilon / \varepsilon_0)^{0{,}1\xi} & \xi \ge 1{,}12 \\ \sigma_0 (\varepsilon / \varepsilon_0) / [\beta (\varepsilon / \varepsilon_0 - 1)^2 + \varepsilon / \varepsilon_0 & , \xi < 1{,}12 \end{cases} \tag{3.93}$$

gdzie σ, ε - naprężenia i odkształcenia od podłużnego ściskania,

pozostałe wielkości:

$$\begin{cases} \sigma_0 = f_{ck} [1{,}194 + (13 / f_{ck})^{0{,}45} (-0{,}0748\xi^2 + 0{,}5789\xi)] \\ \varepsilon_0 = \varepsilon_c + [1400 + 40(f_{ck} - 20)] \xi^{0{,}2} \\ \varepsilon_c = 1300 + 14{,}93 f_{ck} \\ K = 0{,}1\xi^{0{,}745} \\ q = K / (0{,}2 + 0{,}1\xi) \\ \beta = 5{,}0 f_{ck}{}^2 \times (2{,}36 \times 10^{-5})^{0{,}25 + (\xi - 0{,}5)^7} \times 10^{-4} \\ \xi = \alpha f_y f_{ck} \\ \alpha = A_s / A_c \end{cases} \tag{3.94}$$

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie [MPa],

A_s – powierzchnia przekroju rury [m^2],

A_c – powierzchnia przekroju betonu [m^2],

f_y – granica plastyczności stali [MPa].

Y. G. Pan (w 1989 r.) zaprezentował następujące równania konstytutywne [77]:

$$\varepsilon \le \varepsilon_0 , \; \sigma = \sigma_0 \, \varepsilon / \varepsilon_0 \, [2{,}0 - K - (1-K) \, \varepsilon / \varepsilon_0] \tag{3.95}$$

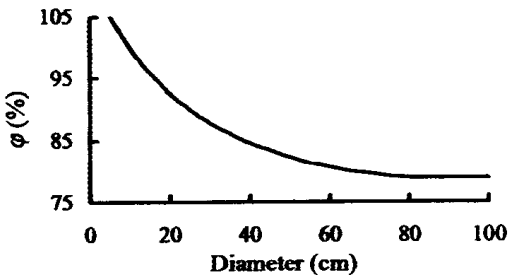
$$\varepsilon > \varepsilon_0 , \; \sigma = \sigma_0 (1-q) + \sigma_0 q (\varepsilon / \varepsilon_0)^{0{,}2\,\alpha} \tag{3.96}$$

$$\begin{cases} \sigma_0 = f_c[1+(30/f_{cu})^{0,45}(-0,0626\xi^2+0,4848\xi)] \\ \varepsilon_0 = \varepsilon_c + 3600\sqrt{\alpha} \\ \varepsilon_c = 1300 + 10 f_{cu} \\ K = 0,02(-5\alpha^2+3\alpha)(50-f_{cu}) + 0,02(-2\alpha^2+2,15\alpha)(f_{cu}-30) \\ q = K/0,2+\alpha \\ \xi = \alpha f_y / f_c \\ \alpha = A_s / A_c \\ f_c = 0,8 f_{cu} \end{cases} \tag{3.97}$$

Trzeci typ równań konstytutywnych zaprezentował K. Nosaki (w 1996 r.) [77]:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \frac{AX+(d-1)X^2}{1+(A-2)X+dX^2} \tag{3.98}$$

$$\begin{cases} d = 1,5 - 0,0171 f_{cp} + 2,39\sqrt{(K-1) f_{cp}/23} \\ X = \varepsilon / \varepsilon_{c0} \\ A = E_c \varepsilon_{c0} / \sigma_{co} \\ \sigma_{c0} = f_{cp} + 8,2\alpha t f_y /(D-2t) \\ \varepsilon_{c0} = \begin{cases} \varepsilon_0[1+4,7(K-1) & K \le 1,5 \\ \varepsilon_0[3,35+20(K-1,5)] & K > 1,5 \end{cases} \\ \varepsilon_0 = 0,94 f_{cp}^{\ 0,25} \times 10^{-3} \\ K = \sigma_{c0} / f_{cp} \\ f_{cp} = \varphi f_{cu} \end{cases} \tag{3.99}$$



Rys. 3.7. Zależność współczynnika skali φ od średnicy elementu [77].

gdzie:

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie,

f_{cp} – wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie uwzględniająca współczynnik skali φ (wg rys. 3.7)[MPa],

σ_{c0} – wytrzymałość rdzenia betonowego na ściskanie [MPa],

ε_{c0} – odkształcenia odpowiadające σ_{c0} (με),

ε_0 – odkształcenia odpowiadające wytrzymałości granicznej zwykłego betonu (με),

D – średnica rury stalowej [m],

t – grubość ścianki rury [m],

$\alpha = \sigma_\theta / f_y$ współczynnik ograniczenia rdzenia betonowego przez rurę stalową,

σ_θ - graniczne naprężenie styczne w rurze stalowej [MPa].

Współczynnik sprężystości betonu wyznacza się ze wzoru:

$$E_c = (6{,}90 + 3{,}32\sqrt{\sigma_{cp}}) \times 10^3 . \qquad (3.100)$$

Aby skompletować równania konstytutywne do obliczeń numerycznych elementów typu CFST potrzebne jest określenie relacji między odkształceniami i naprężeniami w rurze stalowej. W pracy rury stalowej poddanej osiowemu obciążeniu ściskającemu ważne jest ustalenie interakcji między naprężeniami w kierunku promieniowym σ_r i naprężeniami w kierunku stycznym σ_θ . Zgodnie z kryterium plastyczności von Missesa, warunek plastyczności w dwuosiowym stanie naprężenia wyraża się wzorem:

$$\sigma_z^{\ 2} - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^{\ 2} = f_y \qquad (3.101)$$

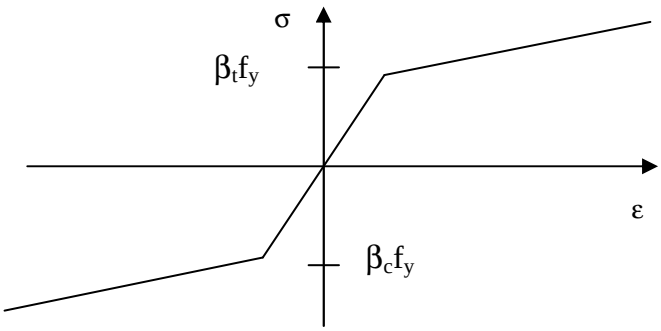
gdzie σ_z – naprężenia w rurze stalowej w kierunku podłużnym.

Po podstawieniu do powyższego równania wartości $\alpha = \sigma_\theta / f_y \cong 0{,}159$ otrzymujemy:

$$\begin{cases} \sigma_{yt} = \beta_t f_y = 0{,}911 f_y \\ \sigma_{yc} = \beta_c f_y = 1{,}07 f_y \end{cases} \qquad (3.102)$$

σ_{yt} – granica plastyczności stali przy rozciąganiu,

σ_{yc} – granica plastyczności stali przy ściskaniu.



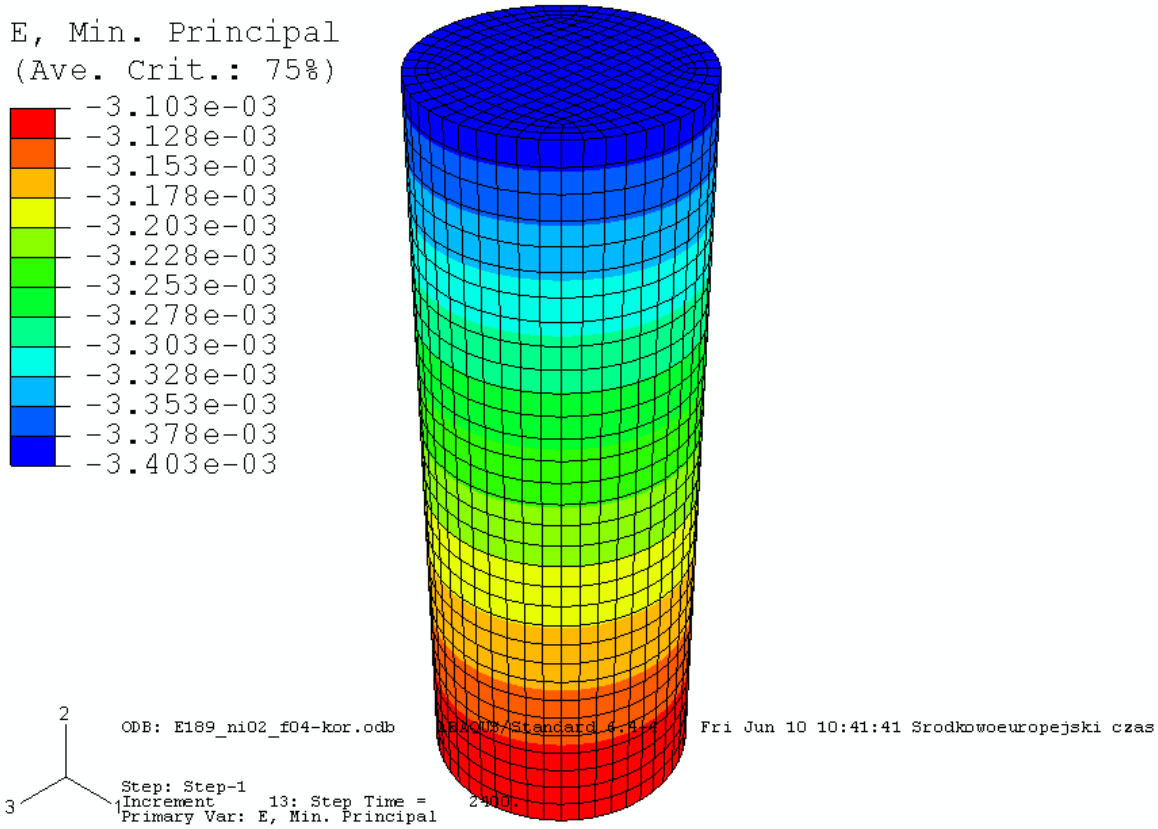
Rys. 3.8. Zależność σ-ε dla stali [77].

W efekcie, w odniesieniu do stali, można przyjąć podwójnie liniowy wykres zależności między naprężeniami i odkształceniami, tak jak to przedstawia rys. 3.8. Wtórny moduł sprężystości stali jest zależny od charakterystyki danej stali i wyboczenia miejscowego, a przyjmowany jest o wartości E_h = 0,01 E. Dalszym etapem w numerycznych obliczeniach jest podział obliczanego elementu na elementy skończone i cała procedura MES.

Obliczenia tego typu są w dalszym ciągu trudne i rzadko stosowane w inżynierskiej praktyce z trzech powodów: 1.) komplet równań równowagi, ruchu i równania konstytutywne dla betonu w trójosiowym stanie naprężenia są skomplikowane, 2.) wyniki obliczeń są w dużym stopniu zależne od przyjętych współczynników materiałowych, 3.) duża ilość obliczeń.

Obliczenia te można przeprowadzić przy pomocy programu Abakus. W celu porównania wyników obliczeń według norm, obliczeń numerycznych i otrzymanych wyników badań zastosowano wszystkie te sposoby w odniesieniu do badanych elementów serii A.

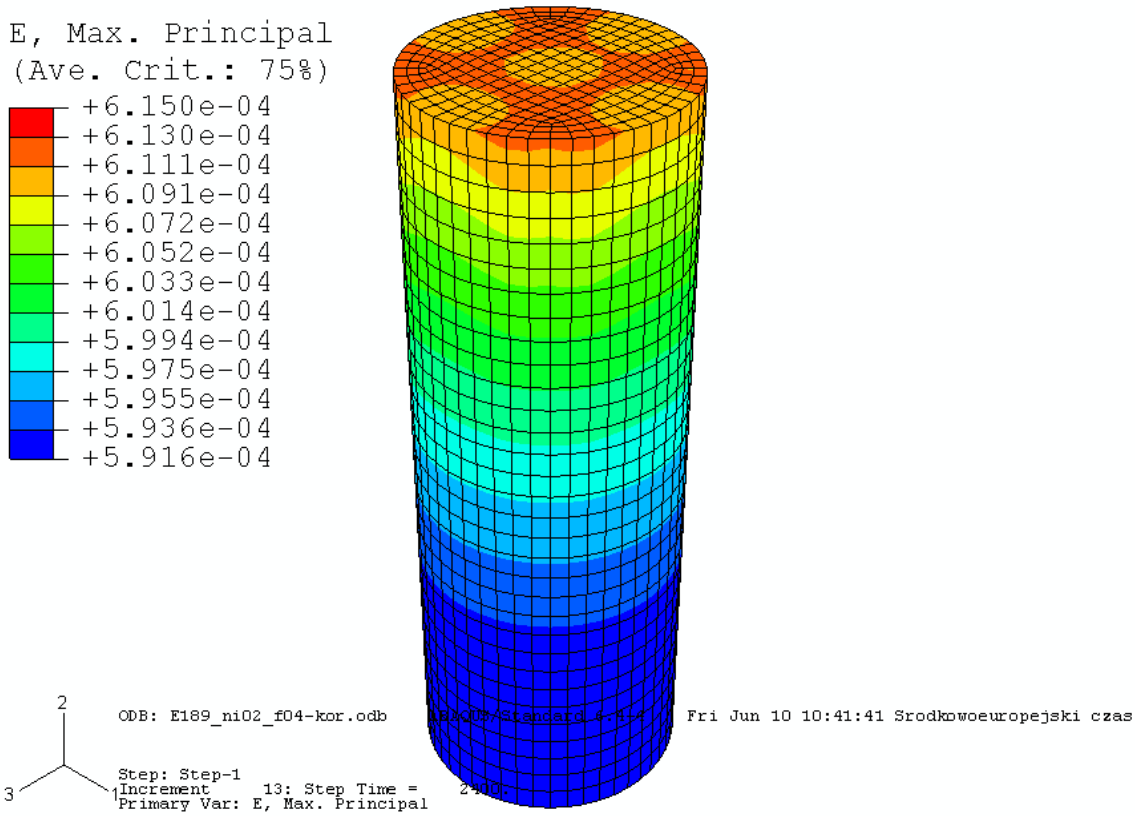
Z powodu bardzo ograniczonego dostępu do programu Abakus umożliwionemu dzięki panu dr inż. A. Kancirukowi z Instytutu Mechaniki Górotworu PAN w Krakowie i współpracy z panią mgr inż. L. Florkowską w niniejszej pracy pokazano tylko niewielką część z możliwości jakie daje obliczanie elementów typu CFST przy pomocy MES. Wyniki uzyskane z obliczeń w programie są w dużym stopniu zależne od przyjętych wstępnie danych i należałoby kilkakrotnie powtórzyć obliczenia z różnymi przyjętymi danymi aby w pełni ocenić przydatność tego typu obliczeń w praktyce. Nie jest to celem niniejszej pracy, a przytoczone wyniki mają raczej na celu archiwizację wszelkich możliwych sposobów wykonywania obliczeń.



Rys. 3.9. Odkształcenia podłużne betonu w rurze elementu ruro-betonowego.

Na rysunkach 3.9 i 3.10 przedstawiono wartości przewidywanych odkształceń betonu badanych elementów na fragmencie rdzenia betonowego o długości 45 cm. W przyjętych

danych zadano maksymalną siłę ściskającą o wartości 2000 kN. Wymiary elementu i charakterystyki betonu i stali są takie jak dla elementów badawczych oznaczonych dalej jako 1A5 i 2A5. Obliczany element ma długość 1,5 m. Na rysunkach pokazano odkształcenia na fragmencie elementu ze ściętymi górnym i dolnym odcinkiem o długości po 30 cm, gdzie wystąpiły zaburzenia brzegowe odkształceń. Walec na rysunkach to górna 45 cm połowa odcinka środkowego o długości 90 cm, ponieważ odkształcenia są symetryczne względem osi poziomej połowiącej element. Pokazana na rysunkach dolna powierzchnia znajduje się w połowie wysokości elementu, górna powierzchnia została ścięta 30 cm poniżej górnego końca elementu i zarazem miejsca przyłożenia obciążenia.



Rys. 3.10. Odkształcenia poprzeczne betonu w rurze elementu ruro-betonowego.

4. Program i metodyka badań własnych

4.1. Cel i zakres badań

Zakresem badań objęto następujące słupy zespolone:

- o przekroju okrągłym,
- poddane osiowemu obciążeniu ściskającemu,
- o jednej średnicy zewnętrznej i jednej długości elementu – słupy krępe.

Zaplanowano następująco zróżnicowany zestaw elementów badawczych:

- 2 gatunki stali rury,
- 2 grubości ścianki rury stalowej,
- 3 klasy betonu wypełniającego,
- po 2 powtarzające się elementy.

W efekcie badania wykonano na:

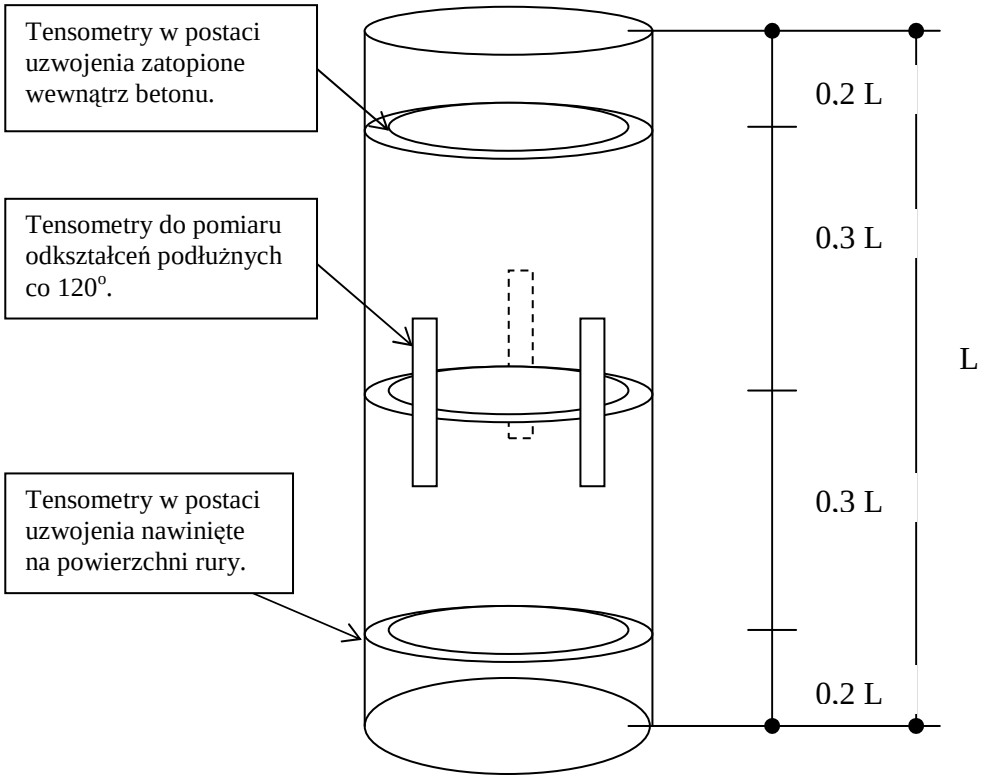
$$n = 2 \times 2 \times 3 \times 2 = 24,$$

24-elementowej serii elementów.

Początkowo planowano wypełnić rury trzema klasami betonu konstrukcyjnego (niska, średnia, wysoka). Wówczas w każdej z trzech planowanych serii byłoby po osiem rur wypełnionych jednym rodzajem betonu. Ponieważ w serii A zaplanowana analiza z przyczyn technicznych nie powiodła się, wykonano ostatecznie 5 serii elementów badawczych z pięcioma różnymi klasami betonu wypełniającego oznaczonymi symbolami: A, B, C, D, E, o liczebności elementów badawczych odpowiednio 8, 4, 4, 4, 4.

Celem badań jest analiza nośności elementów typu CFST w zależności od zróżnicowanych parametrów tych elementów. Najważniejsze zadanie badawcze dotyczy określenia jakości współpracy pomiędzy stalą i betonem na różnych poziomach obciążenia słupa.

W tym celu na każdym elemencie badawczym zaplanowano układ punktów pomiarowych przedstawiony na rys. 4.1.



Rys. 4.1. Układ tensometrów na elementach badawczych.

Do pomiaru odkształceń podłużnych użyto standartowych tensometrów elektrooporowych. W dalszej analizie i obliczeniach przyjmuje się, że odkształcenia podłużne mierzone wzdłuż pobocznicy rury w połowie długości elementu są równe odkształceniom podłużnym betonu.

Problemem było zmierzenie odkształceń poprzecznych zamkniętego wewnątrz rury betonu. Taka próba była podjęta w badaniach wykonywanych przez M. Sandowicza [67] w czasie realizacji badań na pracę doktorską w 1970 r. i nie zakończyła się powodzeniem. Wykonanie pomiarów w prezentowanych badaniach jest zasługą pana dr inż. Adama Kanciruka z Instytutu Mechaniki Górotworu PAN w Krakowie.

Odkształcenia są mierzone prototypowymi tensometrami wykonanymi w postaci uzwojenia, z osłonką która ma zapewnić uniknięcie wpływu wilgoci na wynik pomiarów (rys. 4.2).

Rys. 4.2. Tensometry pierścieniowe.

Tensometry były mocowane na odpowiednich wysokościach wewnątrz elementu, a następnie rurę wypełniano betonem (rys.4.3). Tensometry do pomiaru odkształceń poprzecznych rury stalowej wykonano również w postaci uzwojenia nawiniętego na odpowiednich wysokościach elementów.

Pełna dokumentacja fotograficzna wykonanych badań znajduje się w Załączniku.

Rys. 4.3. Sposób mocowania tensometrów pierścieniowych w elementach badawczych.

4.2 Elementy badawcze

Elementami badawczymi są rury stalowe wypełnione betonem:

- o średnicy zewnętrznej: **D = 168,3 mm**,
- o długości **L = 1,50 m**,
- o zróżnicowanej grubości ścianki **t = 5 mm i t = 10 mm**,
- wykonane ze stali rurowej dwu gatunków **R35** i **R45**,
- wypełnienie z: **5 klas betonu.**

Przyjęto 5 różnych klas betonu wypełniającego, które oznaczono symbolami A, B, C, D, E. W efekcie wykonano badania na elementach badawczych zróżnicowanych i opisanych tak jak podaje tablica 4.1:

Charakterystyka elementów badawczych. Tablica 4.1

Serie	Opis elementu	Stal	t [mm]	Beton
seria A	**1A5**	R35	5	**A** beton na kruszywie otoczakowym **C30/37**
	2A5	R35	5	
	3A5	R45	5	
	4A5	R45	5	
	5A10	R35	10	
	6A10	R35	10	
	7A10	R45	10	
	8A10	R45	10	
seria B	**1B5**	R35	5	**B** na kruszywie bazaltowym **C30/37**
	2B5	R45	5	
	3B10	R35	10	
	4B10	R45	10	
seria C	**1C5**	R35	5	**C** **C55/67** na kruszywie bazaltowym
	2C5	R45	5	
	3C10	R35	10	
	4C10	R45	10	
seria D	**1D5**	R35	5	**D** **C25/30** na kruszywie otoczakowym
	2D5	R45	5	
	3D10	R35	10	
	4D10	R45	10	
seria E	**1E5**	R35	5	**E** **LC25/30** na kruszywie keramzytowym
	2E5	R45	5	
	3E10	R35	10	
	4E10	R45	10	

W serii A wykonano 8 elementów badawczych i mamy po dwa powtarzające się elementy, w pozostałych seriach wykonano po 4 elementy badawcze i nie ma powtarzających się elementów.

Tak dobrane elementy mają następujący zestaw charakteryzujących je parametrów:

- elementy badawcze określamy jako krępe ponieważ:

$$\lambda = \frac{l_0}{D} = \frac{1500}{168{,}3} = 8{,}9 \leq 12 \text{ (wg PN zał.1[57])}, \qquad (4.1)$$

- smukłość w rozumieniu wzoru: $\lambda = \frac{l_0}{i} = 35{,}7$ gdzie $i = \sqrt{\frac{J_c + J_a}{A_c + A_a}}$, (4.2)

- D/t: dla t = 5mm D/t = 33,7

  dla t = 10 mm D/t = 16,8

  rury można uznać za grubościenne gdyż D/t ≤ 39,

- wskaźnik udziału stali nie przekraczający wartości normowych $0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9$, zestawiono w tablicy 4.2:

$$\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl}}, \quad \text{(wzór 3.19)}$$

- można w obliczeniach pominąć wpływ utraty stateczności miejscowej ponieważ:

  wg EC4 $D/t \leq 90\,(235/f_y)^{1/2} = 72{,}2$ dla stali R35 (f_{ym} = 365 MPa),

  $D/t \leq 90\,(235/f_y)^{1/2} = 70{,}7$ dla stali R45 (f_{ym} = 380 MPa),

  wg PN $D/t \leq 85\,(215/R_s)^{1/2} = 65{,}2$ dla stali R35 (f_{ym} = 365 MPa),

  $D/t \leq 85\,(215/R_s)^{1/2} = 63{,}9$ dla stali R45 (f_{ym} = 380 MPa),

- smukłość względna $\bar{\lambda} \leq 2{,}0$ – wraz z dwoma powyższymi warunkami, można stosować obliczenia według metody uproszczonej,
- smukłość względna $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ – nośność przekroju obliczana jest z uwzględnieniem wzrostu wytrzymałości betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych,
- mimośród obciążenia $e \leq D/10 = 16{,}8$ mm,
- współczynnik redukcyjny χ obliczany ze wzorów (3.31) i (3.32):

$$\chi = 0{,}95 \div 0{,}96,$$

- przewidywana siła ściskająca przenoszona przez betonową część przekroju: $N_c = A_c f_{cm}$, oraz udział siły przenoszonej przez beton: N_c/N_0, gdzie $N_0 = A_c f_{cm} + A_a f_{ym}$,

- przewidywana siła ściskająca przenoszona przez stalową część przekroju: $N_a = A_a f_{ym}$, oraz udział siły przenoszonej przez stal: N_a/N_0 .

Ponieważ występują różnice w obliczaniu sztywności przekroju wg PN i EC4 to smukłość względna $\bar{\lambda}$ ma różne wartości; w tablicy 4.2 zestawiono smukłość $\bar{\lambda}$ dla sztywności przekroju B liczonej według PN wraz z innymi parametrami charakteryzującymi elementy badawcze.

Parametry charakteryzujące elementy badawcze. Tablica 4.2

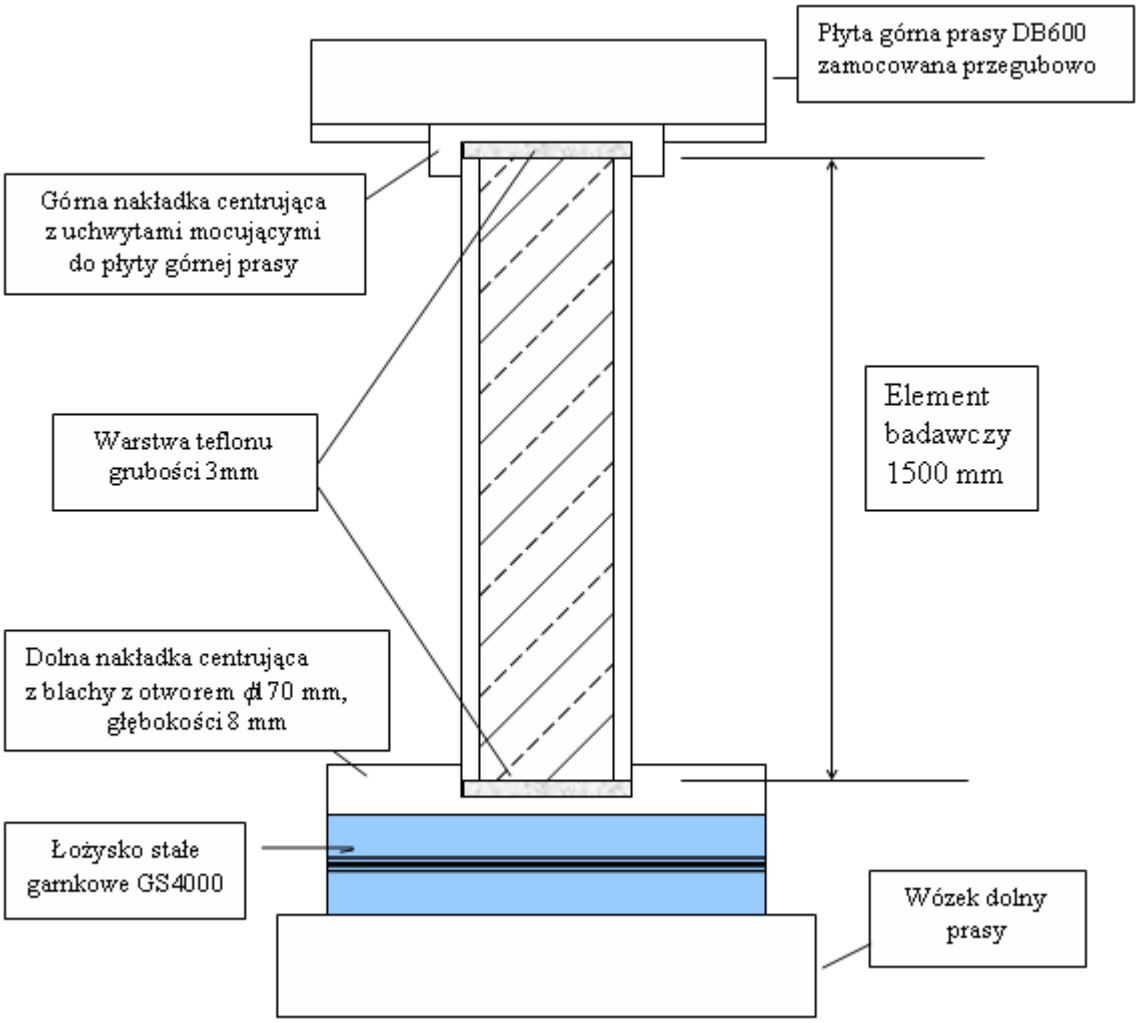
Nazwa elementu	$\bar{\lambda}$	δ wg PN	N_c [kN]	N_a [kN]	N_0 [kN]	N_c/N_0	N_a/N_0
1A5	0,393	0,58	731	923	1654	0,442	0,558
2A5	0,393	0,58					
3A5	0,400	0,60		988	1719	0,425	0,575
4A5	0,400	0,60					
1B5	0,381	0,57	746	923	1669	0,447	0,553
2B5	0,387	0,59		988	1743	0,430	0,570
1C5	0,410	0,44	1232	923	2155	0,572	0,428
2C5	0,415	0,46		988	2220	0,555	0,445
1D5	0,385	0,64	577	923	1500	0,384	0,616
2D5	0,392	0,65		988	1565	0,369	0,631
1E5	0,383	0,63	604	923	1527	0,396	0,604
2E5	0,390	0,65		988	1592	0,380	0,620
5A10	0,383	0,73	642	1790	2432	0,264	0,736
6A10	0,383	0,73					
7A10	0,392	0,75		1915	2557	0,251	0,749
8A10	0,392	0,75					
3B10	0,378	0,70	655	1790	2445	0,268	0,732
4B10	0,386	0,71		1915	2570	0,255	0,745
3C10	0,398	0,60	1081	1790	2871	0,377	0,623
4C10	0,406	0,62		1915	2996	0,361	0,639
3D10	0,379	0,74	506	1790	2296	0,220	0,780
4D10	0,388	0,75		1915	2421	0,209	0,791
3E10	0,377	0,76	530	1790	2320	0,229	0,771
4E10	0,386	0,78		1915	2445	0,217	0,783

4.3 Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze (rys. 4.4) znajduje się w hali Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej. W skład stanowiska badawczego wchodzą następujące elementy:

- maszyna wytrzymałościowa DB 600, z płytą górną mocowaną przegubowo,

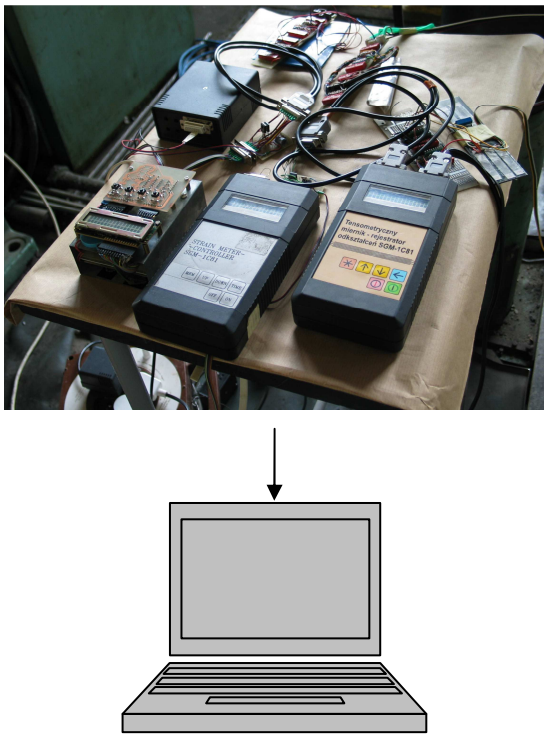
- dolne łożysko centrujące - stałe łożysko mostowe garnkowe GS 4000 kN,
- nakładka centrująca element na łożysku dolnym, blacha grubości 20 mm z otworem centrującym o średnicy ϕ170 mm, głębokości 8 mm,
- nakładka na górny koniec słupa, blacha grubości 20 mm z otworem centrującym ϕ170 mm, głębokości 8mm,
- podkładki teflonowe 3 mm pomiędzy górną i dolną powierzchnią elementu a nakładkami,
- element badawczy.



Rys. 4.4. Schemat stanowiska badawczego.

Sposób zamocowania elementu w maszynie wytrzymałościowej realizuje przegubowe podparcie obu końców słupa.

Na rysunkach 4.5 i 4.6 zamieszczono fotografie stanowiska badawczego i podłączonej do tensometrów aparatury pomiarowej.



Rys. 4.5. Aparatura pomiarowa z danymi przekazywanymi do komputera.

Rys. 4.6. Stanowisko badawcze z zamocowanym elementem 3C10.

4. 4 Charakterystyka zastosowanej stali

Na konstrukcje wykonywane z rur stosuje się stal różnych gatunków [6]. Rury konstrukcyjne produkowane są głównie ze stali o znakach R, R35, R45. Stal o znaku R jest to stal o cechach podobnych do cech stali niestopowej z grupy wytrzymałościowej St0S. Jej właściwości nie są sprawdzane. Z tego powodu nie powinno się z niej wykonywać głównych elementów konstrukcyjnych. Stosowana jest na rury ogólnego przeznaczenia, czyli na instalacje gazowe, wodne czy parowe.

Stal znaków R35 i R45 jest stosowana również do produkcji rur ogólnego przeznaczenia. Wykonuje się z nich przede wszystkim rurociągi i ich jakość jest sprawdzana na ciśnienie 0,25÷1,0 MPa przy temperaturze czynnika grzejnego do 350°C. Równocześnie są to rury przeznaczone do konstrukcji nośnych nadające się na silnie obciążone elementy główne. Stal rurowa R35 i R45 jest stalą niskostopową o składzie zbliżonym do stali St3.

Na rury wiertnicze stosowana jest stal o znaku R55 i R65 o dużej zawartości węgla, a co za tym idzie dużej wytrzymałości, lecz równocześnie o gorszej spawalności (w porównaniu do stali 18G2A). Z tego powodu nie są one zalecane na konstrukcje spawane.

Podstawowe informacje na temat stali rurowych zawiera tablica 4.3 [59]. Dane te dotyczą rur walcowanych na gorąco. Obróbka na zimno stali poprzednio walcowanej na gorąco prowadzi do zwiększenia granicy plastyczności wskutek doprowadzenia przekroju do odkształceń, przypadających na fazę umocnienia się stali przy jej rozciąganiu.

Stal rurowa, charakterystyki. Tablica 4.3

Znak stali	Grubość t [mm]	Min. R_e [MPa]	Min. R_m [MPa]	Min. A_5 [%]	f_{yd} [MPa]
R	$t \leq 30$	nie określa się			165
R35	$t \leq 30$	235	345	25	210
R45	$t \leq 30$	255	440	21	225

R_e - granica plastyczności, R_m - granica wytrzymałości,
A_5 - wydłużenie, f_{yd} - wytrzymałość obliczeniowa.

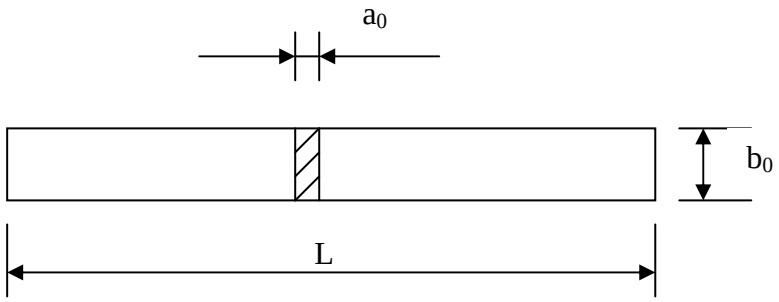
Ze względu na technologię wytwarzania rury dzieli się na dwie grupy:

- bez szwu,
- ze szwem.

W zależności od sposobu wytwarzania najmniejsze średnice rur wynoszą około 22÷42 mm, największe nie przekraczają 400÷600 mm. Tylko specjalnymi metodami walcowania można uzyskać średnice rzędu 690÷1800 mm. Długość rur, również zależna od sposobu produkcji wynosi 14 ÷ 45m.

Realizując badania zakupiono rury stalowe R35 i R45 bez szwu, o dwu grubościach ścianki t = 5 i t = 10mm. Rury podzielono na odcinki długości 1,50 m.

W związku z niepewnością co do rzeczywistej granicy plastyczności zakupionych rur postanowiono wykonać badania wytrzymałości stali. Badanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-91/H-04310 [60]. Próbki zostały wycięte wzdłuż pobocznicy rury, a ich wymiary zostały przedstawione na rys. 4.7.



długość L = 360 mm,
szerokość b_0 = 25 mm,
grubość a_0 = 10 mm.

Rys. 4.7. Wymiary próbek stalowych.

Charakterystyki geometryczne próbek stalowych. Tablica 4.4

Próbki		Wymiary [mm]					Masa	Grubość średnia	Powierzchnia So	So z masy
		Szerokość	Grubość			Długość				
nr	Stal	b_0	a_{01}	a_{02}	a_{03}	L	[g]	a	axb[mm^2]	[mm^2]
1	R35	25,0	10,3	10,5	10,6	359,0	710,0	10,5	261,7	252
2	R35	25,0	10,0	10,1	10,0	358,5	693,2	10,0	250,8	246
3	R35	25,0	10,0	10,0	10,4	359,0	698,2	10,1	253,3	248
4	R35	25,0	10,7	11,0	11,1	360,5	754,6	10,9	273,3	267
5	R35	25,0	10,2	10,5	11,0	361,0	709,2	10,6	264,2	250
6	R35	25,0	10,0	10,0	10,2	361,0	702,4	10,1	251,7	248
7	R35	25,0	10,5	11,1	10,7	361,0	737,6	10,8	269,2	260
8	R35	25,0	10,0	10,2	10,0	360,0	683,6	10,1	251,7	242
9	R35	25,0	10,5	10,8	10,5	358,5	718,4	10,6	265,0	255
10	R35	25,0	10,5	10,6	10,2	359,0	705,2	10,4	260,8	250
średnia grubość ścianki R35 10,4										
1	R45	25,0	11,6	11,7	11,7	360,0	800,0	11,7	291,7	283
2	R45	25,0	11,9	11,4	11,8	359,0	783,4	11,7	292,5	278
3	R45	25,0	10,6	10,5	10,7	359,0	719,0	10,6	265,0	255
4	R45	25,0	11,8	12,3	12,1	360,0	817,6	12,1	301,7	289
5	R45	25,0	10,6	10,6	11,2	359,0	728,8	10,8	270,0	259
6	R45	25,0	11,0	11,0	10,9	359,0	748,6	11,0	274,2	266
7	R45	25,0	11,2	11,3	11,2	361,0	763,3	11,2	280,8	269
8	R45	25,0	11,4	11,6	11,2	360,5	774,2	11,4	285,0	274
9	R45	25,0	10,9	11,2	11,4	358,5	752,0	11,2	279,2	267
10	R45	25,0	10,9	11,0	11,0	360,5	755,0	11,0	274,2	267
średnia grubość ścianki R45 11,3										

Rzeczywiste wymiary każdej z próbek oraz wyniki próby statycznej rozciągania stali zostały przedstawione w tablicach 4.4, 4.5 i 4.6.

Próba statyczna rozciągania stali R35. Tablica 4.5

Próbka nr	Stal	F_e [kN]	F_m [kN]	R_e [MPa]	R_m [MPa]
1	R35	95,0	115,0	377,07	456,46
2	R35	96,0	113,0	389,74	458,75
3	R35	89,0	111,0	359,23	448,03
4	R35	88,0	118,0	330,02	442,53
5	R35	87,5	112,5	349,64	449,53
6	R35	87,5	110,5	353,02	445,82
7	R35	96,0	117,0	368,83	449,51
8	R35	93,0	111,0	384,46	458,87
9	R35	90,0	113,0	352,56	442,66
10	R35	90,0	113,0	359,66	451,58
			średnio	**362,42**	**450,37**

Próba statyczna rozciągania stali R45. Tablica 4.6

Próbka nr	Stal	F_e [kN]	F_m [kN]	R_e [MPa]	R_m [MPa]
1	R45	106	138,0	374,45	487,49
2	R45	105	133,0	377,72	478,45
3	R45	94	124,5	368,44	487,98
4	R45	114	138,5	394,04	478,72
5	R45	97	124,5	375,08	481,42
6	R45	107	130,0	402,81	489,39
7	R45	110	132,5	408,39	491,92
8	R45	104	131,0	380,15	478,84
9	R45	106	131,0	396,69	490,24
10	R45	107	129,5	401,06	485,40
			średnio	**387,88**	**484,99**

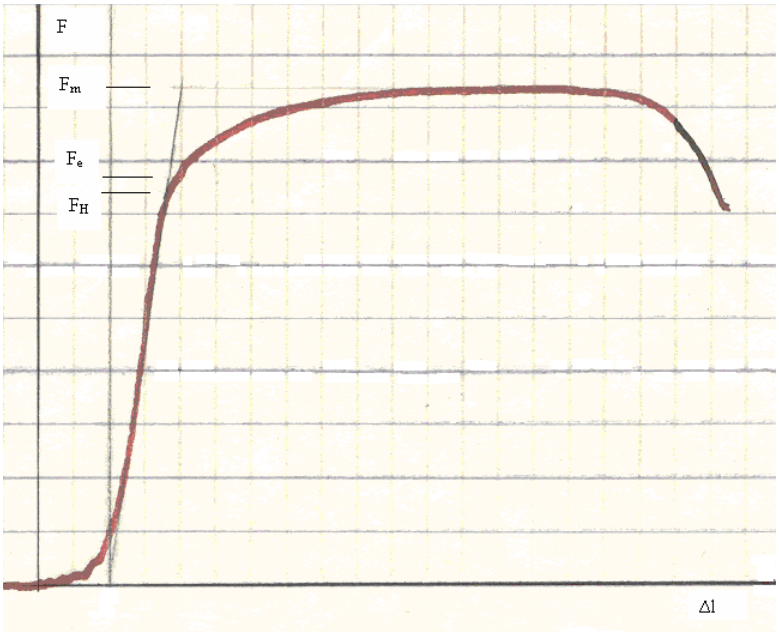
Gdzie:

R_e , F_e – granica plastyczności stali i odpowiadająca siła rozciągająca próbkę,

R_m , F_m – granica wytrzymałości stali i odpowiadająca siła.

Na rys. 4.8 przedstawiono wydruk z maszyny wytrzymałościowej, na której wykonywano statyczną próbę rozciągania stali. Wykres przedstawiony na wydruku przedstawia charakterystyczny dla wszystkich próbek stalowych przebieg zależności między siłą rozciągającą F i wydłużeniem próbki Δl. Na osi pionowej naniesione są siły rozciągające odpowiadające granicy sprężystości stali F_H , granicy plastyczności stali F_e i granicy wytrzymałości F_m. Stal R35 i R45, z której wykonano rury nie miała wyraźnej granicy

plastyczności i określano ją na podstawie normowego warunku [60], który określa umowną granicę plastyczności stali na poziomie siły wywołującej w próbce umowne wydłużenie trwałe wynoszące 0,2% długości pomiarowej.



Rys. 4.8. Zależność między siłą i odkształceniem próbki stalowej.

Zgodnie z przeprowadzonym badaniem przyjęto wartość średniej granicy plastyczności dla rur ze stali:

R35 - f_{ym} = 360 MPa,

R45 - f_{ym} = 385 MPa.

4. 5 Charakterystyka betonu wypełniającego

Do wypełnienia rur użyto betonu towarowego zakupionego w firmie Contractor i oprócz elementów badawczych wykonano dla każdej serii próbki betonowe do oznaczenia cech wytrzymałościowych betonu w następujących ilościach:

- 12 próbek walcowych $\phi 15 \times 30$ cm,
- 9 próbek kostkowych $15 \times 15 \times 15$ cm,
- 3 beleczki $10 \times 10 \times 50$ cm, do pomiaru skurczu betonu.

Ze względu na warunki w laboratorium, w którym wykonywano elementy badawcze i próbki betonowe, zamawiano beton samozagęszczalny (SCC – self compact concrete). W przypadku betonu lekkiego wykonywanego na kruszywie keramzytowym zdecydowano się na beton wibrowalny i wówczas był on zagęszczany poprzez przykładanie wibratora buławowego do bocznej powierzchni form stalowych i bocznej powierzchni rur stalowych. Zagęszczenie tego typu okazało się zadowalające w odniesieniu do próbek betonowych, które miały po wyjęciu z form gładkie – szczelne, powierzchnie boczne. Szczelność wypełnienia rur jako niemożliwa do sprawdzenia została uznana za zadowalającą niezależnie od tego czy była uzyskana przy pomocy betonu samozagęszczalnego czy też przez zagęszczanie od zewnątrz wibratorem.

Po 24 godzinach próbki były wyjmowane z form i przechowywane przez 7 dni w komorze wilgotnościowej, w temperaturze 20 ^{o}C i wilgotności względnej powietrza 95 %. Również górna powierzchnia ruro-betonowych elementów badawczych była zabezpieczana przed utratą wilgoci poprzez nawilżanie i przykrycie folią.

Po 28 dniach od wykonania betonu określano na trzech walcach i na trzech kostkach:

$f_{cm,cyl} = f_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po 28 dniach, z walca,

$f_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po 28 dniach, z kostki.

W momencie wykonywania obciążeń na elementach ruro-betonowych określano zmianę wytrzymałości betonu w czasie na trzech próbkach walcowych i trzech kostkowych, określając:

$f'_{cm,cyl} = f'_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t', z walca,

$f'_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t', z kostki.

Po zakończeniu wszystkich pomiarów i obciążeń elementów badawczych określano na trzech walcach i trzech kostkach:

$f''_{cm,cyl} = f''_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t", z walca,

$f''_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t”, z kostki.

Zestawienie wytrzymałości betonów we wszystkich seriach przedstawia tablica 4.7:

Wytrzymałości średnie betonu. Tablica 4.7

seria	f_{cm} [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	t’ [dni]	f'_{cm} [MPa]	$f'_{cm,cube}$ [MPa]	t” [dni]	f''_{cm} [MPa]	$f''_{cm,cube}$ [MPa]
A	37,2	47,1	101		46,4	172	36,2	46,7
B	37,9	52,6	78		55,85	296	43,9	55,9
C	62,6	79,4	220	70,2	86,2	220	70,2	86,2
D	29,3	35,9	184	36,0	44,4	238		43,6
E	30,7	40,1	162	31,3	40,6	239		43,1

Jak widać z porównania wyników badania betonu serii A, beton ten nie uzyskał przyrostu wytrzymałości w czasie, a nawet jako wilgotniejszy po 28 dniach miał nieznacznie wyższą wytrzymałość średnią niż po 6 miesiącach. Ponieważ beton w rurze pracuje w warunkach wysokiej wilgotności przyjęto, że wytrzymałość średnia betonu serii A w momencie wykonywania badań na elementach CFST jest równa jego średniej wytrzymałości 28-dniowej.

Rury serii B były obciążane po niecałych trzech miesiącach od zabetonowania i o wytrzymałości średniej tego betonu w momencie wykonywania obciążeń na elementach badawczych świadczy obciążenie wykonane wówczas na trzech kostkach (po czasie t’). Jak widać z porównania danych wytrzymałościowych betonu po t’= 78 i t”= 296 dniach, beton ten osiągnął już w momencie obciążania elementów CFST swoją końcową wytrzymałość.

W tablicy 4.8 przedstawiono stosunek końcowej wytrzymałości betonu do wytrzymałości betonu po 28-dniach.

Zmiana wytrzymałości betonu w czasie 3÷10 miesięcy. Tablica 4.8

Seria	A	B	C	D	E
f''_{cm}/f_{cm}	36,2/37,2 = 0,97	43,9/37,9 = 1,16	70,2/62,6 = 1,12	36,0/29,3 = 1,23	31,3/30,7 = 1,02
$f''_{cm,cube}/$ $f_{cm,cube}$ /	46,7/47,1 = 0,99	55,9/52,6 = 1,06	86,2/79,4 = 1,09	44,4/35,8 = 1,24	43,1/40,1 = 1,07
średnia	0,98	1,11	1,11	1,24	1,05

Najmniejszy, zerowy przyrost wytrzymałości odnotowano w betonie serii A, bardzo niewielki wzrost wytrzymałości miał beton lekki serii E, największy dla słabego betonu żwirowego serii D wyniósł 24%. Betony serii B i C na kruszywie bazaltowym miały zbliżony przyrost wytrzymałości w czasie. Betony serii B i C mają również dużą różnicę między wytrzymałością kostkową i walcową. Wytrzymałość walcowa betonu serii B stanowiła 72% jego wytrzymałości kostkowej, a betonu serii C 79% wytrzymałości kostkowej.
Zależność między wytrzymałością walcową i kostkową po 28 dniach przedstawia tablica 4.9

Zależność między walcową i kostkową wytrzymałością betonu. Tablica 4.9

	A	B	C	D	E
$f_{cm,cyl}$ / $f_{cm,cube}$	0,789	0,721	0,788	0,818	0,766

W tablicy 4.10 zestawiono receptury betonów w seriach oraz klasyfikację betonu na podstawie otrzymanych wyników wytrzymałości średniej po 28 dniach.

Symbole klasyfikujące beton oznaczają:

$$\mathbf{C}\ f_{ck,cyl} / f_{ck,cube}$$

$$\mathbf{B}\ R_b^G \text{ przy czym } R_b^G = f_{ck,cube}$$

$f_{ck,cyl} = f_{ck}$– wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie oznaczona na próbkach walcowych $\phi 15 \times 30$ cm [MPa],

$f_{ck,cube} = R_b^G$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie oznaczona na próbkach kostkowych 15×15×15 cm[MPa],

f_{ci} – minimalna wytrzymałość walcowej próbki betonowej w serii [MPa],

$f_{i,min} = R_{i\ min}$ – minimalna wytrzymałość kostkowej próbki betonowej w serii [MPa].

Klasyfikacja betonu na podstawie wytrzymałości kostkowej została opracowana w oparciu o normę PN-88/B-06250 [58].

Klasyfikacja betonu na podstawie wytrzymałości walcowej została opracowana w oparciu o normę PN-EN 206-1 [8], na podstawie kryteriów zgodności przy produkcji początkowej dla wymaganej ilości n = 3 próbek.

Klasyfikacja betonu, wytrzymałości w [MPa]. Tablica 4.10

Zamówiony beton	Receptura na 1m^3	Klasyfikacja z walca	Klasyfikacja z kostki
seria A B30 SCC na kruszywie otoczakowym	– 360 kg CEM I 32,5R Małogoszcz, – 115 kg popiół Łaziska, – 572 kg piasek do2mm, – 380 kg żwir 2-8mm Jagniówka, – 554 kg żwir 6-16mm Jagniówka, – 3,8 kg ChrysoFluid Optima207 0,8% m.s., – 228 kg woda, w/c=0,63, konsystencja K5.	– $f_{ck} \leq f_{cm}$-4 = 37,2-4 =33,2, – $f_{ci} \geq f_{ck}$-4 35,1 ≥ 33,2-4. **C30** $f_{ck,cube}$ = 33,2/0,8 = 41,5 ⇒ **B37** **C30/37**	1. $f_{ck,cube} \leq$ 43,6/1,15 = 37,9, ($f_{i,min}$/1,15) 2. $f_{ck,cube} \leq f_{i,min}$ (43,6), 3. $f_{ck,cube} \leq$ 47,1/1,2 = 39,3 ($f_{cm,cube}$/1,2). ⇒ **B37** **C30/37**
seria B B50 SCC na kruszywie bazaltowym	– 420 kg CEM I 32,5R, – 80 kg popiół Łaziska, – 751 kg piasek do 2mm, – 1037 kg kruszywo: 2-8 mm bazalt 45%, 8-16 mm bazalt 55%, – 5,0 kg OPTIMA200 1% m.s., – 163,8 kg woda, w/c=0,39, konsystencja K5.	– $f_{ck} \leq f_{cm}$-4 = 37,9 – 4 = 33,9, – $f_{ci} \geq f_{ck}$-4= 35,1 ≥ 33,9-4. **C30** $f_{ck,cube}$ = 33,9/0,8 = 42,4 ⇒ **B37** **C30/37**	1. $R_b^G \leq$ 50,7/1,15 = 44,06, 2. $R_b^G \leq R_{imin}$ (50,7), 3.$R_b^G \leq$ 52,6/1,2 = 43,83. ⇒ **B37** **C30/37**
seria C B80 SCC na kruszywie bazaltowym	– 465 kg CEM I 42,5 MSR NA Warta, – 37 kg mikrokrzemionka Łaziska, – 732 kg piasek do 2 mm, – 496 kg grys bazaltowy 2-8 mm, – 600 kg grys bazaltowy 8-16mm, – 7,5 kg Sika Visco Crete 1,5% m.s., – 155 kg woda, w/c=0,33, konsystencja K5.	– $f_{ck} = f_{cm}$-4 = 62,6-4 = 58,6MPa, – $f_{ci} \geq f_{ck}$-4 = 58,3 ≥ 58,6-4. **C55** $f_{ck,cube}$ = 58,6/0,8= 68,3 MPa ⇒ **B67** **C55/67**	1. $f_{ck,cube}$ = 78,2/1,15 = 68,0 ($f_{i,min}$/1,15), 2. $f_{ck,cube} \leq f_{i,min}$ (78,2), 3. $f_{ck,cube} \leq$ 79,4/1,2 = 66,2 ($f_{cm\ cube}$/1,2). ⇒ **B67** **C55/67**
seria D B20 na kruszywie otoczakowym	– 245 kg CEM II 32,5 R Małogoszcz, – 61 kg popiół lotny Łaziska, – 619 kg piasek do 2mm, – 575 kg żwir 2-8 mm, – 575 kg żwir 8-16mm, – 3,1 kg ChrysoFluid CE 40 1% m.s.,	– $f_{ck} = f_{cm}$-4 = 29,3-4 = 25,3, – f_{ci} = 28,0 ≥ f_{ck}-4. **C25** $f_{ck,cube}$ = 25,3/0,8 = 31,6 ⇒**B30** **C25/30**	1. $f_{ck,cube} \leq$ 34,0/1,15 = 29,6, 2. $f_{ck,cube} \leq f_{i,min}$ = 34,0, 3. $f_{ck,cube} \leq$ 35,8/1,2 = 29,8. ⇒**B30** **C25/30**

	– 155 kg woda, w/c=0,63, konsystencja K4.		
seria E LB30 kruszywo: keramzyt	– 500 kg CEM II BS 32,5 R Małogoszcz, – 900 kg piasek do 2mm, – 132 kg keramzyt 0-4 mm, – 69 kg keramzyt 4-10mm, – 5 kg ChrysoFluid Optima206 1% m.s., – 180 kg woda, w/c=0,36, konsystencja K4.	– $f_{ck} = f_{cm}$-4 = 30,8-4 = 26,8, – 29,4 ≥ 26,7-4. **LC25** $f_{ck,cube}$ = 26,8/0,8 = 33,5⇒**LB30** **LC25/30**	1. $f_{ck,cube} = R_b^G \leq$ 39,1/1,15 =34,0, 2. $f_{ck,cube} \leq f_{i,min}$ = 39,1, 3. $f_{ck,cube} \leq$ 40,1/1,2 = 33,4. ⇒**LB30** **LC25/30**

Po uwzględnieniu przedstawionych danych betony w seriach badawczych zaliczono do odpowiednich klas wytrzymałości tak jak to zostało przedstawione w tablicy 4.11.

Klasy betonów w seriach. Tablica 4.11

A	**B**	**C**	**D**	**E**
C30/37 kruszywo otoczakowe	**C30/37** kruszywo bazaltowe	**C55/67** kruszywo bazaltowe	**C25/30** kruszywo otoczakowe	**LC25/30** kruszywo keramzytowe

Próbki przeznaczone do badań wytrzymałościowych były również ważone. Gęstość objętościowa badanych betonów zmienia się od poniżej 2000 kg/m^3 dla betonów lekkich do prawie 2600 kg/m^3 dla betonów ciężkich (tablica 4.12).

Gęstość objętościowa betonów. Tablica 4.12

Beton serii:	Średnia waga kostki [kg]	Gęstość [kg/m^3]
A	7,31	2166
B	8,23	2439
C	8,62	2555
D	7,46	2211
E	6,16	1825

4.5.1. Moduł sprężystości betonu E_{cm}

W celu określenia modułu sprężystości betonu dla każdej serii wykonano dwukrotnie badania na trzech próbkach walcowych każde.

Zgodnie z instrukcją ITB 194/198 [36] wykonywano badania z 5-krotnym obciążaniem i odciążaniem betonu według podanego reżimu czasowego i pomiarem odkształceń betonu na zadanych poziomach obciążenia próbki. Badanie wykonano na dwa sposoby:

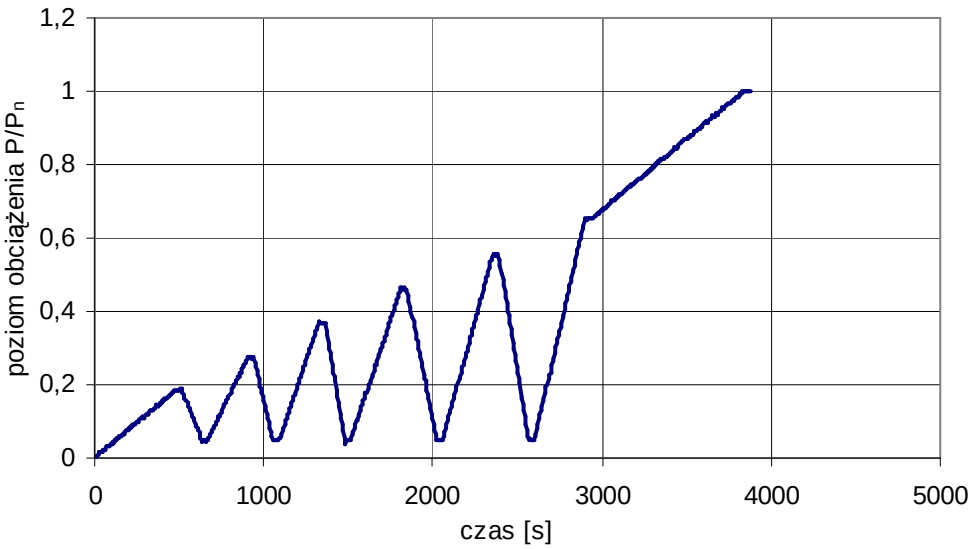
1. Na prasie automatycznej „Instron" z elektronicznym pomiarem odkształceń

Korzystając z uprzejmości Instytutu Mechaniki Górotworu PAN w Krakowie wykonano badania na prasie elektronicznej typu „Instron". Ustawienie poziomu obciążenia i odciążenia oraz trwający 1 godzinę reżim czasowy jest ustawiany automatycznie przy pomocy komputera. Wykres zależności poziomu obciążenia próbek od czasu przedstawiono na rys. 4.9.

Odkształcenia podłużne na każdej z trzech ściskanych próbek walcowych mierzono:

- w połowie wysokości próbek,
- w trzech punktach na obwodzie, co 120°,
- naklejonymi pionowo tensometrami o bazie pomiarowej 75 mm.

W przypadku elektronicznych pomiarów rejestrowano odkształcenia próbek co 10 sekund w całym zakresie obciążenia, aż do zniszczenia.



Rys. 4.9. Zależność poziomu obciążenia od czasu przy badaniu modułu sprężystości betonu E_{cm}.

2. Na prasie hydraulicznej typu DB300 z pomiarem odkształceń tensometrem nasadowym typu „Demec”.

Prasa hydrauliczna typu DB300 będąca na wyposażeniu Politechniki Krakowskiej wymaga ręcznego sterowania przyrostem obciążenia i odciążaniem, które wykonywane było dokładnie z takim samym reżimem czasowym jak na „Instronie” (rys. 4.9), zgodnym z Instrukcją ITB. Odkształcenia podłużne mierzono przy pomocy tensometru nasadowego typu „Demec”:

- w połowie wysokości próbek,
- w czterech punktach pomiarowych umieszczonych co 90° na obwodzie próbki,
- baza pomiarowa pionowo naklejanych reperów wynosiła 150 mm.

W przypadku pomiarów tensometrem nasadowym mierzono odkształcenia tylko na założonych poziomach obciążenia przedstawionych w tablicy 4.13.

Poziom obciążenia przy wykonywaniu pomiarów odkształceń Tablica 4.13

P/P_z	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0	1,05	1,1

gdzie: P_z – założona siła niszcząca,

P_n – rzeczywista siła niszcząca.

Wartość średniego siecznego modułu sprężystości betonu wyraża się wzorem:

$$E_{cm} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}. \tag{4.3}$$

Przyrosty naprężenia $\Delta\sigma$, oraz przyrosty odkształcenia $\Delta\varepsilon$ są obliczane pomiędzy nominalnym poziomem obciążenia, a obciążeniem na poziomie 0,05 P/P_z (lub P/P_n) po odciążeniu.

Wszystkie próbki walcowe przeznaczone do badań na moduł sprężystości dokładnie poziomowano poprzez wyrównanie powierzchni docisku warstwą siarki, metodą kapslowania (w serii A) lub ścięcie i szlifowanie górnej powierzchni (w seriach B, C, D, E).

W Załączniku znajdują się dane liczbowe z wykonanych pomiarów odkształceń próbek betonowych oraz dokumentacja fotograficzna.

Tablica 4.14 przedstawia wartości założonych i rzeczywistych sił niszczących dla wszystkich próbek badanych dla określenia modułów sprężystości z pomiarów na „Instronie”.

Siły niszczące próbki walcowe przy pomiarach elektronicznych. Tablica 4.14

Beton	Założone siły niszczące [kN]			Rzeczywiste siły niszczące [kN]			Średnia
	P_{z1}	P_{z2}	P_{z3}	P_{n1}	P_{n2}	P_{n3}	P_n
seria A	700	700	700	753	746	752	750
seria B	700	700	800	840	830	870	847
seria C	1100	1300	1300	1410	1470	1390	1420
seria D	650	600	600	595	610	660	620
seria E	600	600	600	595	605	720	660

4. 5. 1. 1. Porównanie wskazań maszyn wytrzymałościowych

Ponieważ wszystkie siły niszczące próbki badane na prasie elektronicznej okazały się zaskakująco wyższe w stosunku do pomiarów wykonywanych na prasach hydraulicznych Politechniki Krakowskiej należało przeprowadzić badanie, które umożliwiłoby wzajemne skorelowanie wartości sił wskazywanych przez różne maszyny. Testowanie maszyn wytrzymałościowych (prasy typu DB300, EDU 400 i DB600 oraz Instron) przeprowadzono przy pomocy dynamometru, odczytując na maszynach wartości siły ściskającej w kN, odpowiadającej równoczesnym wskazaniom dynamometru. Uzyskane wyniki przedstawiono w tablicy 4.15.

Tablica 4.15

Obciążenie maszyn wytrzymałościowych i odpowiadające wskazania dynamometru.

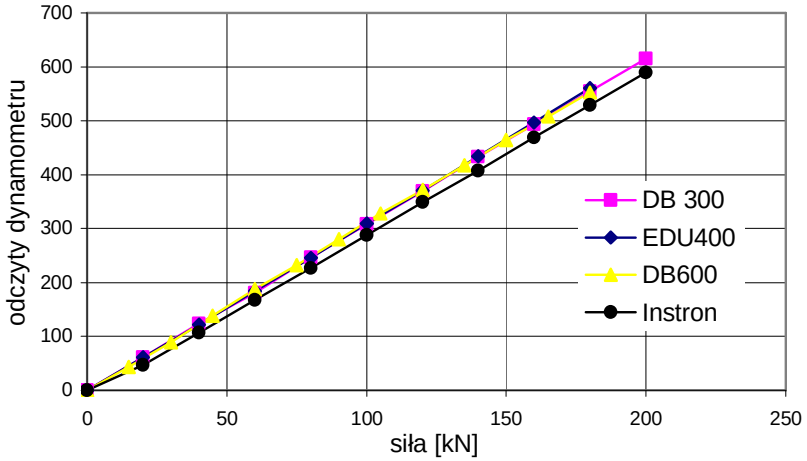
L.p.	1		2		3		4	
	DB300 [kN]	dynam.	**EDU400 [kN]**	dynam.	**DB600 [kN]**	dynam.	**Instron [kN]**	dynam.
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	20	61	20	61	15	44	20	46,5
2	40	124	40	122	30	89	40	107
3	60	181	60	184	45	138	60	168
4	80	247	80	246	60	188	80	227
5	100	308	100	309	75	232	100	288
6	120	370	120	371	90	280	120	349
7	140	433	140	434	105	328	140	408
8	160	493	160	497	120	372	160	468,5
9	180	555	180	560	135	418	180	529
10	200	615	200		150	464	200	590
11					165	508		
12					180	553		

Stosunek wskazań sił na maszynach wytrzymałościowych do wskazań dynamometru przedstawiono w tablicy 4.16:

Tablica 4.16

L.p.	DB300	EDU400	DB600	Instron
1	0,327869	0,327869	0,340909	0,430108
2	0,322581	0,327869	0,337079	0,373832
3	0,331492	0,326087	0,326087	0,357143
4	0,323887	0,325203	0,319149	0,352423
5	0,324675	0,323625	0,323276	0,347222
6	0,324324	0,323450	0,321429	0,343840
7	0,323326	0,322581	0,320122	0,343137
8	0,324544	0,321932	0,322581	0,341515
9	0,324324	0,321429	0,322967	0,340265
10	0,325203		0,323276	0,338983
11			0,324803	
12			0,325497	
średnia:	**0,325222**	**0,324449**	**0,325598**	**0,356847**

Wskazania dynamometru w odniesieniu do pras wytrzymałościowych PK odbiegają od siebie w niewielkim, mieszczącym się w granicach błędu zakresie, natomiast wskazania dynamometru w odniesieniu do prasy elektronicznej „Instron" są niższe w porównaniu do pras hydraulicznych. Zależności te przedstawia rys. 4.10. Oznacza to, że „Instron" wskazuje wyższe wartości sił przy ściskaniu tych samych próbek. Przelicznik sił wskazywanych przez prasy hydrauliczne PK na siły wskazywane na Instronie wynosi: j= 0,357/0,325=1,098. Ponieważ dokładność odczytu siły na żadnej z maszyn wytrzymałościowych nie jest większa niż ± 5kN przyjmuję do dalszych rozważań **j=1,10**.



Rys. 4.10. Porównanie wskazań siły na różnych maszynach wytrzymałościowych.

Przedstawione na rys. 4.10 zależności między wskazaniami pras i dynamometrem wykazują stałą tendencję. W związku z tym rzeczywiste siły niszczące próbki badane na prasie elektronicznej koryguję dzieląc je przez współczynnik j=1,10 uznając za miarodajne wartości sił uzyskane na maszynach wytrzymałościowych PK. Wyniki badanych próbek na oznaczenie modułu sprężystości otrzymane na prasie elektronicznej „Instron" po skorygowaniu przedstawiono w tablicy 4.17.

4. 5. 1. 2 Pomiary elektroniczne

Próbki betonowe badane na oznaczenie modułu sprężystości z pomiarów elektronicznych uzyskały przedstawione w tablicy 4.17 wartości sił niszczących.

Tablica 4.17

Beton	Rzeczywiste siły niszczące [kN]			Średnia
	P_{n1}	P_{n2}	P_{n3}	P_n
seria A	685	678	683	682
seria B	764	755	791	770
seria C	1281	1336	1263	1290
seria D	541	555	600	565
seria E	541	550	655	580

W tablicy 4.18 przedstawiono wartości średniego siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm} [GPa] w zależności od poziomu obciążenia P/P_n , zmierzone dla każdej z trzech próbek (E1, E2, E3) z badanego w danej serii betonu.

P_n – rzeczywista siła niszcząca daną próbkę (po korekcie współczynnikiem 1,10).

Wartości pomierzonych odkształceń, z których otrzymano przedstawione w tablicach wartości modułów sprężystości zamieszczono w załączniku.

Tablica 4.18

E_{cm} [GPa] – pomiary elektroniczne						
P/P_n		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
beton serii **A**	E1	23,55	22,76	22,14	21,68	21,31
	E2	21,51	20,68	20,18	19,85	19,45
	E3	22,92	21,80	21,28	20,86	20,48
beton serii **B**	E1	34,92	34,83	34,79	34,63	34,80
	E2	34,98	34,67	34,13	33,60	34,07
	E3	34,18	33,33	32,76	32,19	32,17
beton serii **C**	E1	43,15	45,39	43,61	42,55	
	E2	42,33	40,51	41,27	40,29	39,91
	E3	45,25	44,88	44,04	42,70	42,00
beton serii **D**	E1	28,0	23,62	24,05	23,06	21,85
	E2	25,13	24,39	23,65	23,29	22,85
	E3	24,88	25,21	23,69	24,75	
beton serii **E**	E1	20,35	19,65	19,48	19,11	
	E2	21,95	21,34	20,85	20,53	20,21
	E3	20,35	20,02	19,45	19,39	

Zgodnie z Instrukcją ITB [36] przyjmujemy, że dla danego betonu miarodajna wartość siecznego modułu sprężystości znajduje się na poziomie:

$$\sigma_a = 1/3\ f_c \qquad (4.4)$$

gdzie f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie.

Wartość średniego, siecznego modułu sprężystości E_{cm} wyznaczono więc na poziomie 1/3 P/P_n.

W innych źródłach unormowań podane są inne wartości poziomu naprężenia, na którym wyznaczamy wartość siecznego modułu sprężystości betonu.

Norma do konstrukcji betonowych PN-B-03264: 2002 [62] określa wartość średniego siecznego modułu sprężystości betonu w zakresie od 0 do 0,40 f_{cm} , przy czym można go wyznaczać ze wzoru:

$$E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3} \qquad (4.5)$$

gdzie E_{cm} i f_{ck} wyrażone w MPa.

Według Eurokodu EC2 [63] średni sieczny moduł sprężystości wyznaczamy również na poziomie σ_c = 0,4 f_{cm}, przy czym można wyznaczyć przybliżoną wartość modułu z zależności:

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \qquad (4.6)$$

gdzie: E_{cm} [GPa], f_{cm} [MPa]. Wartości obliczone ze wzoru (4.6) dotyczą betonów z kruszywem kwarcytowym po 28 dniach dojrzewania w zwykłych warunkach. Dla kruszywa wapieniowego i piaskowcowego wartości te powinny być zredukowane odpowiednio o 10% i 30%, zaś dla kruszywa bazaltowego powiększone o 20%.

Norma mostowa PN-91/S-10042 [61] zawiera zapis o określaniu współczynnika sprężystości betonu na poziomie 0,5 R_{bk} - wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie.

Dla betonu serii A wyznaczono wartość E_{cm} zgodnie z podanymi źródłami unormowań a ich wartości przedstawiono w tablicy 4.19:

P_n = 682 kN – wartość średnia rzeczywistej siły niszczącej,

f_c = 682kN:0,01767 = 38,6 MPa, P/P_n = 1/3 = 0,333,

f_{cm} = 38,6 MPa (37,2MPa wg tabl.4.7), P/P_n = 0,4,

$f_{ck} = f_{cm}$-8 = 30,6 MPa, P/P_n = 0,5·30,6/38,6 = 0,396 ≈ 0,4.

Tablica 4.19

E_{cm} [GPa] betonu serii **A**			
według normy	ITB 194/98	PN-B-03264, EC2	PN-91/S-10042
na poziomie	1/3 f_{cm}	0,4 f_{cm}	0,5 R_{bk} = 0,5 f_{ck}
co odpowiada	0,333 P/P_n	0,400 P/P_n	0,400 P/P_n
E1	22,55	22,14	22,14
E2	20,43	20,18	20,18
E3	21,63	21,28	21,28
E średnie	21,54	21,20	21,20
przyjmuję **E_{cm} = 21,2 GPa**			

Z wzoru (4.5) f_{ck} = 30,6 MPa, $E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3}$ = 32,91 GPa,

z wzoru (4.6) f_{cm} = 38,6 MPa, $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ = 33,0 GPa,

po redukcji o 30% , E = 23,1 GPa.

Jako kruszywo otoczakowe zastosowano prawdopodobnie kruszywo piaskowcowe.

Dla betonu serii B wartość E_{cm} zgodna z trzema źródłami unormowań została przedstawiona w tablicy 4.20:

P_n = 770 kN − wartość średnia rzeczywistej siły niszczącej,

f_c = 770 kN:0,01767 = 43,6 MPa, P/P_n = 1/3 = 0,333,

f_{cm} = 43,6 MPa (37,9 MPa wg tabl.4.7), P/P_n = 0,4,

$f_{ck} = f_{cm}$-8 = 35,6 MPa, P/P_n = 0,5 · 35,6/43,6 = 0,408.

Tablica 4.20

E_{cm} [GPa] betonu serii **B**			
według normy	ITB 194/98	PN-B-03264, EC2	PN-91/S-10042
na poziomie	1/3 σ_c	0,4 f_{cm}	0,5 R_{bk} = 0,5 f_{ck}
co odpowiada	0,333 P/P_n	0,400 P/P_n	0,408 P/P_n
E1	34,82	34,79	34,77
E2	34,49	34,13	34,10
E3	33,14	32,76	32,71
E średnie	34,15	33,89	33,86
przyjmuję **E_{cm} = 34,0 GPa**			

Dla f_{ck} = 35,6 MPa (wzór 4.5), $E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3}$ = 34138 MPa = 34,14 GPa,

dla f_{cm} = 43,6 MPa, (wzór 4.6), $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ = 34,22.

Dla betonu serii C wartość E_{cm} zgodna z trzema źródłami unormowań została przedstawiona w tablicy 4.21:

P_n = 1290 kN − wartość średnia rzeczywistej siły niszczącej,

f_c = 1290 kN:0,01767 = 73,0 MPa, P/P_n = 1/3 = 0,333,

f_{cm} = 73,0 MPa (62,6 MPa wg tabl.4.7), P/P_n = 0,4,

$f_{ck} = f_{cm}$-8 = 65,0 MPa, P/P_n = 0,5 · 65,0/73,0 = 0,445.

Tablica 4.21

E_{cm} [GPa] betonu serii **C**			
według normy	ITB 194/98	PN-B-03264, EC2	PN-91/S-10042
na poziomie	1/3 σ_c	0,4 f_{cm}	0,5 R_{bk} = 0,5 f_{ck}
co odpowiada	0,333 P/P_n	0,400 P/P_n	0,445 P/P_n
E1	44,80	43,61	43,13
E2	40,76	41,27	40,83
E3	44,60	44,04	43,44
E średnie	43,40	42,97	42,47
przyjmuję **E_{cm} = 43,0 GPa**			

Dla f_{ck} = 65,0 MPa, $E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3}$ =39846 MPa =39,8 GPa,

dla f_{cm} = 73,0 MPa, $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ = 39,9 GPa,

po powiększeniu o 20% E_{cm} = 47,9 GPa.

Dla betonu serii D wartość E_{cm} zgodna z trzema źródłami unormowań została przedstawiona w tablicy 4.22:

P_n = 565 kN − wartość średnia rzeczywistej siły niszczącej,

f_c = 565 kN:0,01767 = 32,0 MPa, P/P_n = 1/3 = 0,333,

f_{cm} = 32,0 MPa (29,3 MPa wg tabl.4.7), P/P_n = 0,4,

$f_{ck} = f_{cm}$-8 = 24,0 MPa, P/P_n = 0,5 · 24,0/32,0 = 0,375.

Tablica 4.22

E_{cm} [GPa] betonu serii **D**			
według normy	ITB 194/98	PN-B-03264, EC2	PN-91/S-10042
na poziomie	1/3 σ_c	0,4 f_{cm}	0,5 R_{bk} = 0,5 f_{ck}
co odpowiada	0,333 P/P_n	0,400 P/P_n	0,375 P/P_n
E1	23,76	24,05	23,94
E2	24,14	23,65	23,84
E3	24,70	23,69	24,07
E średnie	24,20	23,80	23,95
przyjmuję **E_{cm} = 24,0 GPa**			

Dla f_{ck} = 24,0 MPa, $E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3}$ = 3112 MPa = 31,1 GPa,

dla f_{cm} =32,0 MPa, $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ = 31,19 GPa, po redukcji o 30% E_{cm} = 21,8 GPa.

Dla betonu serii E wartość E_{cm} przedstawiono w tablicy 4.23:

P_n = 580 kN − wartość średnia rzeczywistej siły niszczącej,

f_c = 580 kN:0,01767 = 32,9 MPa, P/P_n = 1/3 = 0,333,

f_{cm} = 32,9 MPa, (30,7 MPa wg tabl.4.7), P/P_n = 0,4,

$f_{ck} = f_{cm}$-8 = 24,9 MPa, $P/P_n = 0,5 \cdot 24,9/32,9 \cong 0,378$.

Tablica 4.23

E_{cm} [GPa] betonu serii **E**			
według normy	ITB 194/98	PN-B-03264, EC2	PN-91/S-10042
na poziomie	1/3 σ_c	0,4 f_{cm}	0,5 R_{bk} = 0,5 f_{ck}
co odpowiada	0,333 P/P_n	0,400 P/P_n	0,378 P/P_n
E1	19,59	19,48	19,52
E2	21,18	20,85	20,96
E3	19,83	19,45	19,57
E średnie	20,20	19,93	20,02
przyjmuję **E_{cm} = 20,0 GPa**			

Dla f_{ck} = 24,9 MPa, $E_{cm} = 11000(f_{ck} + 8)^{0,3}$ = 31373 MPa =31,4 GPa,

dla f_{cm} = 32,9 MPa, $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ = 31,4 GPa, po redukcji o 30% E_{cm} = 22,0 GPa.

4. 5. 1. 3. Pomiary tensometrem nasadowym

Tablica 4.24 przedstawia wartości założonych i rzeczywistych sił niszczących próbki.

Tablica 4.24

Beton	Założone siły niszczące [kN]			Rzeczywiste siły niszczące [kN]			Średnia
	P_{z1}	P_{z2}	P_{z3}	P_{n1}	P_{n2}	P_{n3}	P_n
seria A	640	640	680	690	768	748	735
seria B	800	740	700	680	615	700	665
seria C	1400	1200	1200	1120	960	1080	1053
seria D	600	600	600	660	630	600	630
seria E	600	600	600	595	605	720	660

W tablicy 4.25 zamieszczono wartości modułów sprężystości dla każdej z próbek na odpowiednim poziomie rzeczywistej siły niszczącej. Wartości odkształceń na obliczanych poziomach obciążenia były aproksymowane liniowo pomiędzy punktami pomiaru odkształceń z badań. Odczyty wskazań tensometru nasadowego, z których obliczono przedstawione moduły sprężystości zamieszczono w Załączniku.

Tablica 4.25

$\mathbf{E'_{cm}}$ [GPa] – pomiary nasadowe						
P/P_n		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
beton serii **A**	E1	17,77	17,55	17,55	16,96	16,87
	E2	18,78	18,72	18,70	18,15	17,60
	E3	21,62	20,65	20,15	19,88	18,79
beton serii **B**	E1	37,66	36,29	34,87	35,72	33,73
	E2	34,32	35,04	33,29	33,49	33,16
	E3	36,96	35,98	33,70	33,38	32,50
beton serii **C**	E1	48,16	44,27	43,88	42,05	42,67
	E2	48,20	44,38	42,01	41,17	41,56
	E3	45,28	44,80	43,84	42,54	41,65
beton serii **D**	E1	24,99	23,70	22,86	22,09	21,50
	E2	25,55	24,50	23,70	22,76	22,43
	E3	24,41	24,22	23,51	22,94	22,45
beton serii **E**	E1	20,67	20,70	20,05	19,65	
	E2	20,60	20,39	19,71	19,20	19,07
	E3	21,42	20,70	20,30	19,55	19,70

W zasadzie, wartości modułu sprężystości powinny być równe dla tych samych betonów niezależnie od zastosowanych metod pomiarowych. Wartości modułu sprężystości niższe w przypadku pomiarów tensometrem nasadowym można usprawiedliwić dłuższą bazą pomiarową – 15 cm niż przy pomiarach tensometrycznych (baza pomiarowa 7,5 cm) i uzyskanie w związku z tym wyższych wartości odkształceń podłużnych, spowodowane nierównomiernym rozkładem odkształceń na wysokości próbki wynikającym z niejednorodności materiału.

Ważnym czynnikiem związanym z pomiarem modułu sprężystości jest wiek betonu. Wszystkie próbki badane na oznaczenie modułu były w wieku powyżej 28-dni od daty wykonania betonu. Dostępność sprzętu laboratoryjnego, a także różne inne zobowiązania uniemożliwiły wykonanie tych badań w jednoznacznie określonym momencie czasowym. Stąd pojawiają się w wynikach różnych badań niewielkie rozbieżności.

Maszyna wytrzymałościowa typu „Instron" jest sztywniejsza, z mniejszą szybkością realizuje przyrost obciążenia i uzyskane wartości sił przy obciążaniu i odciążaniu podlegają mniejszym wahaniom. Pomiar na „Instronie" jest również bardziej wiarygodny z powodu automatycznego sterowania czasem i przyrostem obciążenia. Prasa wytrzymałościowa sterowana ręcznie budzi wątpliwości co do identyczności warunków obciążenia w przypadku wszystkich próbek. Ponieważ w badaniach elementów ruro-betonowych potrzebna jest jak najbardziej wiarygodna proporcja między modułami sprężystości badanych betonów to pomiary elektroniczne odkształceń na automatycznej maszynie wytrzymałościowej dają większą pewność niezależności wyników od czynników przypadkowych.

Przyjmowane do obliczeń wartości średniego siecznego modułu sprężystości E_{cm} zostały wzięte z pomiarów elektronicznych i zostały zestawione w tablicy 4.26 wraz z wynikami pomiarów modułu tensometrem nasadowym E'_{cm}.

Moduły sprężystości betonów w seriach. Tablica 4.26

Beton	E_{cm} [GPa]	E'_{cm} [GPa]
seria A	21,2	18,9
seria B	34,0	34,6
seria C	43,0	43,3
seria D	24,1	23,9
seria E	20,0	20,0

4. 5. 2. Współczynnik Poissona ν_c

W czasie pomiaru modułu sprężystości na prasie elektronicznej wykonano równocześnie pomiar wartości współczynnika Poissona betonu. Na każdej z trzech próbek walcowych ϕ 15 × 30 cm przyklejono, oprócz tensometrów do pomiaru odkształceń podłużnych, również tensometry do pomiaru odkształceń poprzecznych betonu. Układ punktów pomiarowych wyglądał więc następująco:

- trzy pionowe tensometry (75 mm) do pomiaru odkształceń podłużnych, w połowie wysokości próbki – mierzono trzy wartości odkształceń podłużnych,
- trzy poziome tensometry (75 mm) do pomiaru odkształceń poprzecznych, w połowie wysokości próbki – mierzono jedną, uśrednioną wartość odkształcenia poprzecznego.

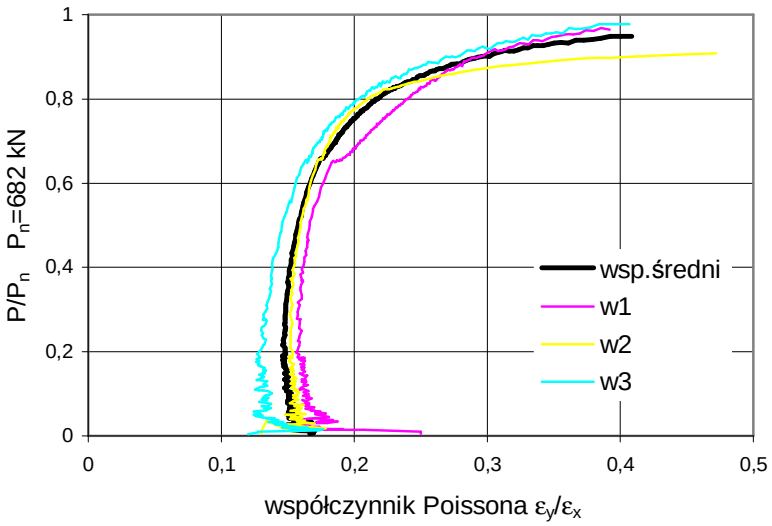
Uzyskane z pomiarów odkształcenia stanowią podstawę do obliczenia wartości współczynnika Poissona badanego betonu wg wzoru (3.91):

$$\nu_c = \varepsilon_y/\varepsilon_x$$

gdzie: ε_x – średnia wartość odkształceń podłużnych,

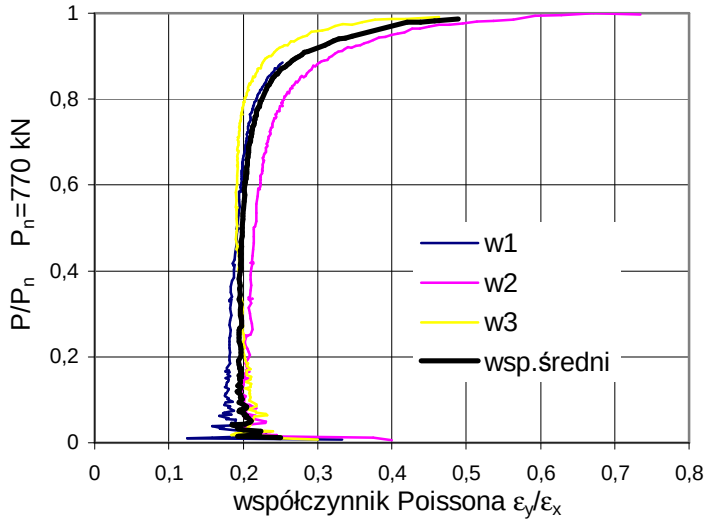
ε_y – uśrednione odkształcenie poprzeczne.

Przedstawione poniżej wykresy przedstawiają wartość współczynnika Poissona betonu wypełniającego w każdej z badanych serii, w zależności od poziomu obciążenia P/P_n, gdzie P - siła ściskająca, P_n – średnia siła niszcząca.



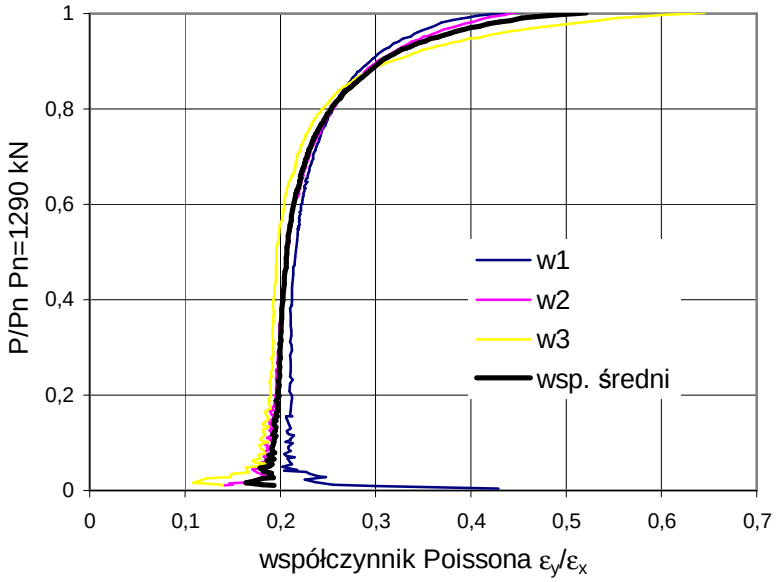
Rys. 4.11. Współczynnik Poissona betonu serii A.

Szybki przyrost wartości współczynnika Poissona betonu serii A zaczyna się od ok. 60% wartości obciążenia niszczącego.



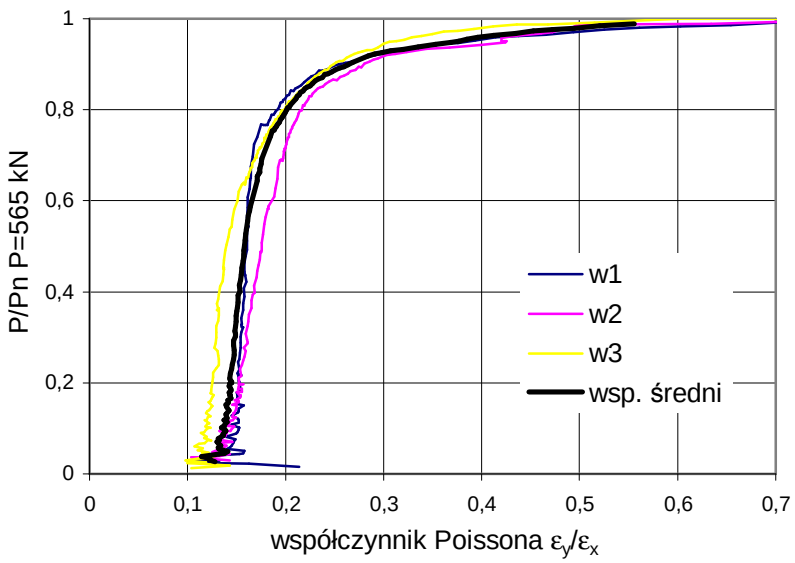
Rys. 4.12. Współczynnik Poissona betonu serii B.

Szybki przyrost współczynnika Poissona betonu serii B zaczyna się dopiero od około 80% wartości obciążenia niszczącego.



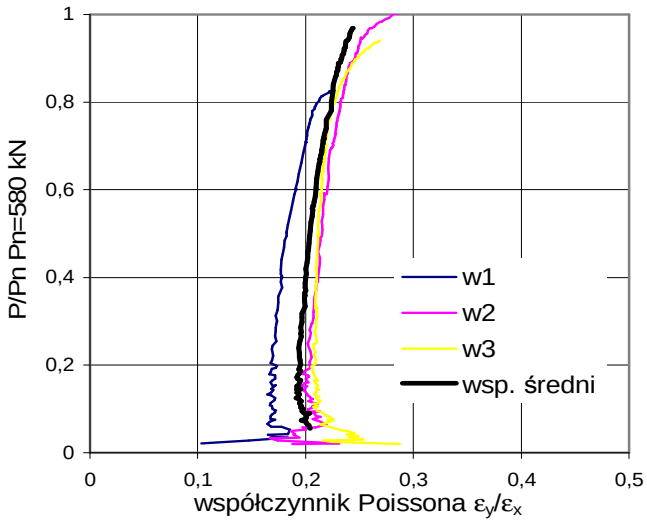
Rys. 4.13. Współczynnik Poissona betonu serii C.

Przyrost rozszerzalności poprzecznej zaczyna się na poziomie ok. 60% obciążenia lecz przebiega w sposób powolniejszy niż w serii A.



Rys. 4.14. Współczynnik Poissona betonu serii D.

Duży przyrost współczynnika Poissona betonu serii D zaczyna się przy 80% całkowitego obciążenia. W betonie tym najszybciej jednak przyrasta rozszerzalność poprzeczna betonu w zakresie niskiego poziomu obciążenia, do 80 % obciążenia niszczącego.



Rys. 4.15. Współczynnik Poissona betonu serii E.

Pomiar wartości współczynnika Poissona betonów wypełniających elementy badawcze miał na celu zweryfikowanie tezy o zależności od niego współpracy betonu i stali w elementach typu CFST. Zakładano lepszą współpracę po osiągnięciu przez beton wartości współczynnika ν_c = 0,3 czyli równej współczynnikowi Poissona dla stali ν_a = 0,3. Uważano, że beton o niskim współczynniku Poissona, przyjmowanym zgodnie z normami jako wartość

stała, będzie na początkowym etapie obciążenia gorzej współpracował z rurą stalową, osiągając dopiero później rozszerzalność poprzeczną zbliżoną do stali.

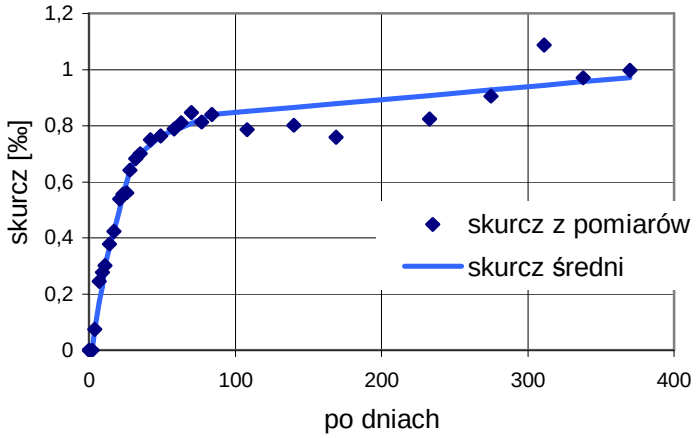
Teza ta nie potwierdziła się w badaniach. Beton serii A najlepiej współpracujący z rurą w kierunku poprzecznym ma niską wartość współczynnika Poissona - w zakresie naprężeń do około 60 % wytrzymałości betonu ν_c = 0,15. Dopiero powyżej tego zakresu naprężenia, wartość ta szybko rośnie do ν_c = 0,40. Beton ten jest najbardziej odkształcalny w kierunku podłużnym jak na to wskazują badania modułu sprężystości, a więc i poprzecznie rozszerza się najszybciej. Nie uwidacznia się to w formule współczynnika Poissona jako stosunku odkształceń poprzecznych do podłużnych.

Normowa wartość współczynnika Poissona betonu ν_c = 0,20 jest stała i niezależna od wytrzymałości i odkształcalności betonu ani też od poziomu naprężenia w betonie. Takie założenie, zgodnie z wykonanymi pomiarami, jest uzasadnione do poziomu obciążenia o wartości około 60% obciążenia niszczącego. W tym zakresie obciążenia (do 60%) betony serii A i D wykonane na kruszywie otoczakowym miały mniejszą wartość współczynnika $\nu_c \cong 0{,}15$, niż betony w pozostałych seriach wykonane na kruszywie bazaltowym i keramzytowym ze współczynnikiem $\nu_c \cong 0{,}20$. Z wartości współczynnika Poissona betonu, także na wyższym od 60% poziomie obciążenia trudno jest jednak wnioskować jednoznacznie o jakości współpracy betonu i stali w elemencie typu CFST.

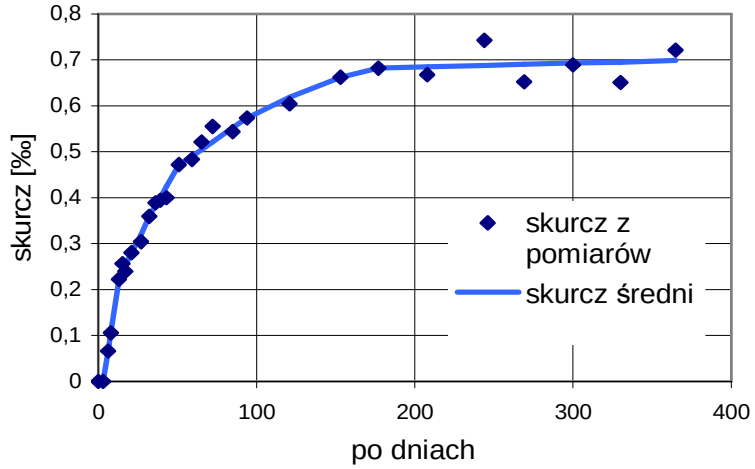
Wykres współczynnika Poissona dla betonu lekkiego, którym wypełnione były elementy serii E jest w zakresie do 80 % naprężeń zbliżony do betonów wykonanych na kruszywie bazaltowym z wartością $\nu_c \cong 0{,}20$. Nie osiąga on jednak wyższej rozszerzalności poprzecznej od stali i maksymalna wartość tego współczynnika wynosi $\nu_c < 0{,}30$. Oznacza to, zgodnie z tezą przyjętą w badaniach, że nie będzie dobrze współpracował ze stalą w elemencie typu CFST, nie uzyska dodatkowej nośności spowodowanej ograniczeniem odkształceń poprzecznych i potwierdziło się to w badaniach nośności elementów serii E.

4. 5. 3. Skurcz betonu

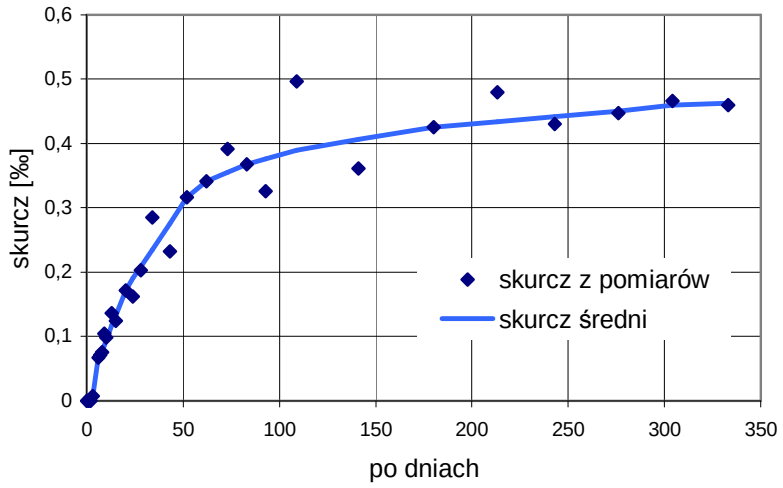
Pomiary skurczu betonu w każdej serii wykonano na trzech beleczkach betonowych o wymiarach 10×10×50 cm. Pomiar odkształceń skurczowych wykonywano przy pomocy tensometru nasadowego typu Demec o bazie pomiarowej 400 mm. Przedstawione poniżej wykresy przedstawiają wartości odkształceń skurczowych badanych betonów w zależności od wieku betonu. Wartości odkształceń skurczowych podane na wykresach są średnią wartością z pomiarów na trzech beleczkach, na każdej z czterech ścianek bocznych, są to więc wartości średnie z 12 punktów pomiarowych.



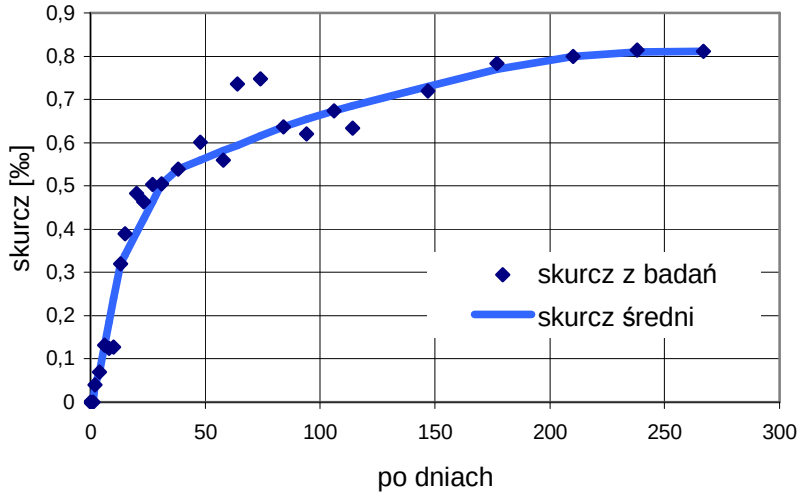
Rys. 4.16. Skurcz betonu serii A.



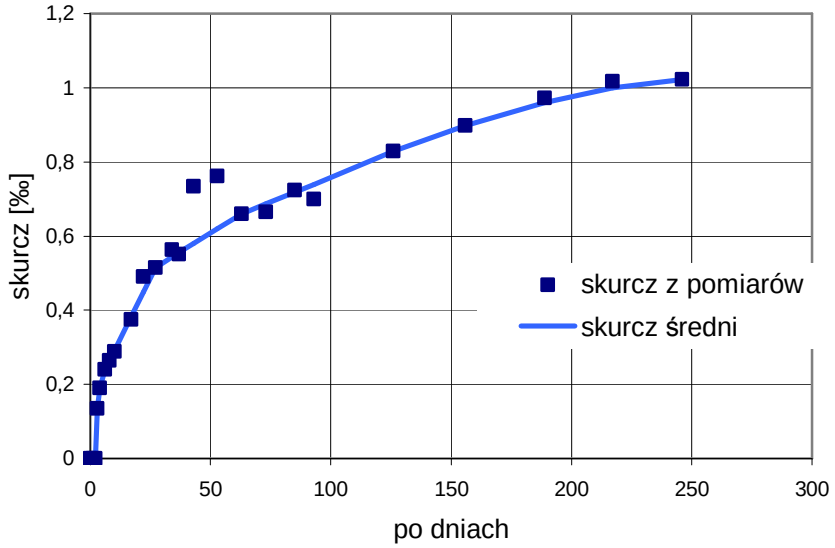
Rys. 4.17. Skurcz betonu serii B.



Rys. 4.18. Skurcz betonu serii C.



Rys. 4.19. Skurcz betonu serii D.



Rys. 4.20. Skurcz betonu serii E.

Próbki były ustawione pionowo i odkształcenia mogły przebiegać w sposób równomierny na wszystkich ściankach. Od momentu rozformowania przechowywano je w temperaturze 20 ± 2 °C, w otoczeniu o wilgotności RH = 50%. Pomieszczenie, w którym wykonywano pomiary nie było klimatyzowane i zdarzały się wahania temperatury i wilgotności, które spowodowały pojedyncze odchylenia wartości pomiarów od, w miarę stabilnej, całości.

Odkształcenia skurczowe badanych betonów są indywidualną cechą betonu zależną głównie od jego składu. Pełny zestaw czynników wpływających na wartość odkształceń skurczowych za [25] to: rodzaj i ilość cementu w 1 m^3 betonu, wartość współczynnika wodno-cementowego w/c, klasa wytrzymałości, wiek, wilgotność środowiska, wymiary elementu. Po początkowym pęcznieniu betonu zachodzącym w betonie w czasie do 2 lub 3 dni, zachodzą odkształcenia skurczowe, których przebieg przedstawiono na wykresach (4.16÷4.20). Jest to skurcz próbek wystawionych na działanie powietrza. Beton elementów badawczych, zamknięty wewnątrz rury stalowej miał tylko dla górnej powierzchni umożliwioną wymianę wilgoci z otoczeniem. Rozważając odkształcenia skurczowe betonu w elementach badawczych należy rozróżnić w wartości skurczu część wynikającą z wysychania betonu ε_{cd} i skurcz samoczynny - autogeniczny $\varepsilon_{ca.}$ Całkowite odkształcenia skurczowe ε_{cs} obliczamy ze wzoru:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \tag{4.7}$$

Skurcz autogeniczny oblicza się w zależności od wieku betonu t ze wzorów PN[62] i [25]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\, \varepsilon_{ca,\infty} \tag{4.8}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2{,}5(f_{ck} - 10)\cdot 10^{-6} \tag{4.9}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0,5}). \tag{4.10}$$

Obliczanie skurczu od wysychania jest zróżnicowane w zależności od normy. Według Revised final Draft prEN 1992-1-1:2002 [15, 16, 17, 18]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s)\, k_h\, \varepsilon_{cd,0} \tag{4.11}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{t-t_s}{t-t_s+0{,}04\sqrt{h_0^{\,3}}}. \tag{4.12}$$

Według PN-B-03264:2002 [62]:

$$\varepsilon_{csd}(t,t_s) = \varepsilon_{csd,\infty}\, \beta_{ds}(t-t_s) \tag{4.13}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left(\frac{t-t_s}{0{,}035h_0^2+t-t_s}\right)^{0,5}. \tag{4.14}$$

Oznaczenia we wzorach:

t_s – wiek betonu na początku skurczu,

$\varepsilon_{csd,\infty}$ – końcowe odkształcenia skurczowe od wysychania, zależne od klasy betonu i średniej wilgotności względnej otoczenia RH(%),

$$\varepsilon_{csd,\infty} = [160 + \beta_{sc}(90-f_{cm})]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH} \qquad (4.15)$$

β_{sc} = 4; 5; lub 8 w zależności od rodzaju cementu oznaczonego odpowiednio S, N, R,

β_{RH} – współczynnik zależny od wilgotności względnej powietrza RH w procentach, dla 40%≤ RH ≤99% wyrażony wzorem:

$$\beta_{RH} = 1{,}55\ [1-(RH/100)^3] \qquad (4.16)$$

$\varepsilon_{cd,0}$ – nominalny skurcz swobodny na skutek wysychania ,

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\ [(220+110\cdot\alpha_{ds1})\cdot \exp(-\alpha_{ds2}\cdot f_{cm}/10)]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH} \qquad (4.17)$$

α_{ds1} = 3; 4; lub 6 w zależności od rodzaju cementu oznaczonego odpowiednio S, N, R,

α_{ds2} = 0,13; 0,12; 0,11 w zależności od rodzaju cementu oznaczonego odpowiednio S, N, R,

β_{RH} wg wzoru (4.16),

h_0 – miarodajny wymiar przekroju elementu (w milimetrach), wyznaczany ze wzoru:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad (4.18)$$

w którym A_c – pole przekroju elementu, u – obwód przekroju poddany działaniu powietrza,

k_h – współczynnik zależny od miarodajnego wymiaru elementu h_0 zgodnie z tablicą 4.27:

Tablica 4.27

h_0 [mm]	100	200	300	≥ 500
k_h	1,0	0,85	0,75	0,70

Obliczenie wartości odkształceń skurczowych od wysychania wg ostatecznej wersji Eurokodu 2 [18] prowadzi do uzyskania wyższej wartości skurczu niż wg PN [62]. Główna różnica dotyczy nieuwzględnianego w PN współczynnika k_h, i innego sposobu obliczania wartości funkcji β_{ds}.

Obliczenie wartości odkształceń skurczowych betonu w momencie obciążania elementów badawczych według wzorów normowych przedstawiają tablice 4.29 i 4.30.

Końcowe odkształcenia skurczowe badanych betonów zostały obliczone zgodnie ze wzorem podanym w [9] jako funkcja hiperboliczna podana przez Rossa:

$$\varepsilon_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} t}{T + t} \tag{4.19}$$

gdzie: ε_{cs} – odkształcenia skurczowe po t dniach,

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – końcowe odkształcenia skurczowe po czasie t = ∞,

T – czas po którym występuje połowa granicznych odkształceń skurczowych.

Obliczenie końcowych wartości skurczu badanych betonów podaje tablica 4.28:

Tablica 4.28

Końcowe odkształcenia skurczowe betonu, z badań.

Seria	ε_{cs} [‰]	t [dni]	T[dni]	$\varepsilon_{cs,\infty}$ [‰]
A	0,997	370	21	1,054
B	0,698	365	32	0,759
C	0,463	333	34	0,510
D	0,811	267	20	0,872
E	1,022	246	27	1,134

Wartość $\varepsilon_{cs,\infty}$ podaną w tablicy 4.28 można przyjąć jako nominalną wartość końcowych odkształceń skurczowych badanych betonów. Na ocenę wpływu skurczu na nośność elementów typu CFST ma wpływ głównie skurcz autogeniczny, obliczono jego wartość ze wzorów normowych. W tablicach 4.29 i 4.30 podano wartości odkształceń skurczowych betonu w momencie obciążania elementów badawczych w czasie *t'*, obliczonych z wzorów (4.7 ÷4.18) dla: β_{sc} = 8, β_{RH} = 1,356 przy RH = 50%, α_{ds1} = 6, oraz α_{ds2} = 0,11:

Tablica 4.29

Seria	t_s [dni]	t' [dni]	f_{ck} [MPa]	$\varepsilon_{csd,\infty}$ [‰]	$\varepsilon_{cd,0}$ [‰]	$\varepsilon_{ca,\infty}$ [‰]	$\beta_{as}(t)$	$\beta_{ds.}$ *EC2*	$\beta_{ds.}$ *PN*
A: C30/37	3	101	30	0,78	0,67	0,050	0,866	0,874	0,727
B: C30/37	5	78	30	0,78	0,67	0,050	0,829	0,838	0,674
C: C55/67	2	220	55	0,51	0,51	0,1125	0,949	0,939	0,845
D: C25/30	1	184	25	0,84	0,71	0,0375	0,934	0,928	0,823
E: LC25/30	2	162	25	0,84	0,71	0,0375	0,922	0,919	0,804

Tablica 4.30

Skurcz betonu, normowy
w momencie badania elementów CFST.

Seria	ε_{ca}[‰]	ε_{cd} [‰]	ε_{cs} [‰]
A	0,043	0,586	0,629
B	0,041	0,561	0,602
C	0,107	0,479	0,586
D	0,035	0,659	0,694
E	0,035	0,652	0,687

h_0 = 2·100·100/4·100 = 50mm – dla beleczek 10×10×50 cm, k_h = 1,0

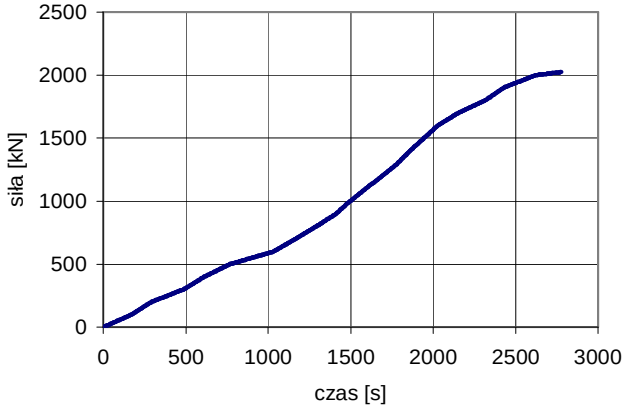
$\varepsilon_{csd,\infty}$ [‰] i $\varepsilon_{cd,0}$ [‰] dla RH = 50%, $f_{ck} = f_{cm}$-8.

Wartości odkształceń skurczowych od wysychania ε_{cd} były liczone według EC2 [18] gdyż dawały wyższe wartości (w seriach A, B, C), bardziej zbliżone do wyników otrzymanych w badaniach.

Aby porównać odkształcenia skurczowe betonów otrzymane z badań (tablica 4.28) z obliczonymi wg norm należy przeliczyć funkcje β(t) dla czasu t podanego w tablicy 4.29. Odkształcenia skurczowe obliczane według norm są niższe niż otrzymane w badaniach we wszystkich seriach z wyjątkiem serii C dla betonu wysokiej wytrzymałości. Może to być spowodowane tym, że współczynniki normowe do obliczeń skurczu podawane są dla próbek o większym wymiarze miarodajnego przekroju elementu h_0 niż badane beleczki, które miały tylko h_0 = 50 mm, stąd wyższe wartości skurczu betonu.

5. Wyniki badań elementów ruro-betonowych

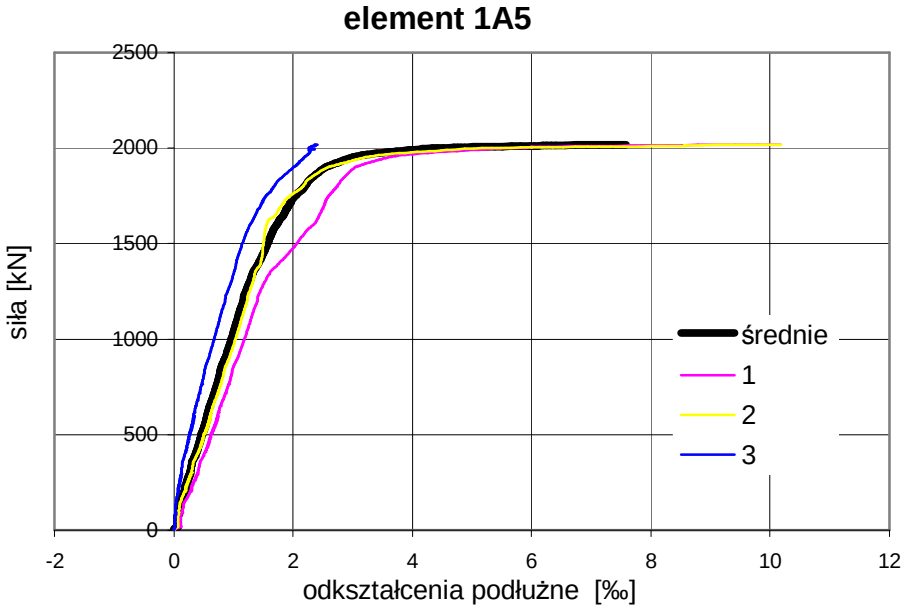
Wszystkie elementy badawcze były ściskane osiowo w maszynie wytrzymałościowej typu DB600 z ręcznym sterowaniem przyrostem obciążenia. Starano się obciążać elementy ze stałą szybkością równą około 50 kN/min. Wykres rzeczywistej zależności między siłą i czasem na przykładzie elementu 1A5 przedstawiono na rys.5.1. Osiowość obciążenia była realizowana przy pomocy nakładki stalowej na łożysko dolne, oraz stalową nakładkę centrującą przymocowaną do płyty górnej prasy. Pomiędzy nakładki a powierzchnię przekroju na górnym i dolnym końcu elementu położono 3 mm płytkę teflonową. Warstwa ta miała za zadanie zapewnienie jak najbardziej swobodnych odkształceń poprzecznych. Powierzchnia górna betonu wypełniającego elementy była wyrównywana do poziomu rury stalowej (tylko w tych przypadkach gdy budziła zastrzeżenia) warstwą zaprawy cementowej. Warstwa teflonu dodatkowo wyrównywała powierzchnie nacisku i miała zapewnić przekazywanie siły ściskającej równomiernie na cały przekrój poprzeczny.



Rys. 5.1. Zależność siły od czasu w ściskanym elemencie 1A5.

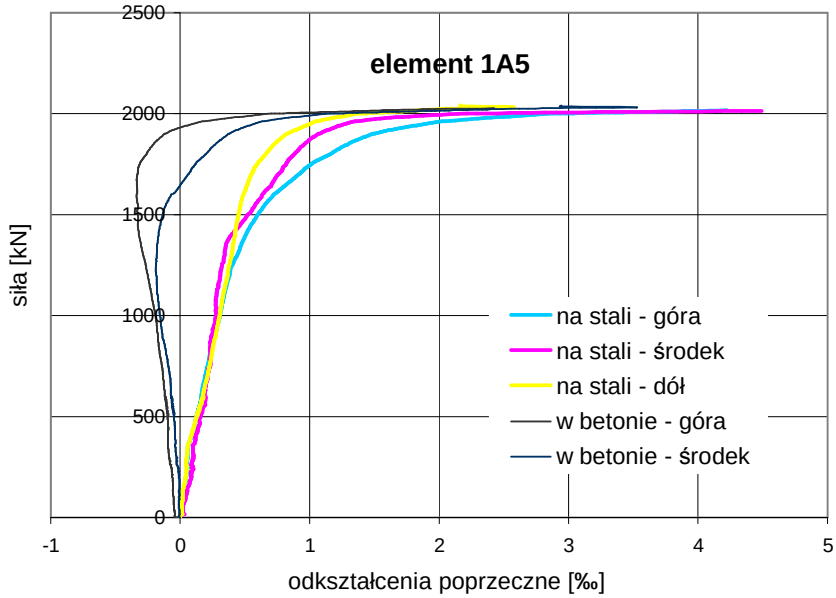
W dalszej części tego rozdziału przedstawiono w postaci wykresów otrzymane w czasie realizacji badań zależności między siłą ściskającą a odkształceniami elementów, oraz wartość N_n – siły niszczącej badany element. Liczbowe wartości siły ściskającej i odpowiadających im odkształceń zamieszczono w Załączniku 1. Wszystkie wykresy przedstawiają linię łamaną łączącą punkty otrzymane w pomiarach. Odkształcenia rejestrowano co 4 - 10 sekund, w zależności od elementu. Wartość siły ściskającej notowano co 100 kN w zależności od czasu. Pomiędzy zarejestrowanymi wartościami sił przyjmowano liniową zależność między siłą i czasem.

5.1. Seria A



Rys. 5.2. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 1A5.
N_n = 2040 kN – siła niszcząca element.

Oznaczenia na wykresie:1, 2, 3 –odkształcenia podłużne wskazywane przez tensometr 1, 2, 3, średnie – odkształcenia podłużne średnie.

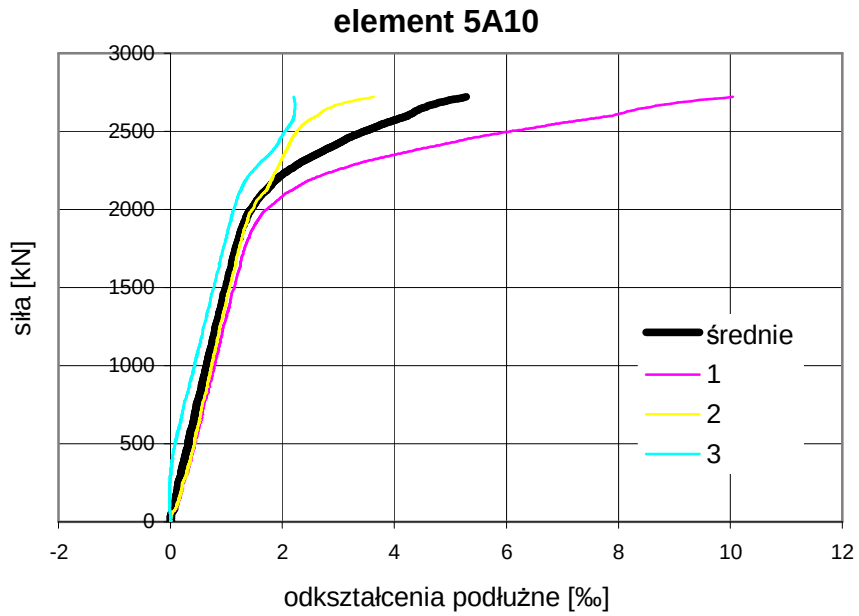


Rys. 5.3. Zależność między odkształceniami poprzecznymi i siłą ściskającą element 1A5.

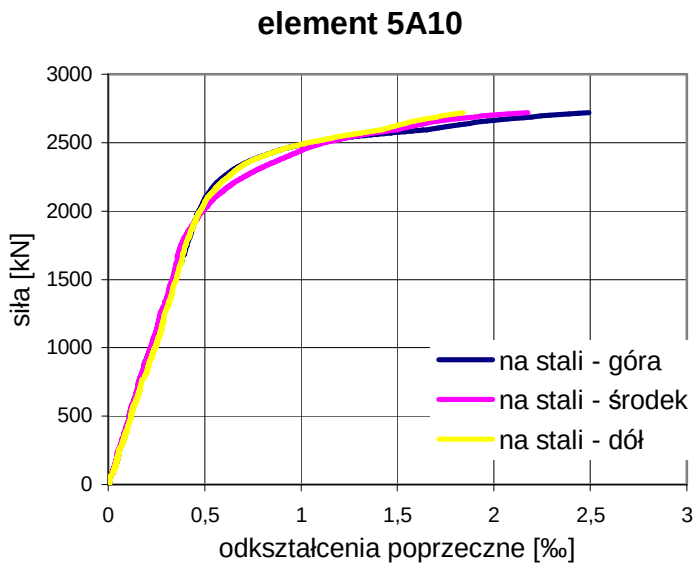
Odkształcenia poprzeczne mierzone na powierzchni zewnętrznej rury stalowej ze znakiem dodatnim oznaczają rozciąganie stali w kierunku obwodowym. Wykazane przez tensometry

wewnątrz betonu odkształcenia ujemne prowadzą do wniosku, że są to wskazania niewłaściwe. Poprawne wyniki pomiaru odkształcenia poprzecznego zamkniętego wewnątrz rury betonu udało się uzyskać dopiero dla elementów badawczych serii B, poprzez uszczelnienie osłonki otaczającej tensometry wewnętrzne i uniezależnienie wskazań tensometrów od wpływu wilgoci. Pozostałe wykresy zależności między siłą i odkształceniami w elementach serii A o 5 mm grubości ścianki rury zamieszczono w Załączniku 1.

Podobnie jak w elemencie 1A5 i całej serii A wskazania odkształceń poprzecznych betonu rejestrowane na tensometrach wewnętrznych były niepoprawne. W pozostałych elementach serii A odkształcenia poprzeczne zamkniętego wewnątrz płaszcza stalowego betonu nie są przedstawiane. Na rysunkach 5.4 i 5.5 pokazano, jako przykładowe, odkształcenia elementu 5A10. Wszystkie pozostałe wykresy zamieszczono w Załączniku 1.



Rys. 5.4. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 5A10.
N_n = 2720 kN – siła niszcząca.



Rys. 5.5. Zależność między odkształceniami poprzecznymi i siłą ściskającą element 5A10.

Wartości sił niszczących N_n elementy serii A zestawiono w tablicy 5.1:

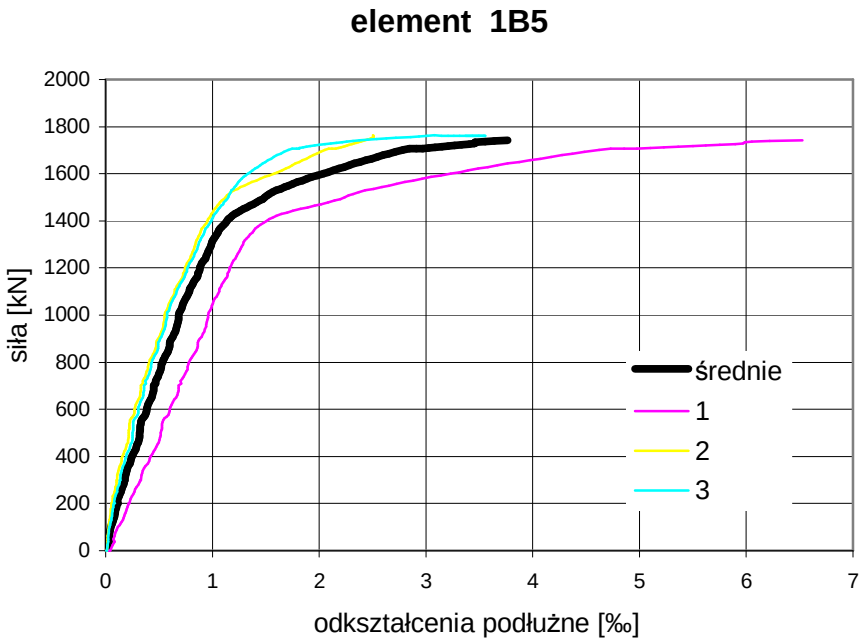
Nośność elementów serii A. Tablica 5.1

Element	N_n [kN]	Element	N_n [kN]
1A5	2040	5A10	2720
2A5	2040	6A10	2760
3A5	2040	7A10	3020
4A5	2100	8A10	2960

Elementy o t=5 mm miały prawie taką samą wartość obciążenia niszczącego niezależnie od wytrzymałości stali rury. Dopiero w elementach o grubszej ściance t=10 mm ujawniła się korzyść z zastosowania stali o wyższej wytrzymałości (R45) w elementach 7A10 i 8A10, których nośność przewyższyła nośność elementów wykonanych ze słabszej stali (R35) 5A10 i 6A10 o 7 do 11%.

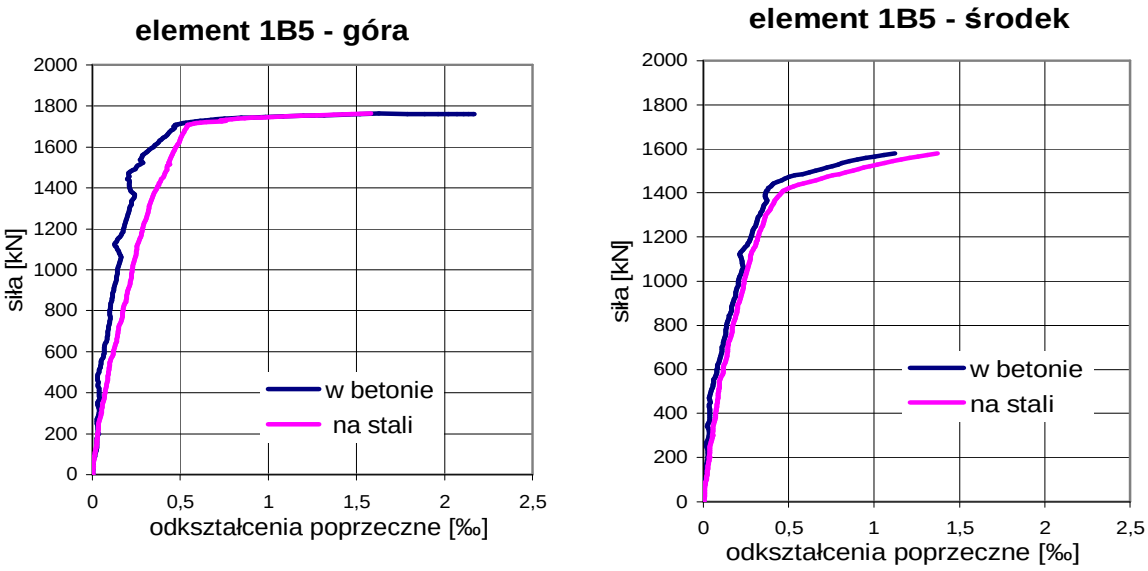
5.2. Seria B

Elementy serii B uzyskały niższe nośności niż elementy serii A, mimo, że były wypełnione betonem tej samej klasy wytrzymałości. Przykładowe elementy serii B pokazano na rysunkach 5.6 do 5.13, całość zamieszczono w Załączniku 1.

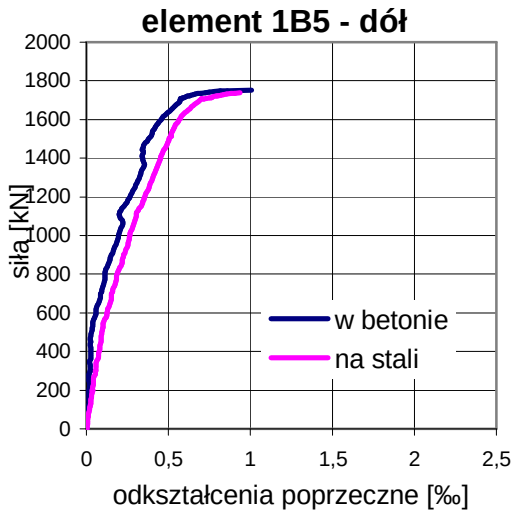


Rys. 5.6. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 1B5. $\mathbf{N_n=1760}$ kN.

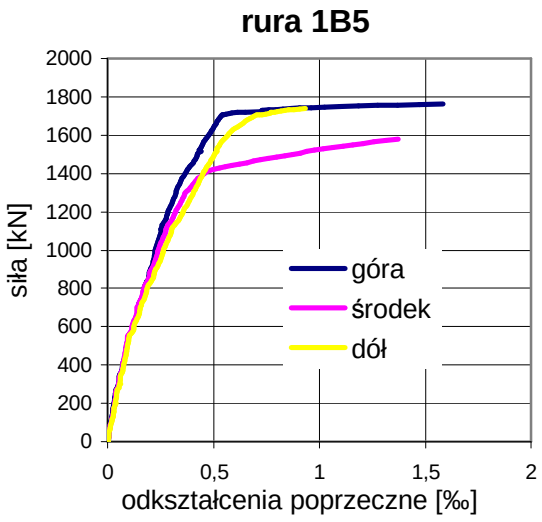
Ponieważ w elementach serii B odkształcenia poprzeczne betonu udało się zmierzyć w sposób wiarygodny, to wyniki pomierzonych wartości odkształceń poprzecznych betonu przedstawiono na trzech wykresach: na poziomie górnym, środkowym i dolnym, w zestawieniu z odkształceniami poprzecznymi stali.



Rys. 5.7. Zależność między odkształceniami poprzecznymi i siłą ściskającą element 1B5.



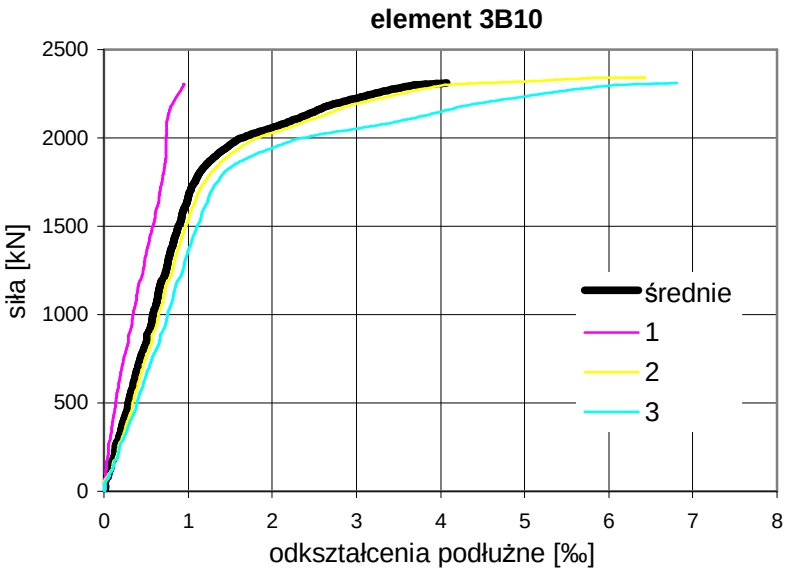
Rys. 5.8. Zależność między odkształceniami poprzecznymi i siłą ściskającą element 1B5.



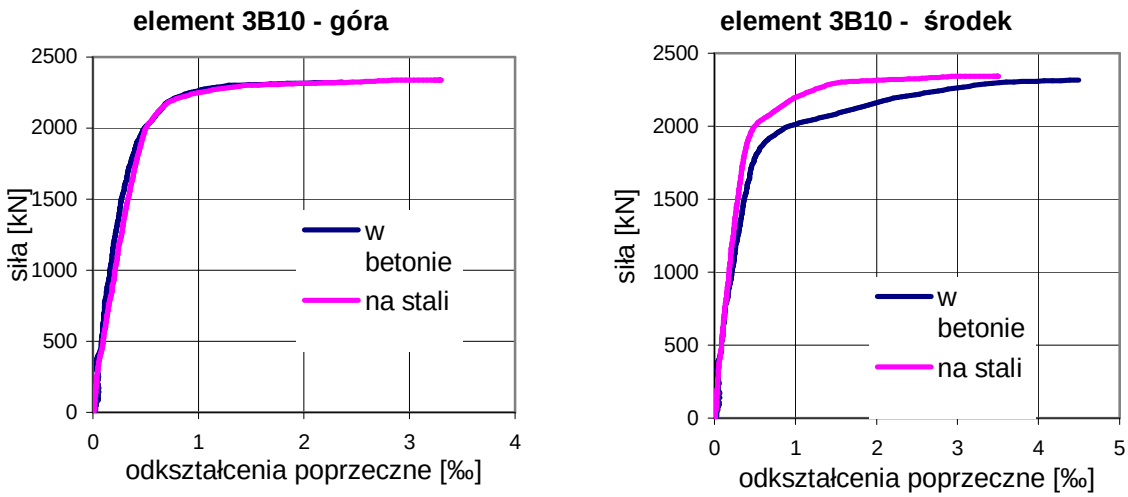
Rys. 5.9. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

Odkształcenia poprzeczne betonu mniejsze od odkształceń poprzecznych stali w całym zakresie obciążenia elementu 1B5 mogą oznaczać, o ile pomiary nie są obarczone błędem, że pomiędzy betonem i stalą w całym zakresie jego pracy istnieje szczelina.

W elemencie 2B5 odkształcenia poprzeczne betonu zamkniętego wewnątrz rury stalowej na poziomie środkowym okazały się większe niż odkształcenia poprzeczne stali. Jest to oczywiście niemożliwe a jednym z możliwych uzasadnień takiej sytuacji jest deformacja tensometru wywołana procesem niszczenia betonu. Takie wskazanie tensometru można interpretować jako brak szczeliny między betonem i stalą. Na poziomie górnym i dolnym elementu 2B5 pomiary wskazują na istnienie szczeliny.

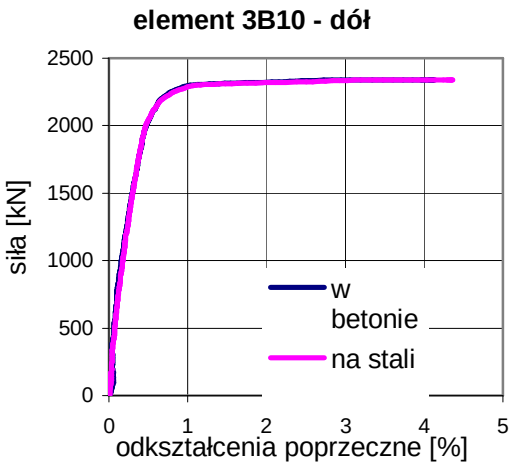


Rys. 5.10. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 3B10. **N_n= 2340 kN**.

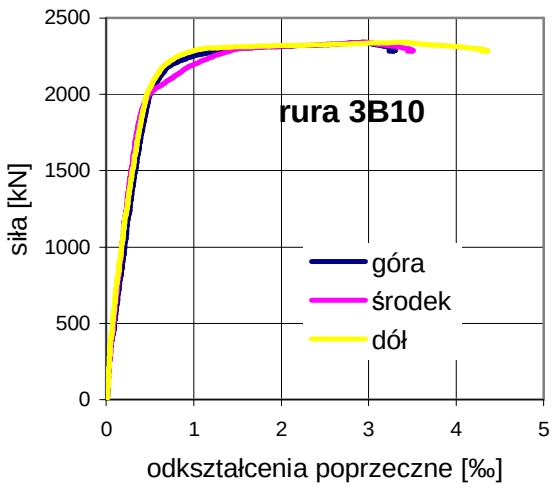


Rys. 5.11. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 3B10.

W elemencie 3B10 zarejestrowane odkształcenia poprzeczne betonu na poziomie górnym są w pewnym zakresie mniejsze niż odkształcenia poprzeczne rury stalowej co wskazuje na możliwość pojawienia się szczeliny między stalą i betonem. Przedstawione na wykresach odkształcenia betonu na poziomie środkowym i dolnym prowadzą do wniosku o braku szczeliny pomiędzy betonem i stalą w czasie pracy elementu.



Rys. 5.12. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 3B10.



Rys. 5.13. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

W elemencie 4B10 na poziomie górnym i dolnym pomiary nie wykazały możliwości pojawienia się szczeliny oraz niewielką szczelinę na poziomie środkowym.

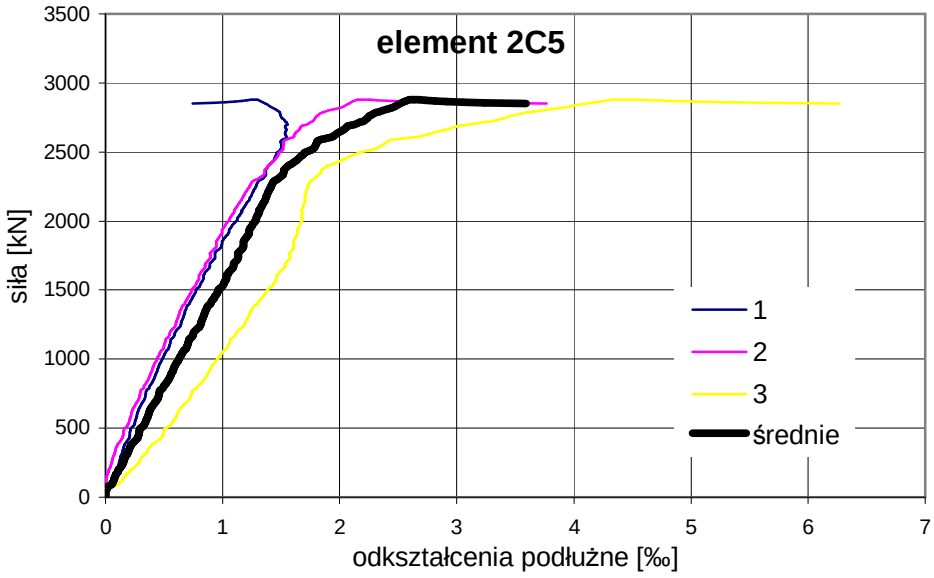
Pomiary odkształceń poprzecznych w elementach o t=5mm wskazują na brak współpracy betonu i stali w tym kierunku. Stal nie ogranicza odkształceń poprzecznych betonu i nie powinno być w związku z tym podwyższenia wytrzymałości betonu. Tym, jak się wydaje, można tłumaczyć niższą nośność elementów serii B zestawioną w tablicy 5.2 w stosunku do nośności serii A. Odkształcenia poprzeczne w elementach o grubszej ściance t=10 wskazują na lepszą współpracę betonu i stali w kierunku poprzecznym i mniejszą szczelinę. Bardziej uzasadnione wydaje się tu jednak stwierdzenie, że grubsza ścianka rury stalowej mniej „ucieka” poprzecznie od betonu, stąd mniejsza szczelina, ale jak się wydaje nie lepsza współpraca stali i betonu.

Nośność elementów serii B. Tablica 5.2

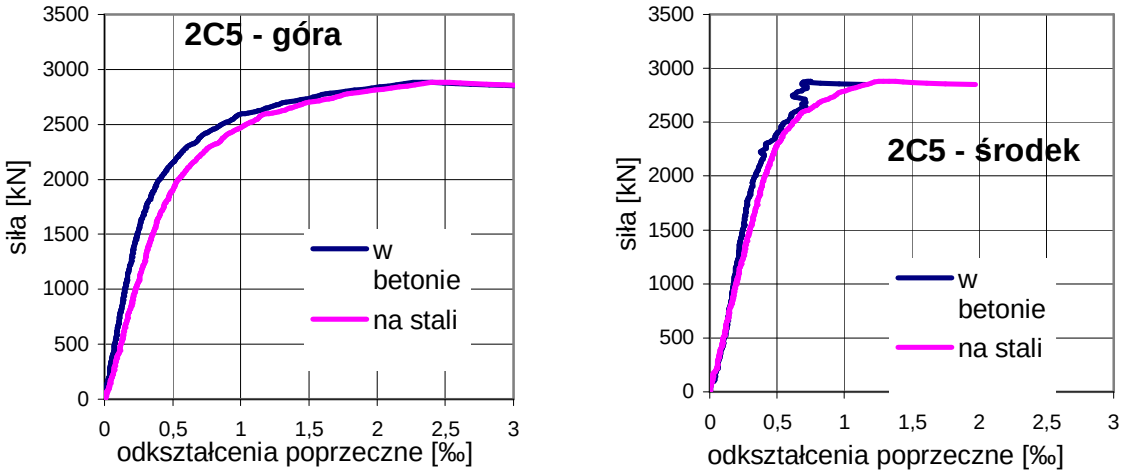
Element	N_n [kN]	Element	N_n [kN]
1B5	1760	3B10	2340
2B5	1910	4B10	2680

5.3. Seria C

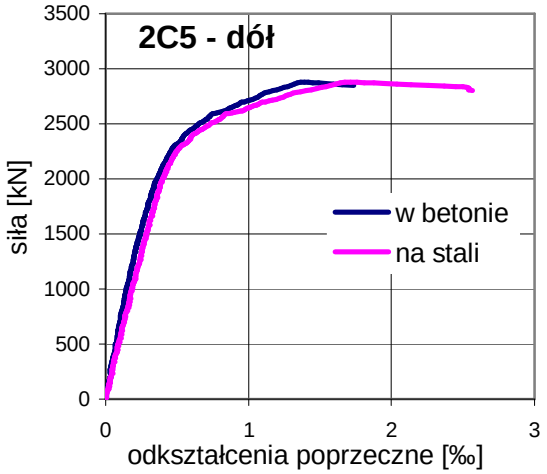
W serii C rury były wypełnione betonem klasy C55/67, o najwyższej wytrzymałości na ściskanie spośród badanych betonów. Elementy badawcze uzyskały najwyższą nośność przy niższej niż w pozostałych seriach odkształcalności, co można zaobserwować na zamieszczonych rysunkach dla przykładowych elementów. Wykresy dla pozostałych elementów przedstawiono w Załączniku 1.



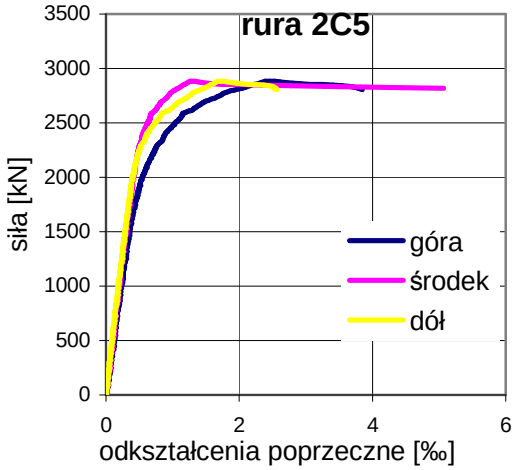
Rys. 5.14. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 2C5. **N_n=2880 kN**.



Rys. 5.15. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 2C5.

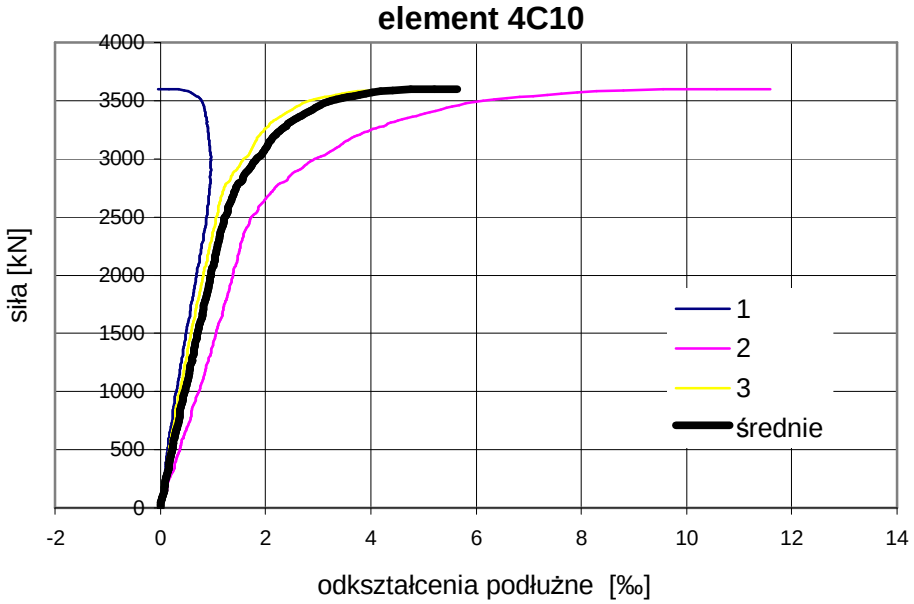


Rys. 5.16. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 2C5.

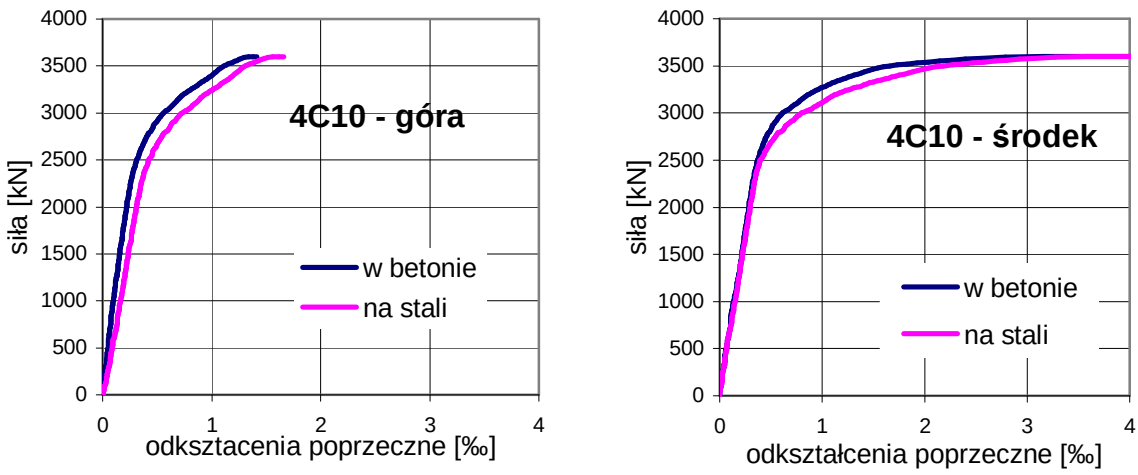


Rys. 5.17. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

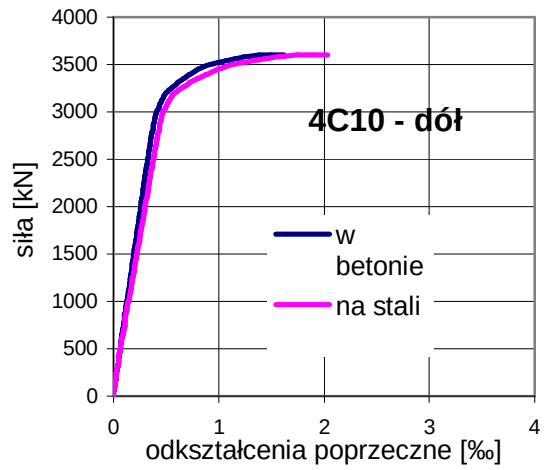
Podobnie jak w elementach serii B pomiary odkształceń poprzecznych wskazują na możliwość pojawienia się szczeliny między stalą i betonem w elementach 1C5 i 2C5. W obu seriach beton był wykonany na kruszywie bazaltowym, o wysokiej wartości modułu sprężystości podłużnej E_{cm}= 34,0 GPa i 43,0 GPa, w seriach B i C odpowiednio.



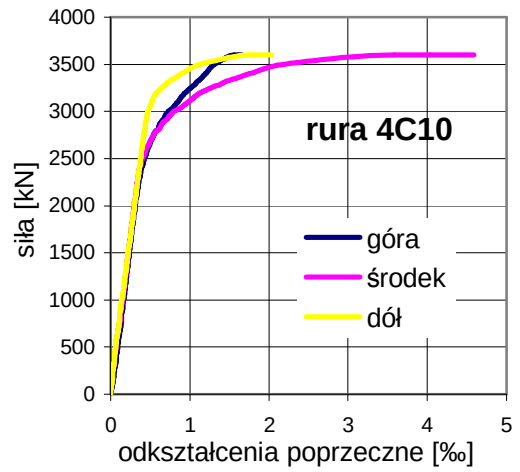
Rys. 5.18. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 4C10. **N_n=3600 kN**.



Rys. 5.19. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 4C10.



Rys. 5.20. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 4C10.



Rys. 5.21. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

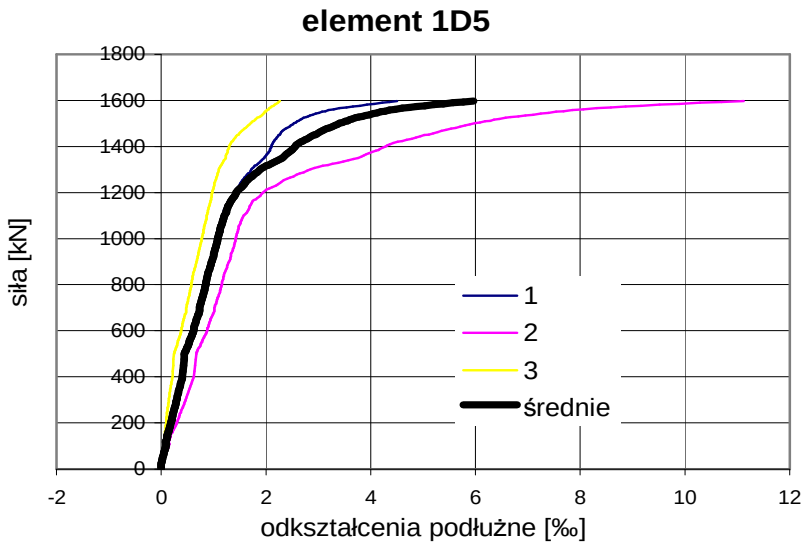
Spośród wszystkich badanych elementów, 4C10 miał najwyższą nośność. Nośności elementów serii C zestawiono w tablicy 5.3.

Nośność elementów serii C. Tablica 5.3

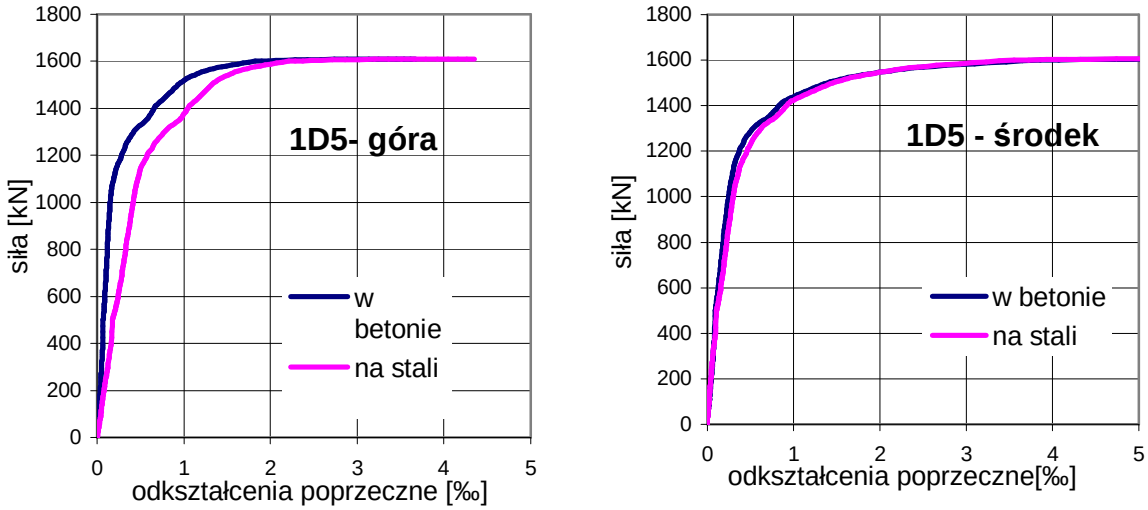
Element	N_n [kN]	Element	N_n [kN]
1C5	2780	3C10	3320
2C5	2880	4C10	3600

5.4. Seria D

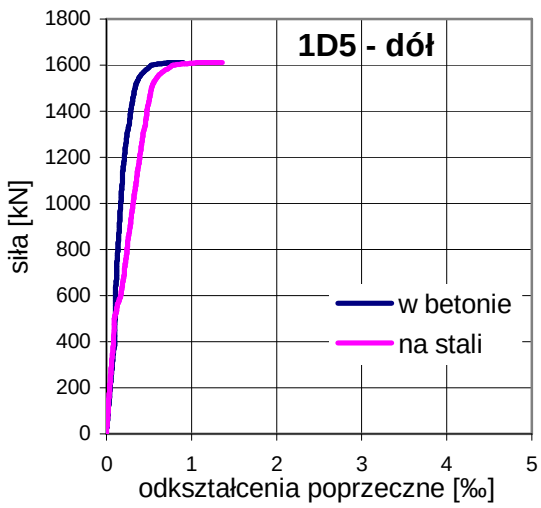
Elementy serii D były wypełnione betonem zwykłym, który w zamierzeniach miał mieć bardzo niską wytrzymałość rzędu B10 ÷ B20. Ze względu na warunki technologiczne zamawiano beton samozagęszczalny SCC i ostatecznie był to beton klasy C25/30, tylko o jedną klasę słabszy od betonu serii A: C30/37. Obydwa betony były wykonane na kruszywie piaskowcowym, otoczakowym i w związku z tym najbliższe porównania wpływu jakości betonu na nośność elementów typu CFST powinny być odnoszone pomiędzy seriami A i D.



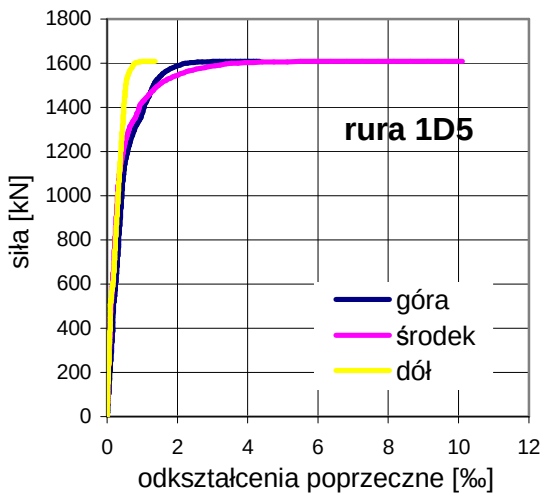
Rys. 5.22. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 1D5. **N_n=1610 kN**.



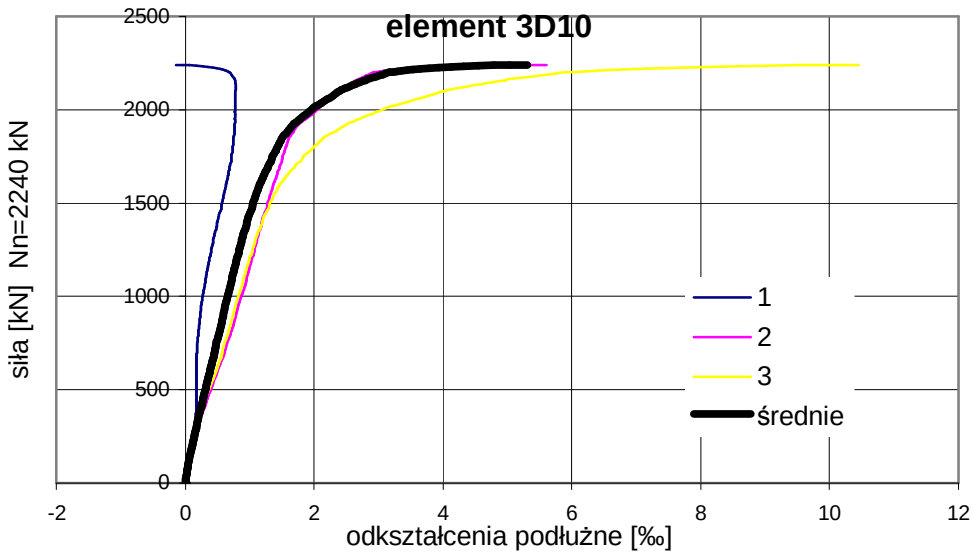
Rys. 5.23. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 1D5.



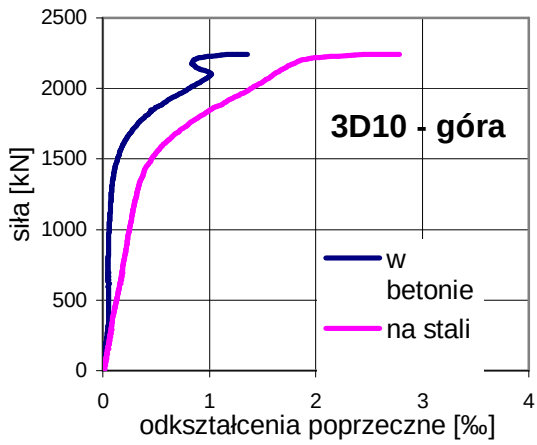
Rys. 5.24. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 1D5.

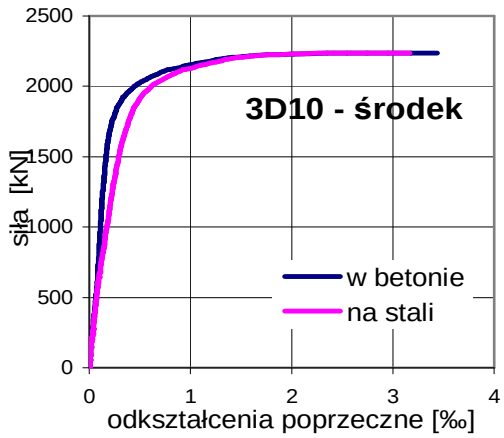


Rys. 5.25. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

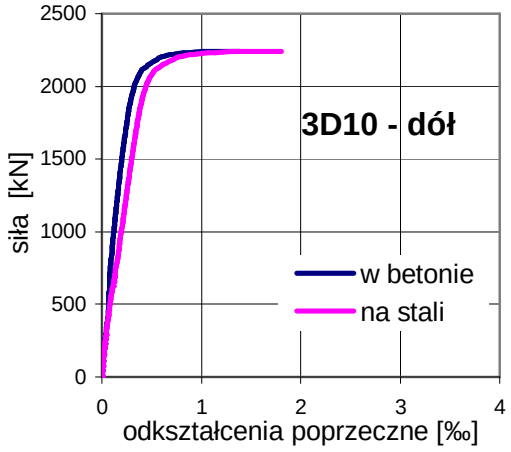


Rys. 5.26. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 3D10. **N_n=2240 kN**.

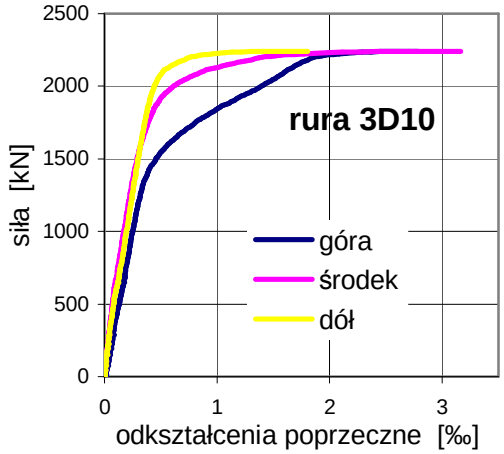




Rys. 5.27. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 3D10.



Rys. 5.28. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 3D10.



Rys. 5.29. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

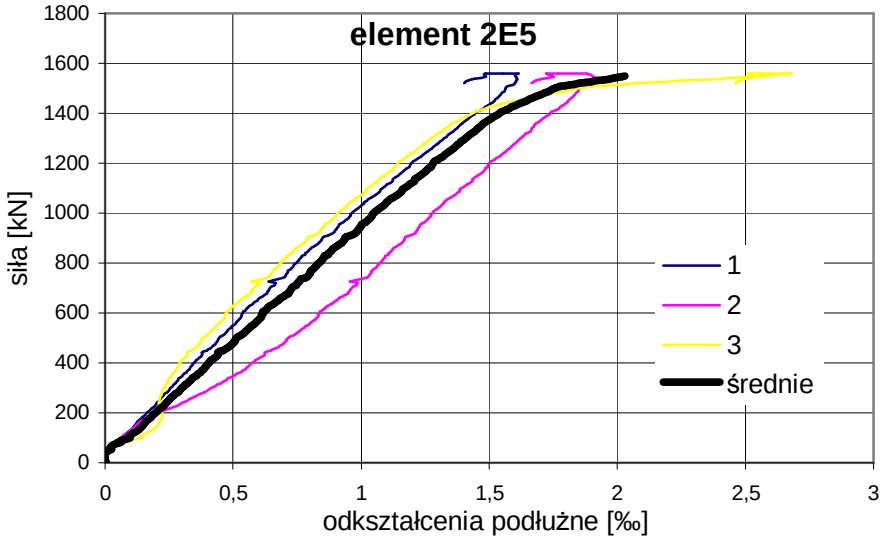
Elementy serii D okazały się dużo słabsze od elementów serii A. Niższa wytrzymałość betonu C25/30 okazała się decydująca dla jakości współpracy betonu z rurą stalową. Pomiary odkształceń poprzecznych we wszystkich elementach cieńszych i grubszych wskazują na możliwość pojawienia się szczeliny. Dalsze obliczenia również nie potwierdzają uzyskania przez beton w elementach serii D dodatkowej nośności wynikającej z ograniczenia jego odkształceń poprzecznych.

Nośność elementów serii D. Tablica 5.4

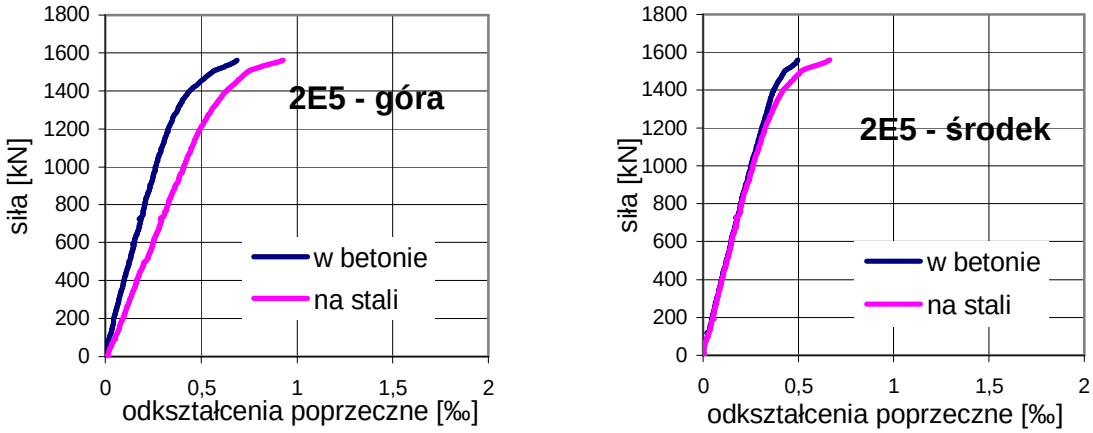
Element	N_n [kN]	Element	N_n [kN]
1D5	1610	3D10	2240
2D5	1640	4D10	2580

5.5. Seria E

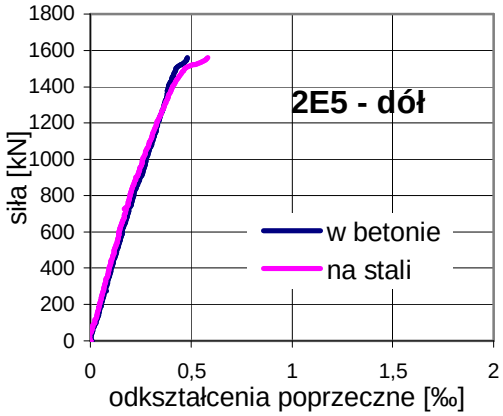
W serii E rury stalowe wypełnione były betonem lekkim LC25/30 wykonanym na kruszywie keramzytowym. W przypadku kruszywa keramzytowego otrzymana klasa wytrzymałości betonu (zgodna z zamówioną) należy do najwyższych z możliwych do osiągnięcia. Pod względem wytrzymałości jest to beton tej samej klasy co w serii D, a więc różnice w nośności elementów tych dwu serii wiążą się z różnicami jakościowymi betonów wypełniających.



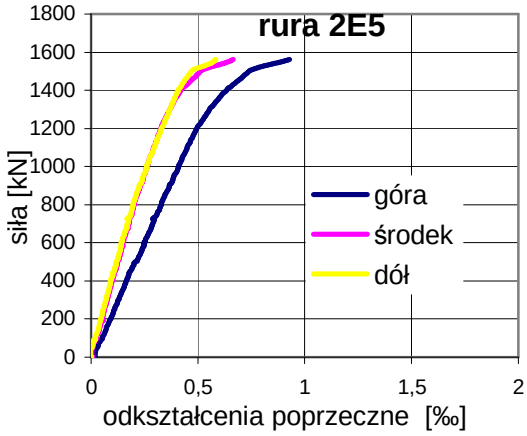
Rys. 5.30. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 2E5. **N_n=1560 kN**.



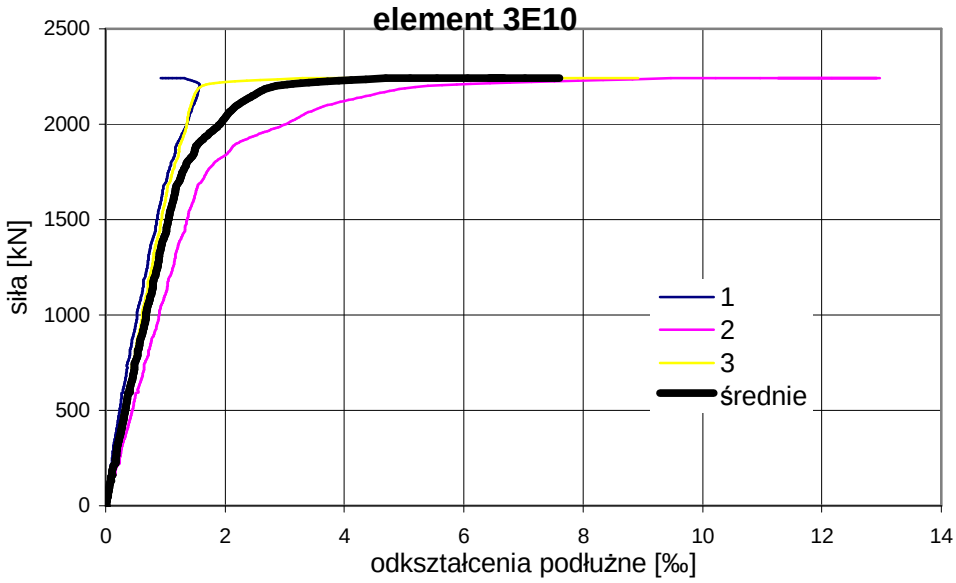
Rys. 5.31. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 2E5.



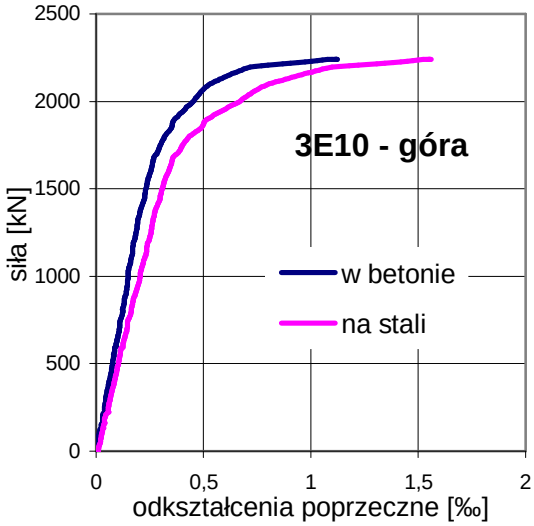
Rys. 5.32. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 2E5.

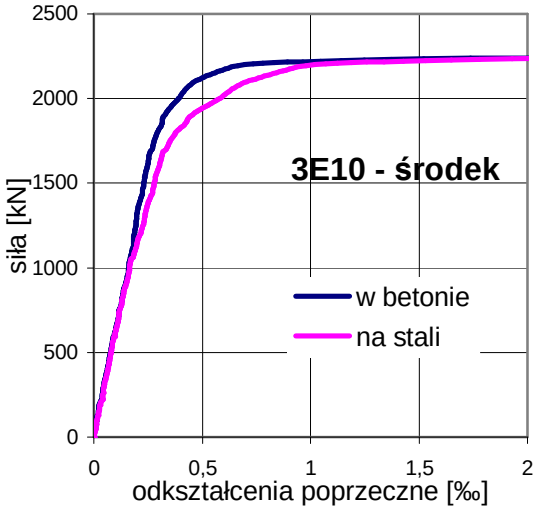


Rys. 5.33. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

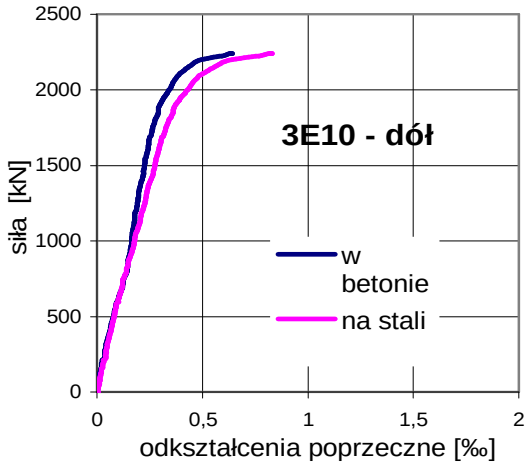


Rys. 5.34. Zależność między odkształceniami podłużnymi i siłą ściskającą element 3E10. **N_n=2240 kN**.

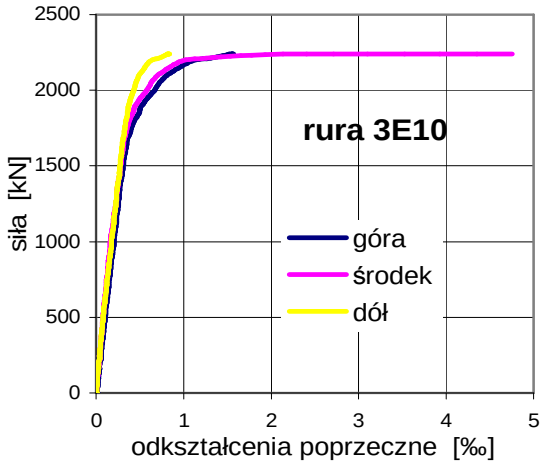




Rys. 5.35. Odkształcenia poprzeczne na poziomie górnym i środkowym w elemencie 3E10.



Rys. 5.36. Odkształcenia poprzeczne na poziomie dolnym w elemencie 3E10.



Rys. 5.37. Odkształcenia poprzeczne rury stalowej.

Nośności elementów serii E. Tablica 5.4

Element	N_n [kN]	Element	N_n [kN]
1E5	1580	3E10	2240
2E5	1560	4E10	2440

Rury stalowe wypełnione betonem serii A uzyskały wyższą nośność niż wypełnione betonem serii B, mimo że betony w tych seriach zostały zakwalifikowane do tej samej klasy wytrzymałości, a nawet średnia wytrzymałość betonu serii B była wyższa od średniej wytrzymałości betonu serii A. Zasadnicza różnica między tymi betonami dotyczyła wartości ich współczynników sprężystości podłużnej. Dla betonu serii A wyniosła ona 21,2 GPa, a dla betonu serii B E_{cm}=34,0 GPa. Pierwszym wnioskiem nasuwającym się z otrzymanych wyników jest to, że dla współpracy zespolonej betonu z rurą korzystniejsza jest sytuacja gdy beton jest bardziej odkształcalny, co wyraża się niską wartością jego współczynnika sprężystości. Prowadzi to do większej odkształcalności betonu w kierunku poprzecznym i lepszej jego współpracy z rurą stalową. Beton zyskuje na nośności poprzez ograniczenie jego odkształceń poprzecznych.

Niestety dla elementów serii A nie udało się pomierzyć odkształceń poprzecznych zamkniętego wewnątrz płaszcza stalowego betonu. Analizę tej współpracy należy oprzeć na istniejących pomiarach odkształceń poprzecznych betonu w pozostałych seriach.

I tu wyniki okazały się dość zaskakujące. We wszystkich elementach niezależnie od tego czy beton wypełniający był bardziej odkształcalny, o niskiej wartości modułu sprężystości, wykonany na kruszywie otoczakowym lub keramzytowym czy mniej odkształcalny z wyższym modułem sprężystości (na kruszywie bazaltowym) pokazane na wykresach wartości odkształceń poprzecznych betonu były w większości, na całej wysokości elementu, niższe od odkształceń poprzecznych stali. Oznaczałoby to, że do współpracy w kierunku poprzecznym pomiędzy betonem i stalą nie dochodzi, lub o ile dochodzi, to nie na całej wysokości elementu lecz w sposób dość dowolny na różnych poziomach wysokości słupa. W większości wykonanych pomiarów ujawnia się raczej możliwość pojawienia się szczeliny między betonem i stalą.

6. Analiza wyników badań

6.1. Nośność elementów badawczych w porównaniu z wzorami normowymi

Dla przedstawionych w rozdziale 3.2 sposobów obliczania nośności przekrojów typu CFST przeliczono te wartości dla elementów badawczych. Dla mimośrodu obciążenia e = 0 obliczono nośności przekrojów wszystkich elementów i zestawiono je z uzyskanymi w badaniach wartościami sił niszczących elementy badawcze. Zestawienie wartości rzeczywistych sił niszczących N_n we wszystkich seriach zawarto w tablicy 6.1. W tablicach 6.2 i 6.3 zestawiono wartości sił niszczących wynikające z obliczeń.

Największe różnice w nośności elementów badawczych występowały pomiędzy elementami o 5 mm grubości ścianki i elementami o grubości ścianki 10 mm. W dalszych analizach zestawiano więc osobno elementy grubo- i cienkościenne.

Siły niszczące elementy badawcze. Tablica 6.1

Element	N_n [kN]		Element	N_n [kN]
1A5	**2040**		5A10	**2720**
2A5	**2040**		6A10	**2760**
3A5	**2040**		7A10	**3020**
4A5	**2100**		8A10	**2960**
1B5	1760		3B10	2340
2B5	1910		4B10	2680
1C5	**2780**		3C10	**3320**
2C5	**2880**		4C10	**3600**
1D5	1610		3D10	2240
2D5	1640		4D10	2580
1E5	**1580**		3E10	**2240**
2E5	**1560**		4E10	**2440**

Wszystkie elementy badawcze liczono z uwzględnieniem wzrostu nośności betonu wg wzoru (3.25), ponieważ smukłość względna $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$. Nośność elementów obliczona jest dla współczynników bezpieczeństwa $\gamma_a = \gamma_c = 1$, ze wzorów identycznych w PN i EC4. Zróżnicowanie w nośności według tych norm jest spowodowane innym sposobem obliczania sztywności przekroju.

Nośności elementów o grubości ścianki rury t = 5 mm. Tablica 6.2

Nazwa elementu	N_0 [kN]	N_{pl} [kN]	$N_{pl\,r}$ [kN]	N_{plrd} [kN]	$N_Ł$ [kN]	N_n [kN] wg badań
1A5	**1655**	**1659**	**1654**	**1648**	**2300**	**2040**
2A5	**1655**	**1659**	**1654**	**1648**	**2300**	**2040**
3A5	**1719**	**1719**	**1714**	**1708**	**2386**	**2040**
4A5	**1719**	**1719**	**1714**	**1708**	**2386**	**2100**
1B5	1787	1800	1792	1783	2489	1760
2B5	1852	1860	1852	1843	2581	1910
1C5	**2305**	**2300**	**2293**	**2286**	**3264**	**2780**
2C5	**2369**	**2361**	**2354**	**2347**	**3331**	**2880**
1D5	1632	1641	1636	1629	2272	1610
2D5	1696	1701	1696	1688	2360	1640
1E5	**1539**	**1550**	**1545**	**1539**	**2129**	**1580**
2E5	**1604**	**1610**	**1604**	**1598**	**2214**	**1560**

Wprowadzono tu określenia:

N_{pl} , N_{plr} , N_{plrd} – nośność przekroju obliczona wg wzoru (3.25) dla f_{ym} - średniej granicy plastyczności stali, f'_{cm} – średniej wytrzymałości betonu badanej w chwili wykonywania obciążeń na elementach CFST, E_{cm} - średniej wartości modułu sprężystości otrzymanej w badaniach,

N_{pl} – jest nośnością przekroju liczoną dla sztywności przekroju wg PN B = $E_aJ_a + E_{cm}J_c$,

N_{plr} – jest nośnością przekroju liczoną dla efektywnej sztywności przekroju wg EC4, dla charakterystycznego modułu sprężystości betonu $(EJ)_e = E_aJ_a + 0{,}8\,E_{cm}J_c$,

N_{plrd} – jest nośnością przekroju liczoną dla efektywnej sztywności przekroju wg EC4, dla obliczeniowej wartości modułu sprężystości betonu $(EJ)_e = E_aJ_a + 0{,}8\,E_{cd}\,J_c = E_aJ_a + 0{,}6\,E_{cm}\,J_c$ ($E_{cd}=E_{cm}/1{,}35$),

$N_0 = A_a\,f_{ym} + A_c\,f'_{cm}$,

f'_{cm} – wytrzymałość średnia betonu w momencie obciążania elementów badawczych,

$N_Ł$ – nośność elementu ruro-betonowego obliczona według wzoru (3.78).

Jak widać w tablicy 6.2 obliczanie nośności przekrojów według norm jest bardzo poprawne i dobrze szacuje nośność przekrojów elementów typu CFST. Do obliczenia nośności słupów zespolonych typu CFST należy przyjąć wartość współczynnika redukcyjnego $\chi = 0{,}95$, zgodnie z [19].

Analizowane elementy mają zbliżoną wartość smukłości względnej $\bar{\lambda} \cong 0{,}4$. Wzrost nośności przekroju z tytułu ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu obliczony wg wzoru normowego jest tu minimalny w stosunku do nośności sumy betonu i stali, co widać z

porównania sił N_0 i N_{pl}. Dzieje się tak dlatego, że uwzględniając wpływ ograniczenia uzyskuje się co prawda wzrost wytrzymałości betonu w trójosiowym stanie naprężenia, ale równocześnie obniżenie nośności stali z uwzględnieniem współczynnika $\eta_2 \leq 1$ obliczanego ze wzoru (3.27). W efekcie może się okazać, że N_{pl} jest niższe od N_0.

Rzeczywista siła niszcząca z badań okazała się w dwóch przypadkach (w serii A i C) znacznie wyższa od wartości N_0 czy N_{pl} . W pozostałych przypadkach (dla serii B, D, E), różnice są niewielkie, praktycznie bez znaczenia.

Zaobserwowano również pewną niezgodność pomiędzy badaniami, a obliczeniami co do wpływu na nośność sposobu uwzględniania sztywności przekroju. Dla sztywności B a więc dla średniego siecznego modułu sprężystości betonu E_{cm} otrzymujemy z obliczeń, dla badanych elementów bardzo mały wzrost nośności, a nawet w serii C jej niewielkie zmniejszenie. Zmniejszając sztywność przekroju poprzez zmniejszanie modułu sprężystości betonu do wartości 0,8 E_{cm} i dalej do wartości 0,6 E_{cm} mamy coraz niższe nośności przekrojów. W przypadku elementów serii A i C otrzymujemy wartość niższą od prostej nośności samej stali i samego betonu. Jest to przeciwieństwem tego, co uzyskaliśmy w badaniach. Właśnie siła niszcząca elementy serii A i C najbardziej przewyższyła wartość N_0. W przypadku betonu serii A mniejsza sztywność przekroju (spowodowana niższym modułem sprężystości betonu) wpłynęła na lepszą współpracę betonu i stali w elemencie typu CFST, w porównaniu do elementów serii B o wyższej wartości modułu sprężystości betonu wypełniającego. Zapisy normowe idą w kierunku zmniejszania nośności elementów jeżeli zmniejsza się sztywność przekroju. Na przykład uwzględnienie wpływu obciążeń długotrwałych, przy których wartość E_{cm} zmniejsza się zgodnie ze wzorem (3.30) do wartości E_c powoduje, że uzyskujemy jeszcze niższą nośność elementów zespolonych typu CFST.

Obserwacje związane z badaniami wskazują, że im niższy jest moduł sprężystości betonu wypełniającego tym lepsza jest jego współpraca z rurą stalową (nie dotyczy to betonu lekkiego). Począwszy od coraz lepszej współpracy stali i betonu na wyższych poziomach obciążenia, na których moduł sprężystości betonu jest coraz niższy, poprzez porównanie nośności elementów wypełnionych betonem o niższym module sprężystości w serii A z nośnością elementów serii B, można pozwolić sobie na przypuszczenie o pozytywnym wpływie pełzania betonu, na polepszenie współpracy betonu i stali w analizowanych elementach.

W tablicy 6.3 zestawiono nośności elementów o grubości ścianki rury t = 10 mm. Ponieważ różnice pomiędzy siłami N_{pl} , N_{plr} i N_{plrd} są niewielkie, w zestawieniu zawarto tylko siłę N_{pl} odnoszącą się do sztywności przekroju B według PN.

Szacowana według norm nośność przekrojów tych elementów również jest zadowalająca, biorąc pod uwagę, że obliczane nośności dotyczą średnich a nie charakterystycznych wytrzymałości materiałów, nie uwzględniają częściowych współczynników bezpieczeństwa oraz współczynnika redukcyjnego $\chi \cong 0{,}96$ do obliczania nośności słupa. Nośność obliczana wg norm jest zawyżona w stosunku do uzyskanej w badaniach w odniesieniu do elementów 3B10, 3D10 i 3E10, wykonanych ze słabszej stali R35, o średnio 6 %. Te same spostrzeżenia jak dla elementów cienkościennych dotyczą nośności elementów grubościennych wypełnionych betonem bardziej odkształcalnym serii A i betonem mniej odkształcalnym w serii B, a są to betony tej samej klasy wytrzymałości. Obliczenia według norm przewidują wyższą nośność dla elementów serii B, a w badaniach wyższą nośność uzyskały elementy serii A. Zasada, że beton bardziej odkształcalny, o niższej wartości modułu sprężystości, lepiej współpracuje z rurą stalową odnosi się więc także do słupów o wyższym wskaźniku udziału stali δ.

Nośności elementów o t = 10 mm. Tablica 6.3

Element	N_0	N_{pl}	$N_Ł$	N_n
5A10	**2432**	**2441**	**3047**	**2720**
6A10	**2432**	**2441**	**3047**	**2760**
7A10	**2557**	**2556**	**3192**	**3020**
8A10	**2557**	**2556**	**3192**	**2960**
3B10	2549	2563	3318	2340
4B10	2673	2679	3473	2680
3C10	**3003**	**2996**	**3997**	**3320**
4C10	**3127**	**3113**	**4157**	**3600**
3D10	2412	2426	3045	2240
4D10	2536	2541	3193	2580
3E10	**2331**	**2347**	**2882**	**2240**
4E10	**2455**	**2461**	**3027**	**2440**

Dla elementów zestawionych w tablicy 6.3 różnice pomiędzy nośnością przekroju zespolonego obliczanego bez uwzględnienia wzrostu nośności betonu N_0 i z uwzględnieniem tego wzrostu N_{pl} są nieznaczne i nie odzwierciedlają jakości współpracy betonu i stali w badanych elementach. Obliczenia te można jednak uznać za miarodajne przy projektowaniu słupów typu CFST.

Nośność elementów ruro-betonowych liczona według wzorów (3.78÷3.84) przedstawionych przez L. Łukszę jest znacznie wyższa niż przy obliczaniu według wzorów

normowych, a także przewyższa wartość rzeczywistej siły niszczącej uzyskanej na każdym z elementów badawczych. We wzorach tych do obliczeń nośności podstawiano wstępną wartość współczynnika bocznego ciśnienia K = 4. Obliczona dokładna wartość K według wzoru (3.82) wynosi dla wszystkich elementów 4,1 ÷ 4,4, co w efekcie dałoby jeszcze wyższą, a więc jeszcze mniej wiarygodną wartość nośności. Jest to być może spowodowane przeszacowaniem w teoretycznych obliczeniach wpływu tzw. „confinement effect", czyli wzrostu nośności betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych w stosunku do przyjętych w niniejszej pracy elementów badawczych.

Wartości $\bar{\lambda}$ (dla sztywności B wg PN) i wartości współczynnika m przedstawiono w tablicy 6.4. Współczynnik efektywności ruro-betonu m wyraża na ile nośność elementów uzyskana w badaniach przewyższa nośność przekroju liczoną jako suma nośności stali $N_a = A_a f_{ym}$ i betonu $N_c = A_c f'_{cm}$:

$$m = N_n / N_0 \,. \tag{6.1}$$

Efektywność ruro-betonu. Tablica 6.4

Nazwa elementu	$\bar{\lambda}$ wg PN	m	przyrost nośności [%]	przyrost średni [%]
1A5	0,393	1,233	23,3	21,9
2A5	0,393	1,233	23,3	
3A5	0,400	1,187	18,7	
4A5	0,400	1,222	22,2	
1B5	0,381	0,985	**-1,5**	0,8
2B5	0,387	1,032	3,2	
1C5	0,410	1,206	20,6	21,1
2C5	0,415	1,216	21,6	
1D5	0,385	0,987	**-1,3**	-2,3
2D5	0,392	0,967	**-3,2**	
1E5	0,383	1,026	2,6	0,0
2E5	0,390	0,973	**-2,7**	
5A10	0,383	1,118	11,8	14,8
6A10	0,383	1,135	13,5	
7A10	0,392	1,181	18,1	
8A10	0,392	1,158	15,8	
3B10	0,378	0,918	**-8,2**	-4,0
4B10	0,386	1,003	0,3	
3C10	0,398	1,106	10,6	12,9
4C10	0,406	1,151	15,1	
3D10	0,379	0,929	**-7,1**	-2,7
4D10	0,388	1,017	1,7	
3E10	0,377	0,961	**-3,9**	-2,3
4E10	0,386	0,994	**-0,6**	

Wysoki przyrost nośności elementów o grubości ścianki t = 5 mm w serii A – 21,9 % oraz w serii C – 21,1 % jest bardzo charakterystyczny i wymaga bliższej analizy. W serii A mieliśmy beton o bardzo zaniżonej wartości współczynnika sprężystości E_{cm} = 21,2 GPa i wytrzymałości f'_{cm} = 37,2 MPa, natomiast w serii C beton o najwyższej wytrzymałości f'_{cm} = 70,2 MPa i z modułem E_{cm} = 43,0 GPa. Moim zdaniem zaistniały tu dwa różne mechanizmy tak znacznego przyrostu nośności:

I przypadek – decyduje dobra współpraca betonu i stali w kierunku poprzecznym, beton zyskuje na nośności dzięki ograniczeniu jego odkształceń poprzecznych,

II przypadek – decyduje dobra współpraca w kierunku podłużnym; jak wynika z przytoczonych pomiarów odkształceń poprzecznych, w elementach serii C funkcjonuje pomiędzy stalą i betonem szczelina. Wyższa nośność uzyskana została więc uzyskana dzięki spowolnionej destrukcji betonu , który był wspomagany w przenoszeniu obciążeń podłużnych przez stal.

Zupełnie podobny obraz uzyskano dla rur o grubości ścianki t=10 mm. Średni przyrost nośności wynosił dla elementów serii A – 14,8 %, a w serii C – 12,9 %.

W pozostałych seriach uzyskano wartość N_n na poziomie obliczeniowym, a w niektórych przypadkach nawet niższym od wartości N_0 lub N_{pl} , zwłaszcza dla rur wykonanych ze słabszej stali R35.

Wstępna analiza wskazuje, że bardzo ważny jest odpowiedni dobór powierzchni przekroju betonu i powierzchni przekroju stali. Beton i stal są odpowiednio dobrane w elementach serii A i C, natomiast niewłaściwie w seriach D i E . W elementach serii D i E nośność stali za bardzo przewyższała nośność betonu już dla elementów cienkościennych, według tablicy 4.2 wartości $N_c/N_0 \approx 0{,}4$, $N_a/N_0 \approx 0{,}6$. Aby otrzymać właściwe proporcje powinno być $N_c/N_0 \approx N_a/N_0 \approx 0{,}5$. Jest to szczególnie widoczne przy porównaniach proporcji sił przekrojowych pomiędzy elementami o grubości ścianki t = 5 mm i t = 10 mm. Elementy uzyskujące niski przyrost nośności wynikający z zespolenia stali i betonu lub brak tego przyrostu, to elementy o t = 10 mm i dużej dysproporcji pomiędzy nośnością części stalowej i betonowej przekroju - $N_c/N_0 \approx 0{,}2$, $N_a/N_0 \approx 0{,}8$. Przyrost nośności jest zawsze niższy dla elementów grubościennych, gdzie stal nie jest wystarczająco dobrze wspomagana w przenoszeniu obciążenia przez beton.

6.2. Ocena współpracy stali i betonu

Oceny współpracy betonu wypełniającego z rurą w niniejszym punkcie dokonano na podstawie zmierzonych odkształceń poprzecznych betonu i stali na trzech poziomach wysokości elementu : górnym, środkowym i dolnym.

Współpracę tę w pierwszej kolejności można ocenić wzrokowo. W elementach o grubości ścianki 10 mm, w czasie wykonywania obciążeń, nie wystąpiły, żadne widoczne deformacje płaszcza stalowego. Tutaj o zniszczeniu decydowała utrata stateczności globalnej – wyboczenie elementu. Zniszczenie elementów badawczych poprzedzone utratą stateczności miejscowej płaszcza stalowego wystąpiło tylko w przypadku elementów badawczych o t = 5mm i tylko dla elementów serii A oraz serii E (o niskim module sprężystości).

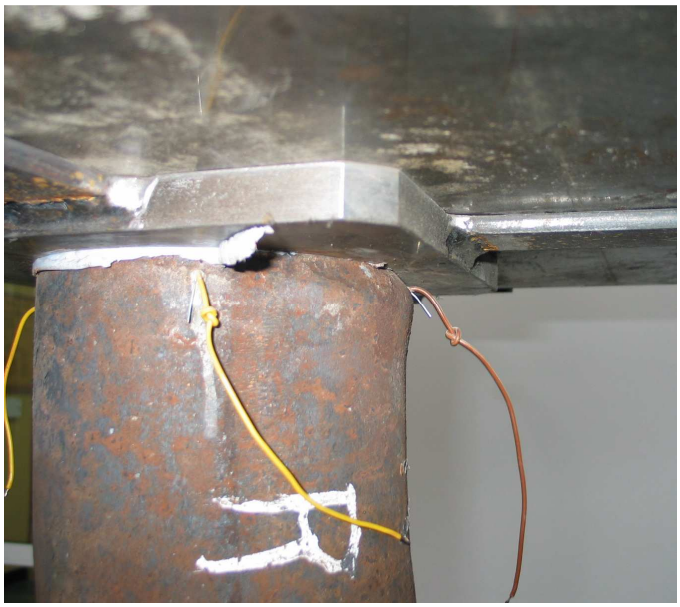
Nacisk betonu wypełniającego spowodował widoczne na rysunkach 6.1 i 6.2 deformacje ścianki rury pokazane na przykładzie elementów 2A5 i 3A5. We wszystkich elementach serii A, o t = 5mm wyraźne było pogrubienie rury od naciskającego ją od wewnątrz betonu.

Rys. 6.1. Deformacje zniszczonego elementu 2A5.

Rys. 6.2. Deformacje zniszczonego elementu 3A5.

W serii E utrata stateczności miejscowej rury miała miejsce w górnej części rury, w postaci charakterystycznych pofałdowań, widocznych częściowo na rys. 6.3. Pojawiło się to już po osiągnięciu przez element 2E5 siły niszczącej. Świadczyć to może o niskiej jakości betonu, który w górnej części rury był słabszy i stanowił w tym miejscu gorsze usztywnienie dla zabezpieczenia stali przed utratą stateczności miejscowej. Byłby to kolejny argument na rzecz uznania betonu lekkiego LB25/30 za zbyt słaby już dla rury stalowej o grubości ścianki

5 mm, nie stanowiącego równorzędnego materiału, współpracującego ze stalą w tego typu konstrukcji zespolonej.



Rys. 6.3. Deformacja zniszczonego elementu 2E5.

We wszystkich seriach oprócz serii A pomiary tensometryczne zamkniętego wewnątrz rury betonu dały możliwe do zaakceptowania wartości odkształceń. Z wykresów odkształceń poprzecznych elementów na trzech poziomach wysokości słupa wynikałoby, że w każdym z badanych elementów pojawia się mniejsza lub większa szczelina między stalą i betonem. Szczelinę pomiędzy stalą i betonem „s" określono jako:

$$s = \varepsilon_{ya} - \varepsilon_{yc} \tag{6.2}$$

gdzie: s – szczelina [‰],

ε_{ya} – odkształcenie poprzeczne stali [‰],

ε_{yc} – odkształcenie poprzeczne betonu [‰].

Szczelinę między stalą i betonem można również wyrazić w [mm]. Przyrost promienia wewnętrznej powierzchni rury stalowej Δr_a można wyrazić jako:

$$\Delta r_a = \varepsilon_{ya} \cdot r \tag{6.3}$$

Przyrost promienia rdzenia betonowego wyraża się wzorem:

$$\Delta r_c = \varepsilon_{yc} \cdot r \tag{6.4}$$

Szczelina s_z [mm] jest więc wyrażona wzorem:

$$s_z = \Delta r_a - \Delta r_c = (\varepsilon_{ya} - \varepsilon_{yc}) \cdot r \tag{6.5}$$

gdzie: s_z – szczelina [mm],

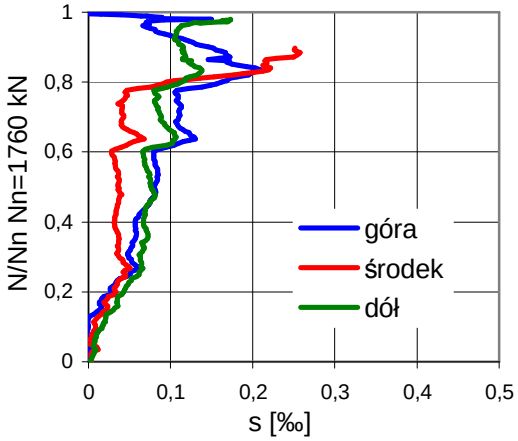
r – promień wewnętrznej powierzchni rury stalowej [mm],

a zależność między szczeliną wyrażoną w promilach i szczeliną wyrażoną w milimetrach:

$$s_z = s \cdot r. \tag{6.6}$$

Ponieważ badano elementy o tej samej średnicy zewnętrznej lecz o dwóch grubościach ścianki rury, to obliczenie szczeliny s_z wiąże się z różnymi mnożnikami, dla rury o t = 5 mm r = 79,15 mm, a dla rury o t = 10 mm r = 74,15 mm.

Przykładowo w elemencie 1B5 maksymalna szczelina s [‰] znajduje się na poziomie obciążenia o wartości około N/N_n = 83% na wszystkich trzech poziomach wysokości elementu. Szczelina wynosi od s = 0,12 ‰ na dolnym poziomie, do 0,25 ‰ na środku i 0,20 ‰ na górze gdzie zanika do 0,0 przy maksymalnym obciążeniu, tak jak to pokazuje rys. 6.4. Odpowiadające tym wartościom wymiary szczeliny s_z [mm] wynoszą: na dole s_z = 0,0095 mm, na środku s_z = 0,0198 mm, na górze s_z = 0,0158 mm. Przy tak małych wartościach wygodniej będzie podawać wartości szczelin w mikrometrach [μm]. I tak w elemencie 1B5 maksymalna szczelina wynosiła: na dole s_z = 9,5 μm, na środku s_z = 19,8 μm, na górze s_z = 15,8 μm.



Rys. 6.4. Szczelina w elemencie 1B5.

Wartość szczeliny pomiędzy stalą i betonem jest tak mała, że może być łatwiej analizować jej wpływ na współpracę obu materiałów zestawiając jej wielkość z wartością odkształceń poprzecznych stali. Wartość względną szczeliny wyrażono jako:

$$s_w = s/\varepsilon_{ya} \tag{6.7}$$

gdzie: s_w – szczelina względna.

Szczelina względna określona wzorem (6.7) wyraża wielkość szczeliny w stosunku do odkształceń poprzecznych stali zmierzonych na wewnętrznej powierzchni rury.

W tablicy 6.5 zestawiono ilościowo i jakościowo szczeliny pojawiające się między stalą i betonem w czasie pracy elementów na trzech poziomach wysokości elementu:

g – poziom górny, s – poziom środkowy, d – poziom dolny.

W elemencie 1B5 największe szczeliny względne s_w w stosunku do odkształceń stali pojawiły się przy tej samej wartości N/N_n = 0,267 obciążenia niszczącego na wszystkich poziomach wysokości. Szczelina względna stanowiła na górze s_w = 0,69; na środku 0,60; na dole 0,73 części odkształceń poprzecznych stali. Powyżej tego poziomu obciążenia szczelina s_w zmniejszała się z powodu zwiększania się odkształceń poprzecznych betonu. Do ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu w tym elemencie nie dochodzi. Również w sile niszczącej element, nie ma wzrostu nośności N_n = 1760 podczas gdy N_0 = 1787kN.

Szczeliny pomiędzy stalą i betonem. Tablica 6.5

Element	Poziom	Szczeliny max: s_z [μm], s_w	Element	Poziom	Szczeliny max: s_z [μm], s_w
1B5	g	s_z = 15,8, s_w = 0,69 (N/N_n =0,3)	1C5	g	s_z =7,1, s_w =0,9÷0,02 ↓
	s	s_z = 19,8, s_w = 0,60 (N/N_n =0,3)		s	s_z =26,9, s_w =0,42(N_n/N=0,27)
	d	s_z =9,5, s_w = 0,73 (N/N_n =0,3)		d	s_z =19,8, s_w =0,36(N_n/N=0,50)
2B5	g	s_z=3,9 do 0,84 N/N_n,s_w=0,29(0,25)	2C5	g	s_z =14,4, s_w =1÷0,05 ↓
	s	brak pomiaru		s	s_z =64,9, s_w = 0,50 (N/N_n=1)
	d	s_z =13,5 s_w=0,48(N/N_n =0,41)		d	s_z =47,5, s_w =1÷0,2 ↓
3B10	g	s_z=4,4 do 0,85 N/N_n s_w=0,4(0,16)	3C10	g	s_z =20,7, s_w =0,86÷0,06 ↓
	s	brak pomiaru		s	s_z =23,7, s_w =0,20(N_n/N=0,27)
	d	s_z = 0		d	s_z =31,9, s_w=0,28(N_n/N=0,49)
4B10	g	s_z = 1,5 do 0,42 N/N_n	4C10	g	s_z =20,0, s_w = 1÷0,06 ↓
	s	s_z=5,9, s_w=1÷0,07, $\overline{s_w}$ =0,23		s	s_z =40,8, s_w =0,25 (N_n/N=0,93)
	d	s_z=0		d	s_z =42,2, s_w =0,26 (N_n/N=1)
1D5	g	s_z = 39,6, s_w =1÷0 ↓	1E5	g	s_z =0÷40,4↑, s_w =1÷0,06 ↓
	s	s_z = 7,9, s_w = 0,20 (N_n/N=0,7)		s	s_z =0÷16,6↑, s_w =0,27(N/N_n=1)
	d	s_z =27,7, s_w =0,48 (N_n/N=0,7)		d	brak pomiaru
2D5	g	s_z =25,3, s_w =1÷0 ↓	2E5	g	s_z =0÷32,5↑, s_w =1÷0,3 ↓
	s	s_z =21,4, s_w =0,33(N_n/N=0,77)		s	s_z =0÷13,5↑, s_w =0,3 (N/N_n=0,07)
	d	s_z =53,0 , s_w =0,32(N_n/N=0,63)		d	brak pomiaru
3D10	g	s_z =0÷122,3 ↑, s_w=0,9÷0,5 ↓	3E10	g	s_z =0÷33,4↑, s_w =0,8÷0,25 ↓
	s	s_z =12,6, s_w =0,44(N_n/N=0,71)		s	s_z =0÷30,4↑, s_w =0,4 (N/N_n=0,02)
	d	s_z =49,7 s_w =0,42(N_n/N=0,36)		d	s_z =0do N_n/N=0,4potem↑s_z=14,8
4D10	g	s_z =0÷26,7 ↑, s_w =1÷0,15 ↓	4E10	g	s_z = 0÷19,3 ↑, s_w = 1,0÷0,3 ↓
	s	s_z =0÷4,4 ↑, s_w=1÷0 ↓		s	s_z = 0÷74,1↑, s_w = 0÷0,6 ↑
	d	brak pomiaru		d	s_z=0 do N_n/N=0,5 potem↑s_z=20,0

Oznaczenia w tabeli: s_z=0 oznacza, że s_z<1 μm; ↓ - maleje, ↑ - rośnie.

Element 2B5 uzyskał wzrost nośności z powodu zespolenia (3,2%) i widać to też w pomierzonych odkształceniach poprzecznych. Na poziomie górnym szczelina jest mała

maksimum s_z = 3,9 μm i zanika przy 84 % obciążenia niszczącego. Na środku pomiar wskazuje wyższe odkształcenia betonu niż stali i nie jest brany pod uwagę. Na poziomie dolnym szczelina jest w całym zakresie obciążenia, o wartości maksymalnej s_z = 13,5 μm. Natomiast w stosunku do odkształceń stali największa szczelina względna jest na poziomie obciążenia wynoszącym 0,25 siły niszczącej, stanowiąc s_w = 0,29 na górnym poziomie wysokości elementu; na dolnym poziomie s_w = 0,48 przy poziomie obciążenia wynoszącym N/N_n = 0,41.

Z przedstawionego w tablicy 6.5 zestawienia wynika, że w seriach B, C, D, E powstawała szczelina pomiędzy betonem i stalą. Wyniki pomiarów wskazują, że do współpracy betonu i stali w kierunku poprzecznym może dochodzić na różnych poziomach wysokości elementu lecz niekoniecznie w całym elemencie.

Zapis braku pomiaru można interpretować jako brak szczeliny s_z = 0, gdyż tensometry wykazywały większe wartości odkształceń poprzecznych dla betonu niż dla stali .

Szczelina względna w elementach 1D5, 2D5 oraz 2C5 wykazuje taką samą prawidłowość. Na górnym poziomie wysokości elementów 1D5 i 2D5 oraz na górze i na dole w 2C5 przy bardzo niskim poziomie obciążenia jako pierwsze pojawiają się tylko odkształcenia poprzeczne stali i bardzo małe odkształcenia poprzeczne betonu więc s_w = 1 (na początku obciążenia w 1÷2 punktach pomiarowych na około 300). Wraz ze wzrostem obciążenia odkształcenia poprzeczne w betonie rosną i zrównują się z odkształceniami poprzecznymi stali, wówczas przy zniszczeniu elementu mamy wartość s_w = 0. Na dolnym poziomie elementu 2C5 szczelina między betonem i stalą pozostała aż do zniszczenia gdzie mamy s_w = 0,2.

Szczelina względna o wartości s_w = 1 występuje w największym zakresie obciążenia w elemencie 1E5 (w 6 na 310 punktów pomiaru odkształcenie – siła), do obciążenia siłą ściskającą o wartości 25 kN. Oznacza to, że w tym niewielkim, początkowym zakresie obciążenia, siła jest tu przekazywana tylko na ściankę rury stalowej.

W przypadku elementów o grubości ścianki t = 10 mm szczelina jest zawsze mniejsza niż w elementach o t = 5 mm. Wydaje się, że wytłumaczeniem tej sytuacji może być mniejsza odkształcalność grubszej stali w kierunku poprzecznym. Odkształcalność betonu w kierunku poprzecznym jest tu czynnikiem drugorzędnym.

Wyniki pomiarów szczelin między betonem i stalą potwierdzają podawane w literaturze poziomy naprężeń inicjujących i krytycznych, od których zaczyna się rozwój i gwałtowny przyrost spękań w betonie. Naprężenia inicjujące rozwój mikro-spękań w betonie są

przyjmowane na poziomie σ_i = (0,35÷0,55)f_{cm} [MPa] , naprężenia krytyczne σ_{cr} zaczynają się na poziomie około 0,8 f_{cm} [MPa]. Największa szczelina względna występuje w obserwowanym betonie wówczas gdy pojawiają się w nim naprężenia inicjujące (najmniejsza wartość współczynnika Poissona ν_c dla betonu), ze wzrostem naprężeń szczelina się zmniejsza. Powyżej 80% wytrzymałości, beton jest w dużym stopniu zdegradowany, i wówczas, w przypadkach kilku elementów, szczelina zanikła. Co ciekawe, w słabym żwirowym betonie klasy C25/30 serii D, naprężenia inicjujące pojawiły się jakby dopiero na poziomie około 70% obciążenia niszczącego element.

W betonie serii E sytuacja jest bardzo czytelna. Największą szczelinę mamy na górnym poziomie wysokości elementów, rosnącą od początku obciążania elementu i osiągającą maksymalną wartość tuż przed zniszczeniem, podobnie jest na poziomie środkowym z trochę mniejszą szczeliną. Szczelina względna przy zerowym obciążeniu o wartości s_w bliskiej 1,0 świadczy o rozszerzaniu się tylko stali, zmniejszanie się s_w do minimalnej wartości większej od zera oznacza zmniejszanie, ale nie zanik szczeliny przy zniszczeniu. Beton lekki LC25/30 na kruszywie keramzytowym słabo współpracuje ze stalą przy zapewnieniu jej stateczności miejscowej, tu zwłaszcza na poziomie górnym być może z powodu gorszego zagęszczenia niż na poziomie dolnym.

W badanych elementach powierzchnia przekroju stali jest dosyć duża i wydaje się, że osiągnięcie dobrej jakości współpracy pomiędzy stalą i betonem wiąże się również z równomiernym przekazywaniem obciążeń związanych z odkształceniami podłużnymi współpracujących materiałów. Beton wolniej ulega degradacji gdy część siły ściskającej przenosi stal. Przypuszczalnie tym można tłumaczyć wysoką nośność elementów serii C gdzie nie odnotowano wyraźnie współpracy betonu i stali w kierunku poprzecznym.

W elementach serii D ściśliwość betonu w kierunku podłużnym jest duża, ale nie pojawiły się symptomy ekspansji betonu w kierunku poprzecznym, tak aby pojawił się w nim stan trójosiowego naprężenia spowodowany ograniczeniem jego odkształceń przez płaszcz stalowy, lub też nie udało się tego w poprawny sposób zmierzyć. Mimo dużej odkształcalności betonu serii D elementy badawcze nie uzyskały wysokiej nośności. Odkształcenia poprzeczne nie wskazują tu na współpracę betonu i stali. Wydaje się, że decydującym czynnikiem jest brak odpowiedniej nośności betonu C25/30 w serii D, w stosunku do nośności płaszcza stalowego.

6.3. Rozdział obciążenia na część stalową i betonową elementu ruro-betonowego

Odkształcenia podłużne elementów badawczych można przeliczyć na siłę ściskającą przenoszoną przez część stalową i betonową przekroju. W zakresie sprężystym :

$$N_a = E_a A_a \varepsilon_x \tag{6.8}$$

N_a – siła ściskająca przenoszona przez stalową część przekroju poprzecznego,

E_a – moduł sprężystości stali E_a = 210 GPa,

A_a – powierzchnia przekroju rury, $A_a = \pi (D - d)^2/4$

ε_x – średnie odkształcenie podłużne elementu,

$$N_c = N - N_a \tag{6.9}$$

N_c - siła ściskająca przenoszona przez betonową część przekroju,

N – aktualna siła ściskająca element badawczy w czasie wykonywania obciążenia.

W celu ułatwienia analizy współpracy betonu i stali w elementach ruro-betonowych na załączonych wykresach przedstawiono rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w całym zakresie obciążenia elementów badawczych.

Ponieważ przedstawione przeliczenia obowiązują w stali tylko w zakresie sprężystym; przyjęto, że od momentu jej uplastycznienia naprężenia w stali są równe jej średniej granicy plastyczności, a więc:

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_x \leq f_{ym} \tag{6.10}$$

f_{ym} = 360 MPa dla stali R35,

f_{ym} = 385 MPa dla stali R45.

Idealnie sprężysto plastyczny wykres naprężeń w stali oznaczony na wykresach symbolem N_a został skorygowany poprzez korektę możliwego przebiegu wartości siły ściskającej przenoszonej przez beton ($N_{c\ skoryg.}$), skąd:

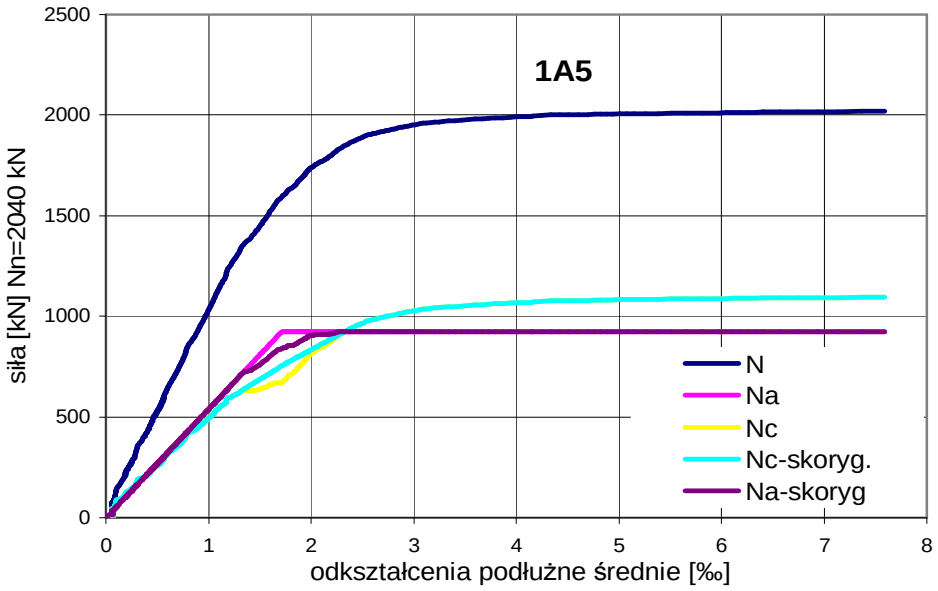
$$N_{a\ skoryg.} = N - N_{c\ skoryg.}. \tag{6.11}$$

Z obliczeń nośności w stanie granicznym mamy dla stali $N_a = A_a f_{ym}$, dla betonu $N_c = A_c f'_{cm}$ oraz odpowiadającą nośność przekroju $N_0 = N_a + N_c$ gdzie:

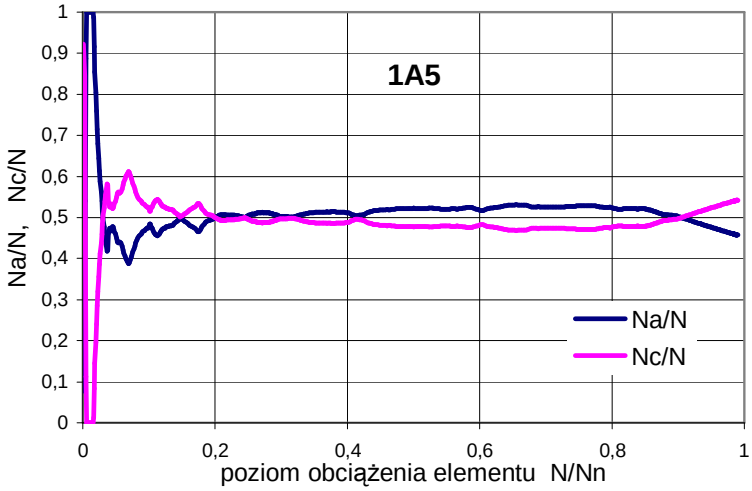
f'_{cm} – wytrzymałość średnia betonu otrzymana na próbkach walcowych obciążonych w czasie wykonywania badań na elementach ruro-betonowych,

A_c – pole powierzchni przekroju betonowego.

6.3.1. Seria A

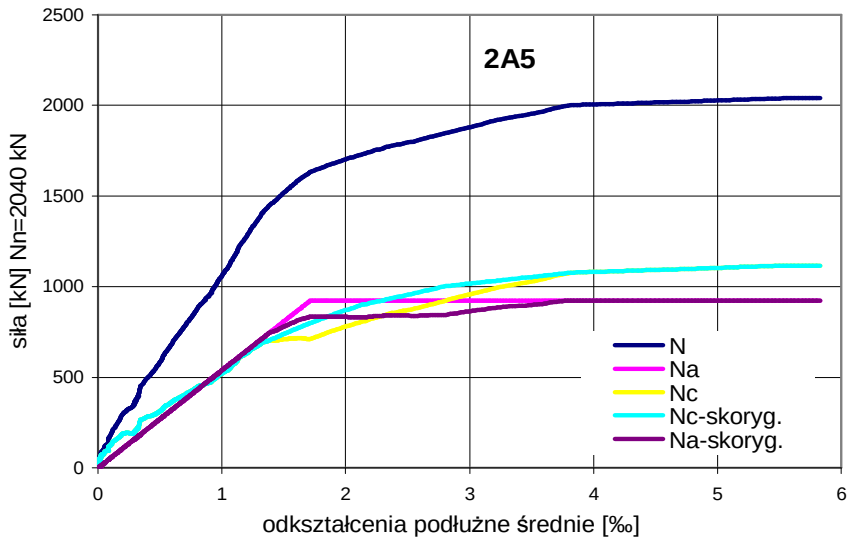


Rys. 6.5. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 1A5.

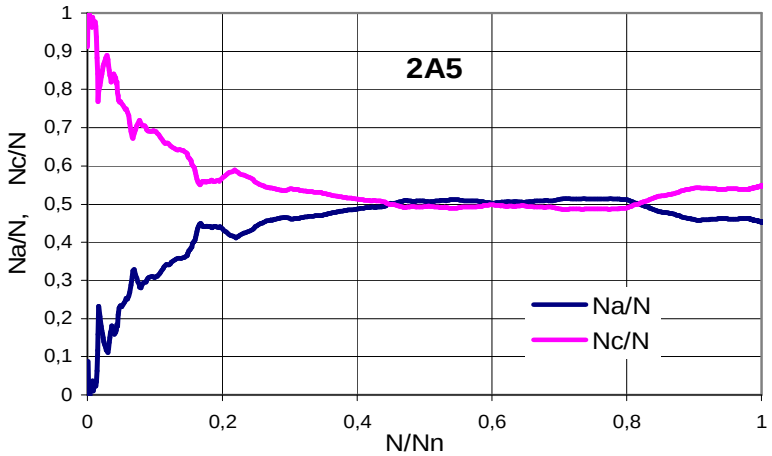


Rys. 6.6. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 1A5 – z badań.
Z obliczeń wytrzymałościowych: $N_c/N_0 = 0{,}442$, $N_a/N_0 = 0{,}558$.

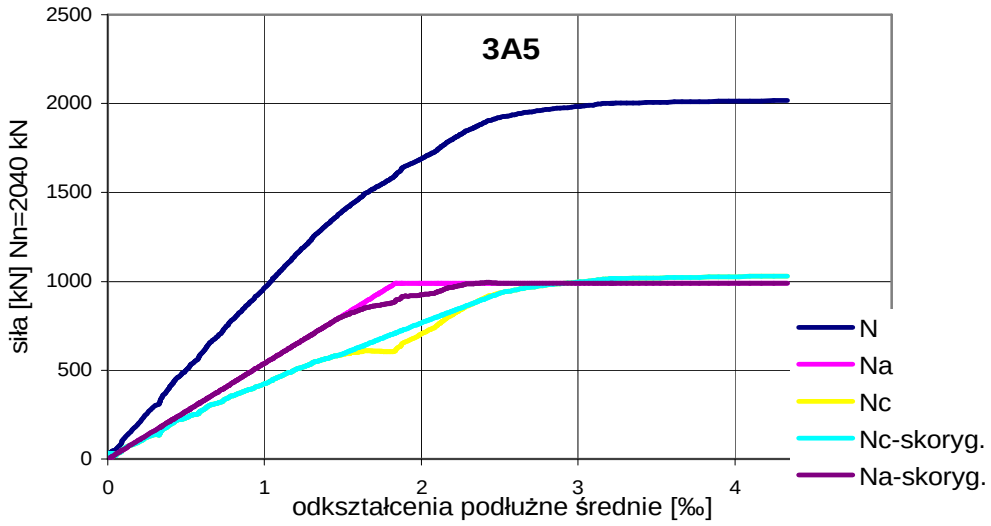
Zaobserwowane perturbacje w początkowym okresie obciążenia w przekazywaniu obciążenia na stal lub na beton dla $N/N_n < 0{,}05$ (z wyjątkiem elementów 2A5 i 1E5) tłumaczyć należy niezbyt idealnym wykończeniem powierzchni elementów badawczych, a także dopasowywaniem się głowic dociskających rurę wraz z przekładką teflonową do przekazywania obciążenia.



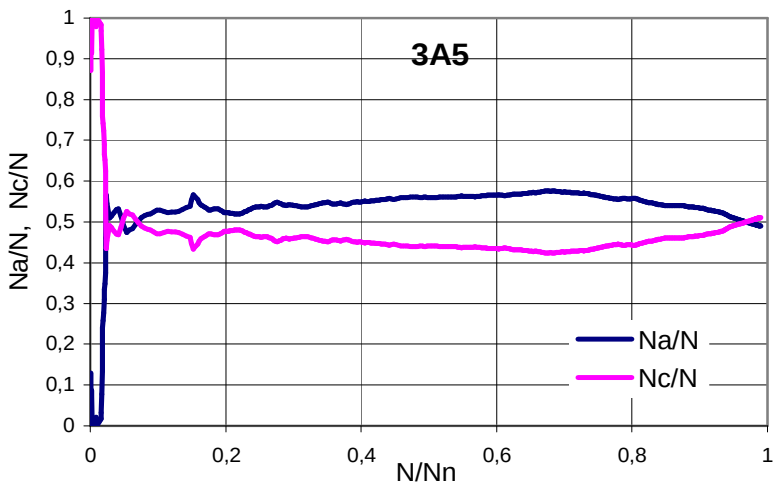
Rys. 6.7. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 2A5.



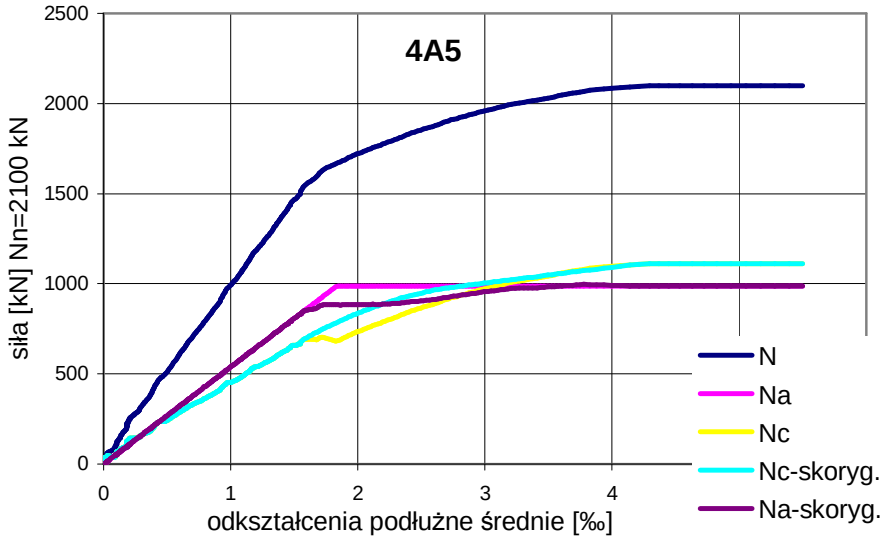
Rys. 6.8.Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 2A5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}442$, $N_a/N_0 = 0{,}558$.



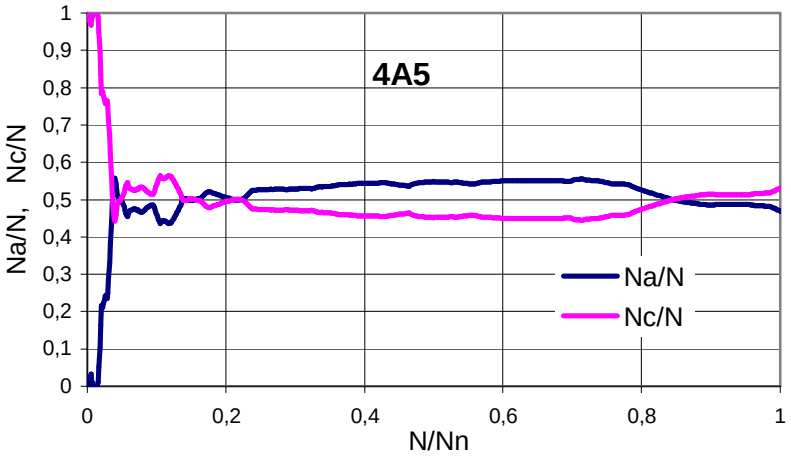
Rys. 6.9. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 3A5.



Rys. 6.10. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 3A5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}425$, $N_a/N_0 = 0{,}575$.



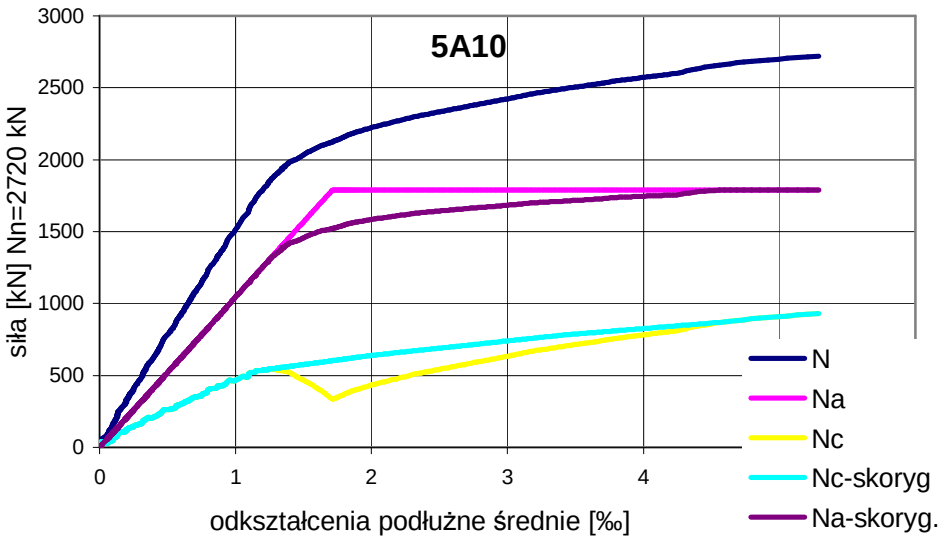
Rys. 6.11. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 4A5.



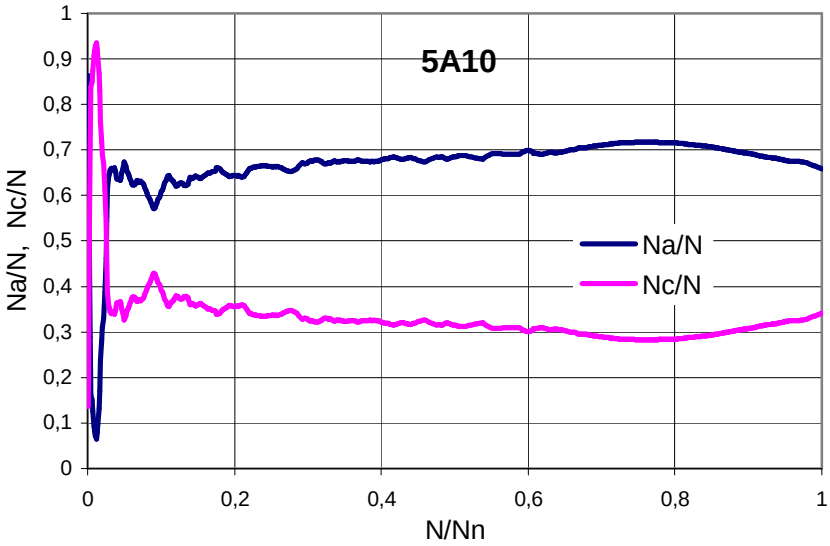
Rys. 6.12. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 4A5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}425$, $N_a/N_0 = 0{,}575$.

Z analizy poziomu obciążenia przenoszonego przez betonową część przekroju elementu ruro-betonowego wynika, że był on zawsze wyższy od poziomu siły ściskającej, która przypada na beton w stanie granicznym nośności. Dla wszystkich przedstawionych elementów w zakresie co najmniej do 40 % obciążenia niszczącego, beton przenosił ponad 45% siły ściskającej element, podczas gdy przypadająca na beton obliczeniowa część siły wynosi (N_c/N = 0,425 ÷ 0,444) średnio 43 % w stanie granicznym nośności betonu. W zakresie 40÷80 % obciążenia elementu beton przenosi dosyć ustabilizowaną część obciążenia niewiele przewyższającą lub równą jego nośności w jednoosiowym stanie naprężenia. Po osiągnięciu 80 % obciążenia widać, że proporcja przenoszonej przez beton siły – ponad 50 % jest wyższa niż ta, którą beton może przenieść w jednoosiowym stanie naprężenia.

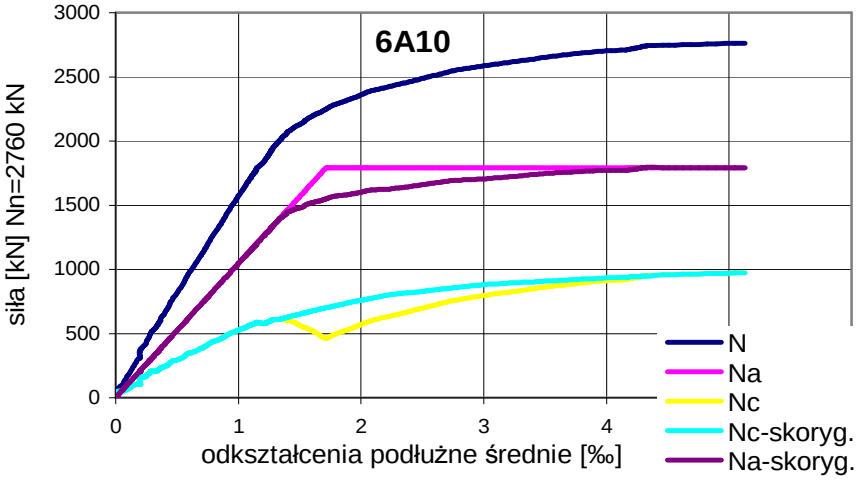
Widoczna jest tu zależność siły przenoszonej przez beton od poziomu naprężeń w betonie. Do poziomu naprężeń inicjujących σ_i = (0,35÷0,55)f_{cm} beton mógł przenosić większą część obciążenia niż stal. W zakresie pomiędzy naprężeniami inicjującymi σ_i, a krytycznymi na poziomie σ_{cr} = 0,8 f_{cm} beton przenosił w zasadzie siłę odpowiadającą jego wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie, a powyżej tego poziomu obciążenia, w elementach serii A, beton uzyskiwał dodatkową nośność wynikającą z trójosiowego ściskania.



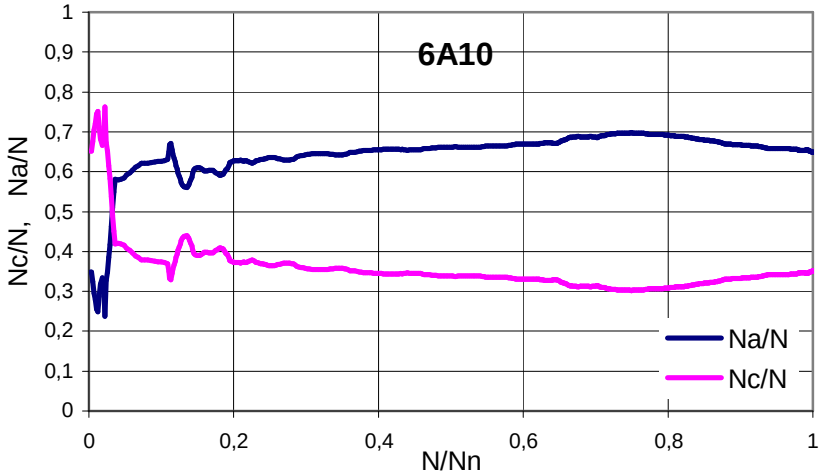
Rys. 6.13. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 5A10.



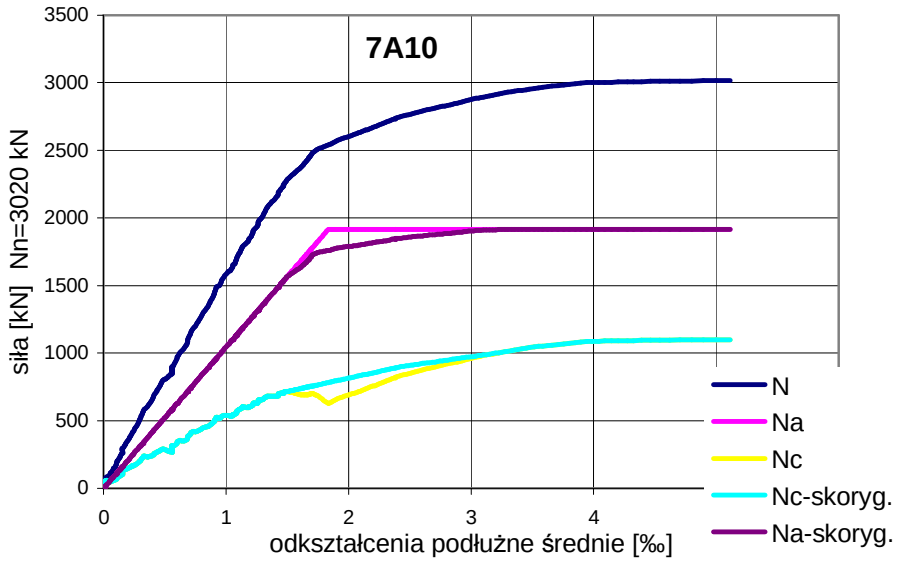
Rys. 6.14. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 5A10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}264$, $N_a/N_0 = 0{,}736$.



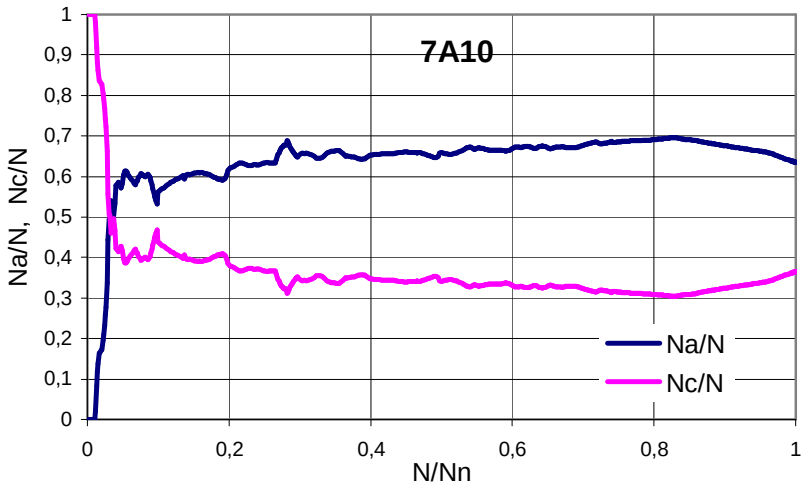
Rys. 6.15. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 6A10.



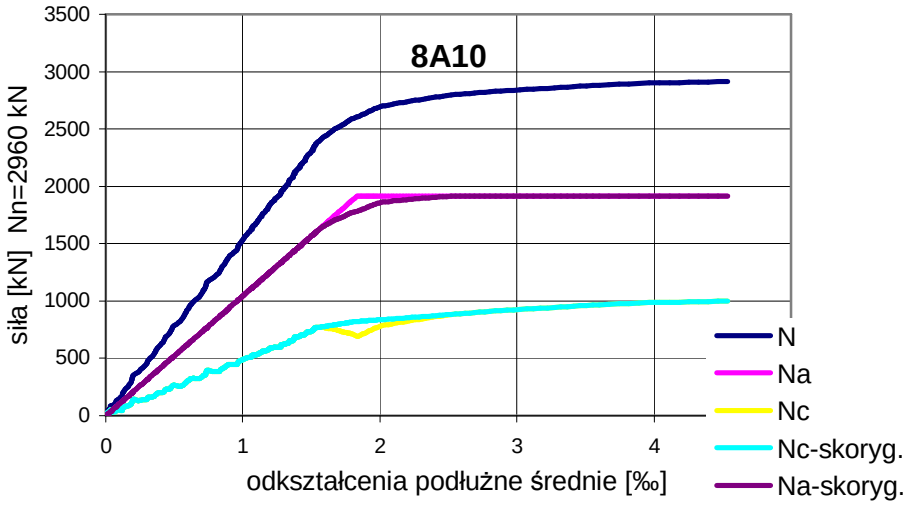
Rys. 6.16. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 6A10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}264$, $N_a/N_0 = 0{,}736$.



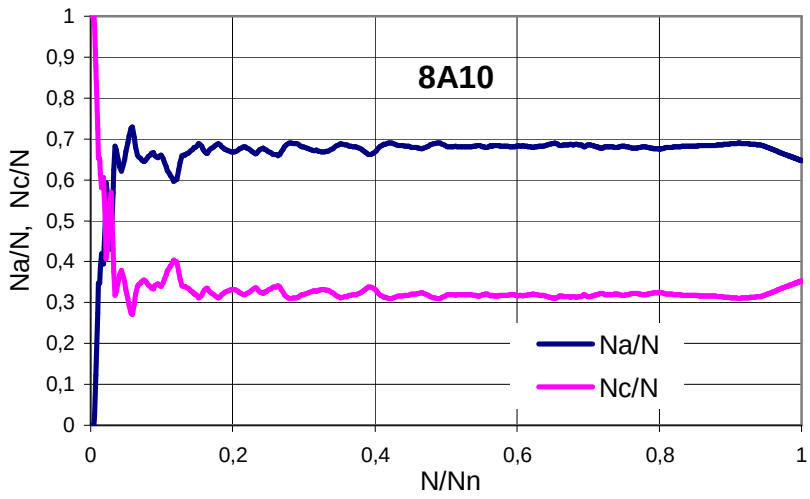
Rys. 6.17. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 7A10.



Rys. 6.18. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 7A10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}251$, $N_a/N_0 = 0{,}749$.



Rys. 6.19. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 8A10.



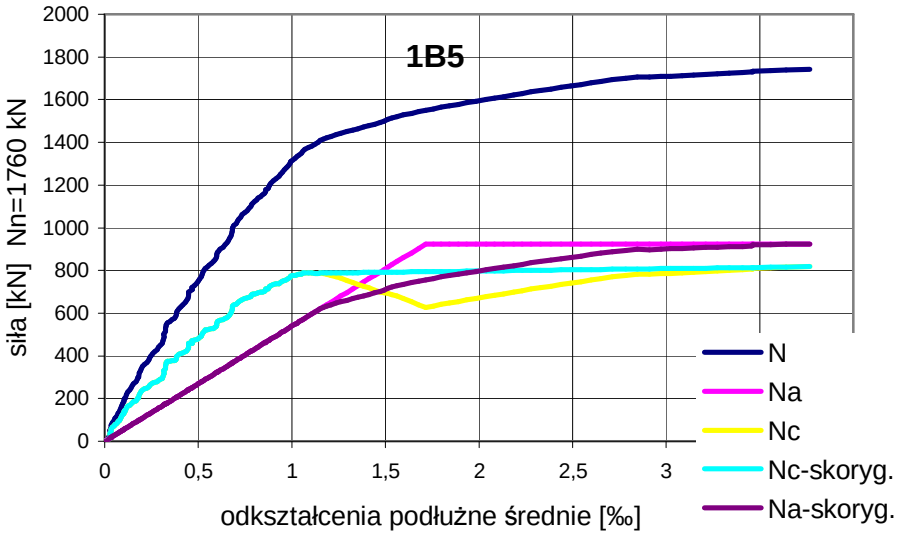
Rys. 6.20. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 8A10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}251$, $N_a/N_0 = 0{,}749$.

Beton w elementach grubościennych w sposób stabilny przenosi większą część obciążenia niż przypadałoby na niego z obliczeniowego stanu granicznego nośności. Widać też wyraźnie na przykładzie np. elementu 8A10, że beton zamiast 25 % obciążenia przenoszonego w stanie granicznym przy jednoosiowym naprężeniu, przenosi tu na koniec 35 % obciążenia, z 10 % dodatkiem nośności przy trójosiowym ściskaniu.

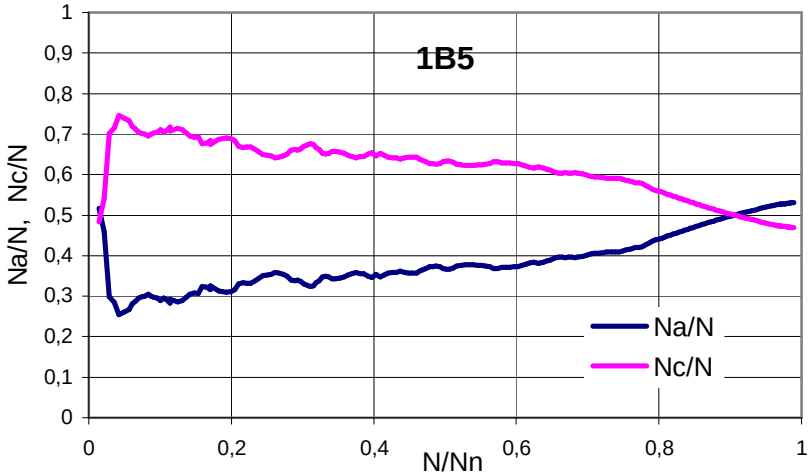
Elementy serii A o ściance grubości t = 10 mm przenoszą większe obciążenie niż suma nośności stali i betonu lecz przyrost ten jest średnio nie przekraczający 15 %, podczas gdy elementy o t = 5 mm przenoszą ponad 20 % obciążenia więcej niż prosta suma nośności ich przekroju stali i betonu. Zwiększanie nośności przekroju poprzez pogrubianie ścianki ma ograniczoną skuteczność z powodu wcześniejszego zniszczenia elementu przez wyboczenie.

Ważnym spostrzeżeniem w przypadku całej serii A jest to, że większą część siły ściskającej przenosi stalowa część przekroju zespolonego, zwłaszcza w odniesieniu do elementów o grubości ścianki rury t = 5 mm, co będzie wyróżniało tę serię elementów od przedstawionych w następnym rozdziale elementów serii B.

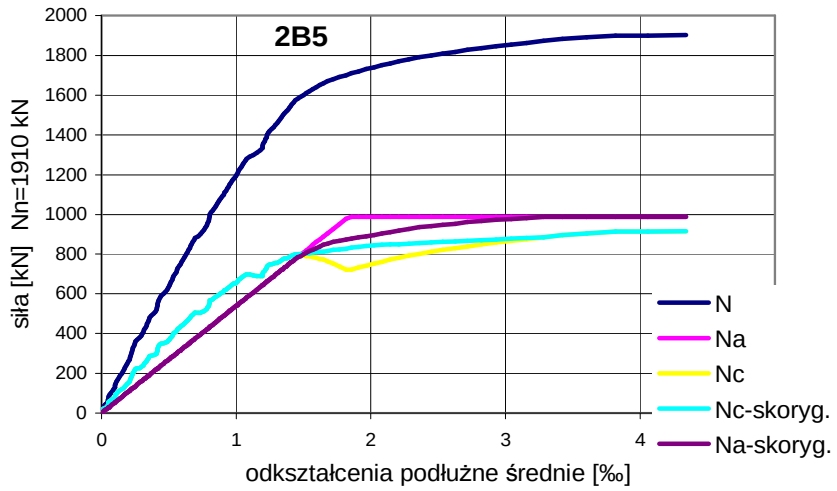
1. 3. 2. Seria B



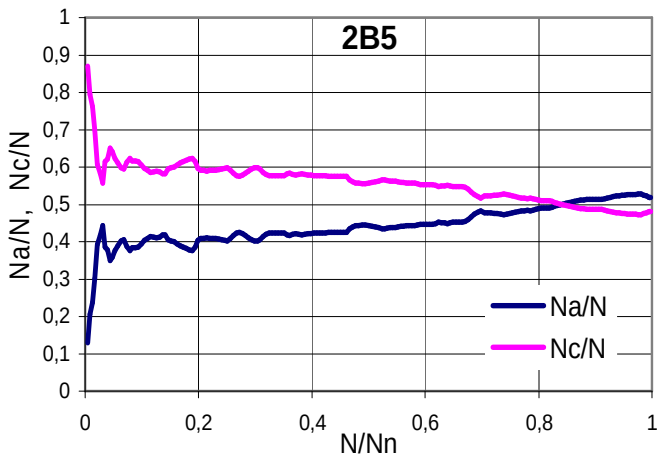
Rys. 6.21. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 1B5.



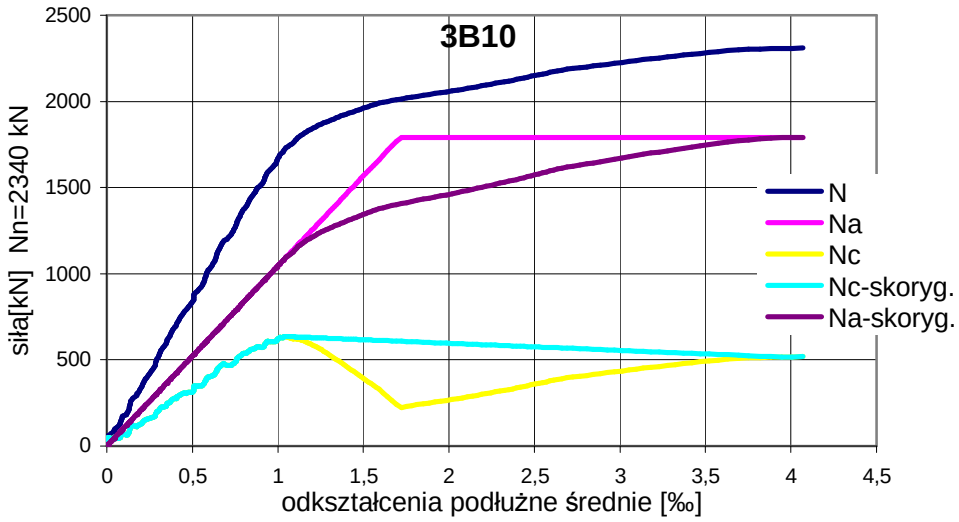
Rys. 6.22. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 1B5– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}483$, $N_a/N_0 = 0{,}517$.



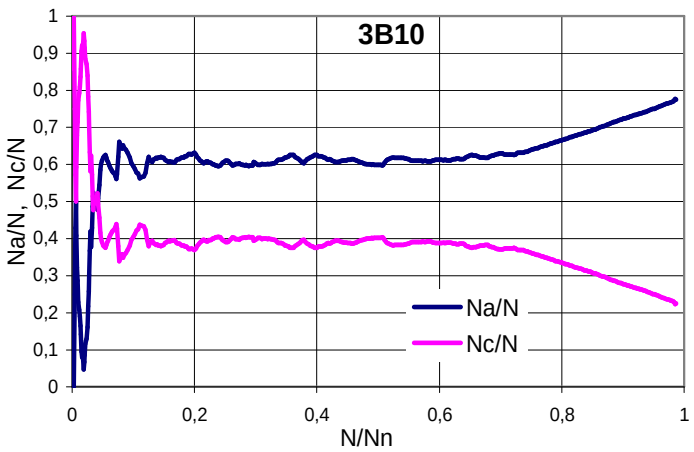
Rys. 6.23. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 2B5.



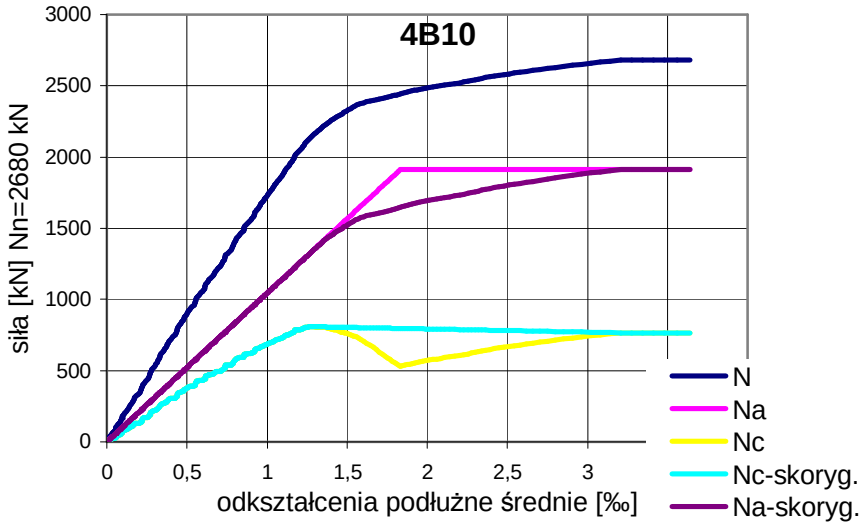
Rys. 6.24. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 2B5– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}467$, $N_a/N_0 = 0{,}533$.



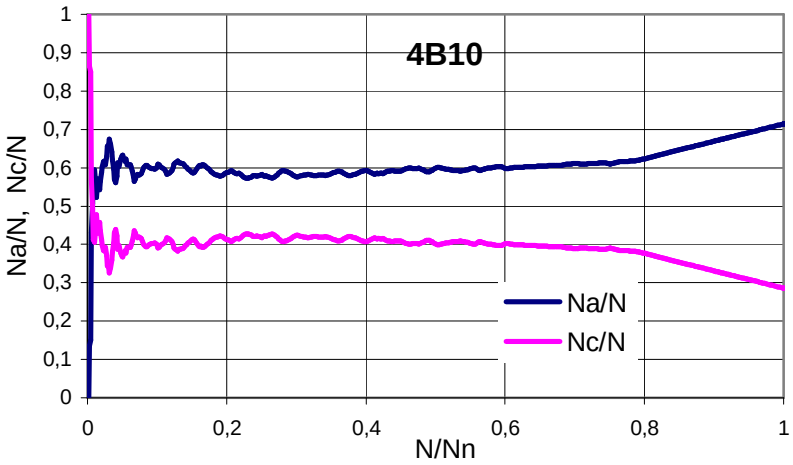
Rys. 6.25. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 3B10.



Rys. 6.26. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 3B10– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}298$, $N_a/N_0 = 0{,}702$.



Rys. 6.27. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 4B10.



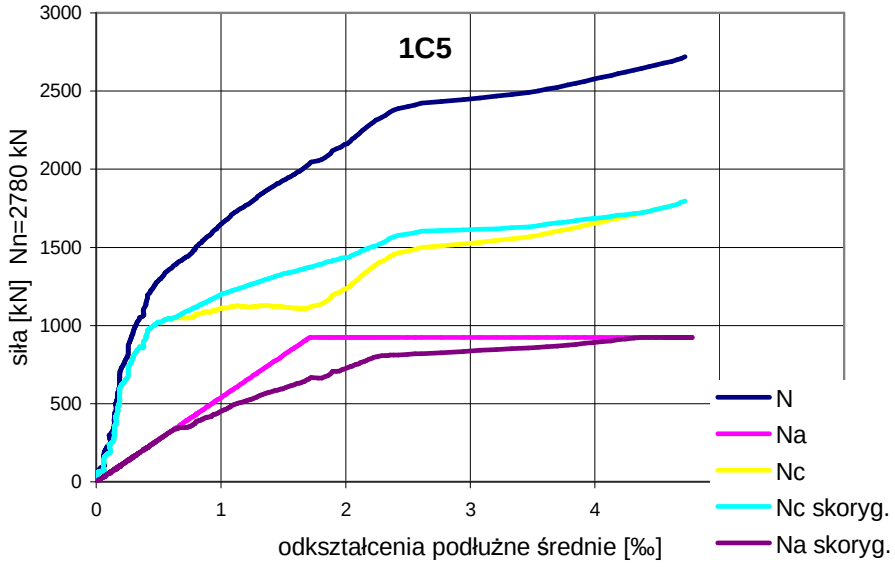
Rys. 6.28. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 4B10– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}284$, $N_a/N_0 = 0{,}716$.

W elementach cienkościennych serii B wystąpiła sytuacja dokładnie odwrotna do tej, która miała miejsce w serii A. Większą część obciążenia siłą ściskającą brał na siebie beton. Jest to widoczne na rysunkach 6.22 i 6.24 dla elementów 1B5 i 2B5 i wpłynęło to wyraźnie niekorzystnie na nośność tych elementów. Również elementy grubościenne porównywane między seriami A i B potwierdzają, że beton w serii B brał większy udział w przenoszeniu obciążenia, co wpłynęło na uzyskanie niższej nośności.

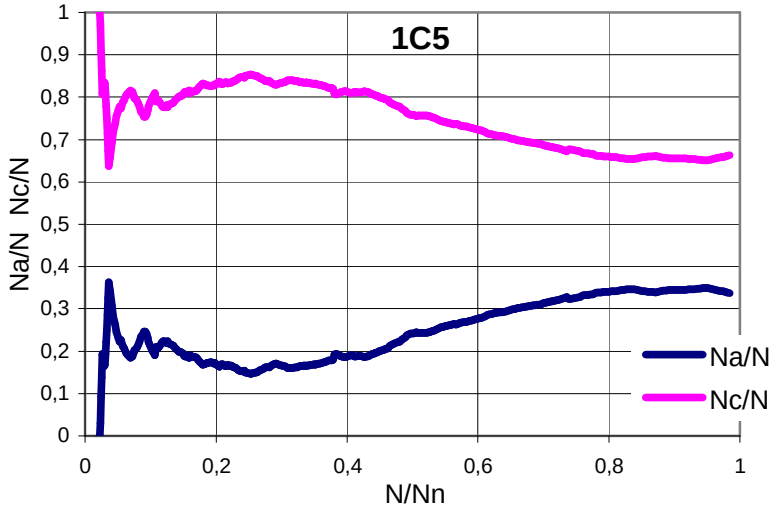
W stosunku do poziomu obciążenia jaki może wziąć na siebie beton w stanie granicznym nośności w jednoosiowym stanie naprężenia we wszystkich elementach serii B proporcja ta była dużo wyższa aż do około 70 % obciążenia niszczącego N/N_n. W elementach 1B5 i 2B5 beton, zamiast przewidywanych 48 i 47 % obciążenia, przenosił około 70 i 60 % (odpowiednio) w początkowym stanie obciążenia elementu badawczego i w całym zakresie obciążenia udział betonu spadał, aż do przewidywanego w stanie granicznym.

W obu elementach grubościennych beton zamiast przewidywanego w obliczeniach prawie 30% udziału w przenoszeniu obciążenia przenosił go aż w 40 %. Okazało się, że jest to sytuacja niekorzystna dla nośności elementów zespolonych typu CFST. Beton tracił nośność z powodu postępującej ze wzrostem obciążenia degradacji i w momencie uplastycznienia stali nie miał już zapasu nośności aby ulec wzmocnieniu spowodowanemu przez stan trójosiowego naprężenia. W elementach serii B nie stwierdzono wzrostu nośności wynikającego z zespolenia stali i betonu.

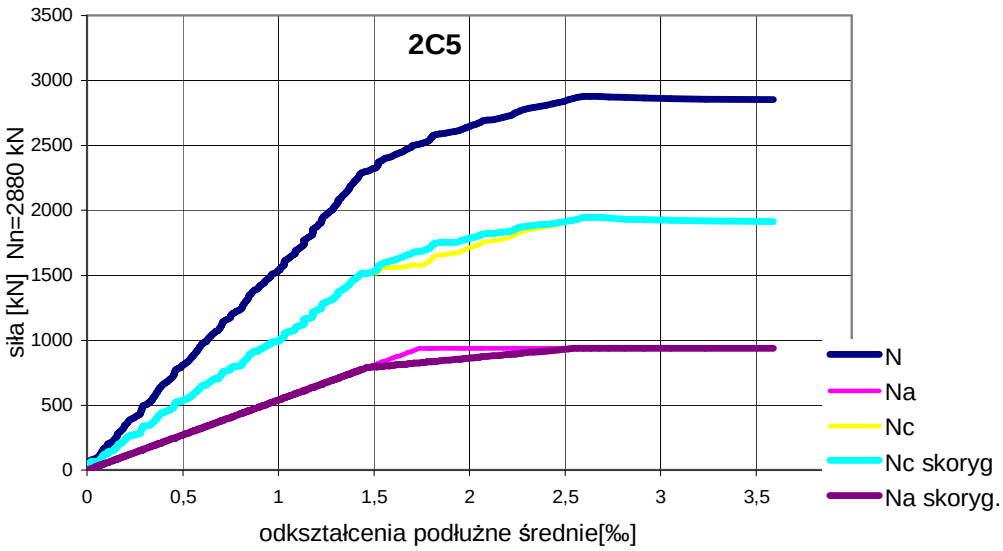
6. 3. 3. Seria C



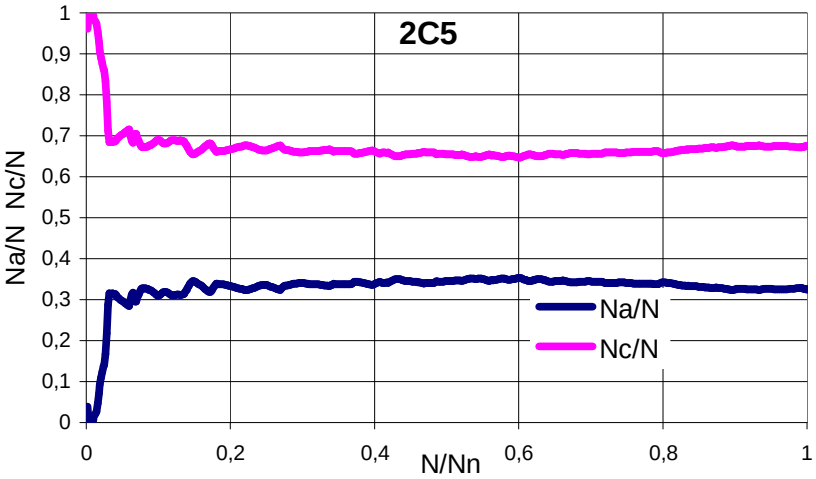
Rys. 6.29. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 1C5.



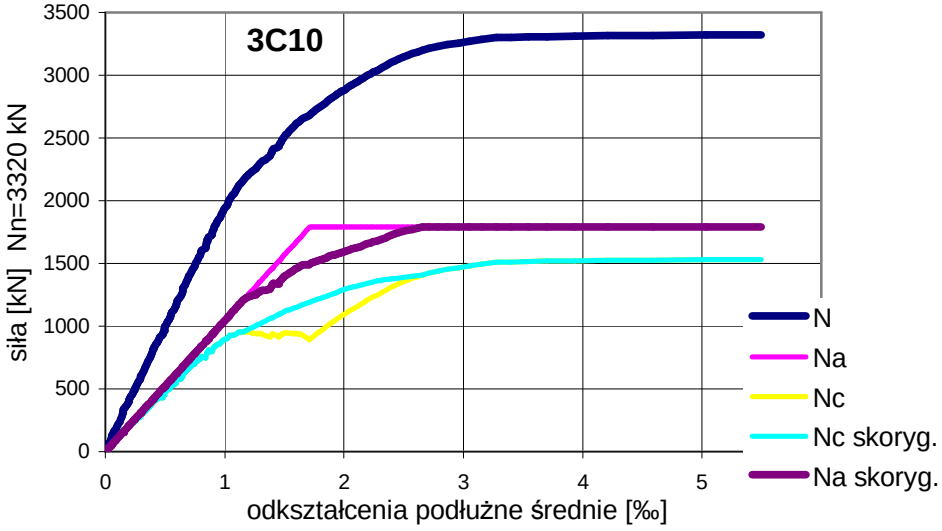
Rys. 6.30. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 1C5– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}599$, $N_a/N_0 = 0{,}401$.



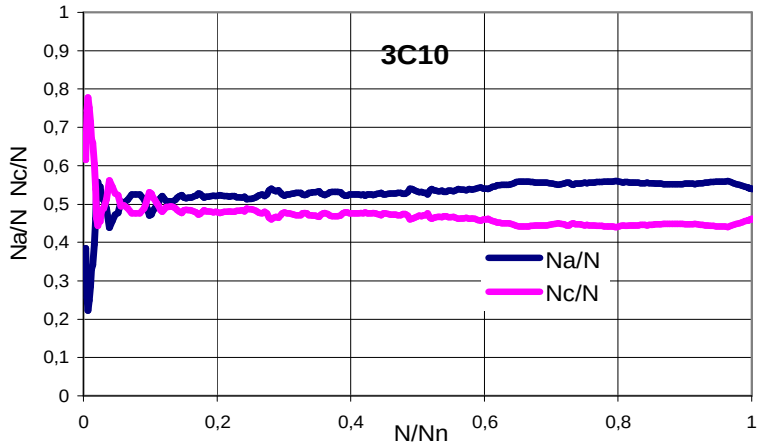
Rys. 6.31. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 2C5.



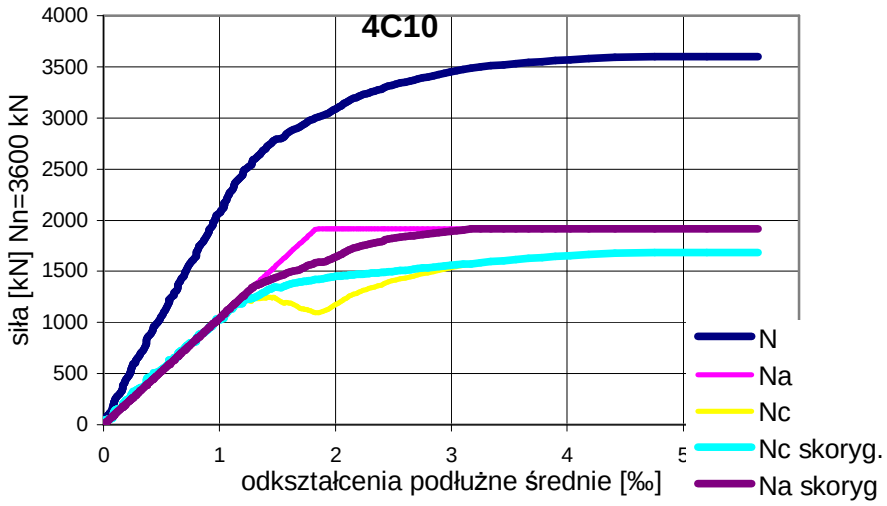
Rys. 6.32. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 2C5– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}583$, $N_a/N_0 = 0{,}417$.



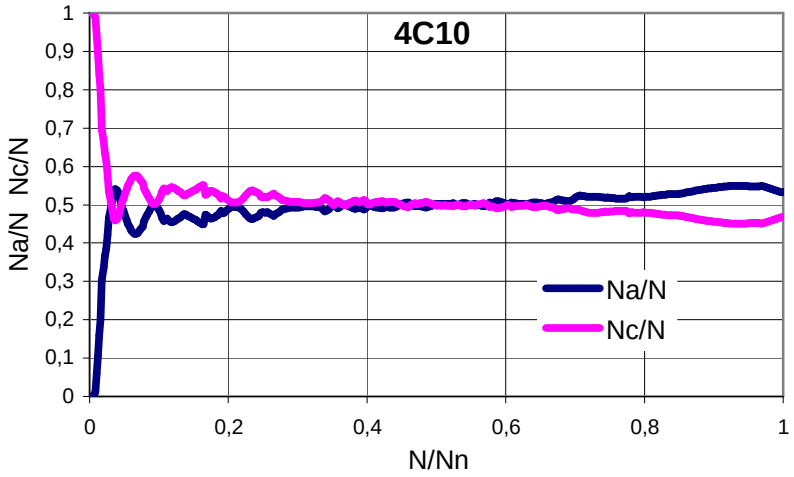
Rys. 6.33. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 3C10.



Rys. 6.34. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 3C10– z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}404$, $N_a/N_0 = 0{,}596$.



Rys. 6.35. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 4C10.

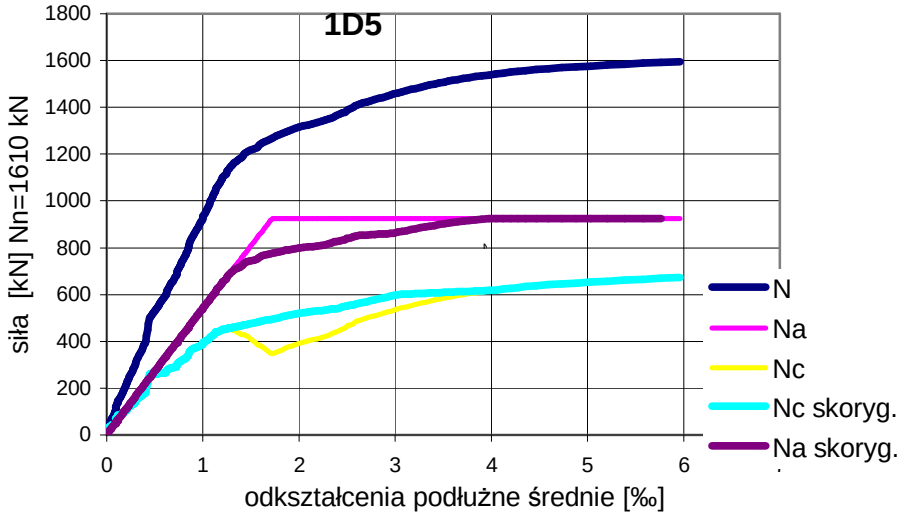


Rys. 6.36. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 4C10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}388$, $N_a/N_0 = 0{,}612$.

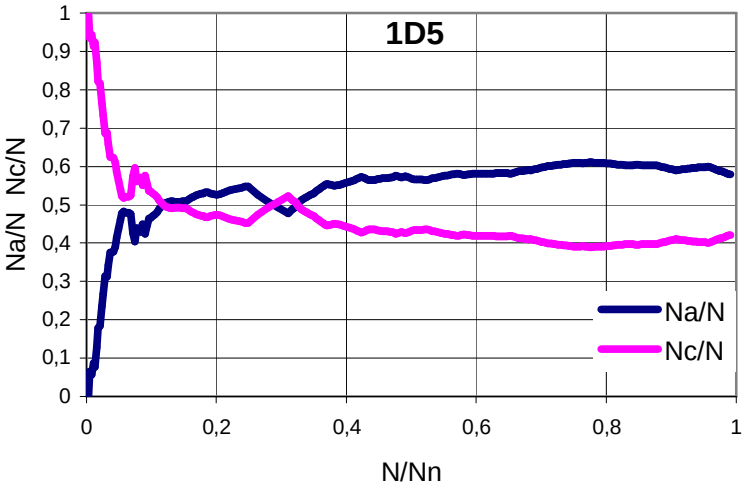
Podobnie jak w serii B w elementach cienkościennych serii C większą część obciążenia przenosił beton. Tu jednak uzyskujemy dodatkową nośność wynikającą ze współpracy stali i betonu rzędu 20 % , podczas gdy w serii B tego przyrostu nie było.

Beton w serii C w sposób stabilny przenosił w całym zakresie obciążenia większą część obciążenia niż przewidywana obliczeniowo w stanie granicznym nośności; np. w elemencie 2C5 z przewidywanych 58 % niósł do 65 % obciążenia. Nie spowodowało to przedwczesnej degradacji betonu i uzyskano przyrost nośności betonu, lecz jak wynika z dalszych analiz nie został on spowodowany ograniczeniem odkształceń poprzecznych betonu.

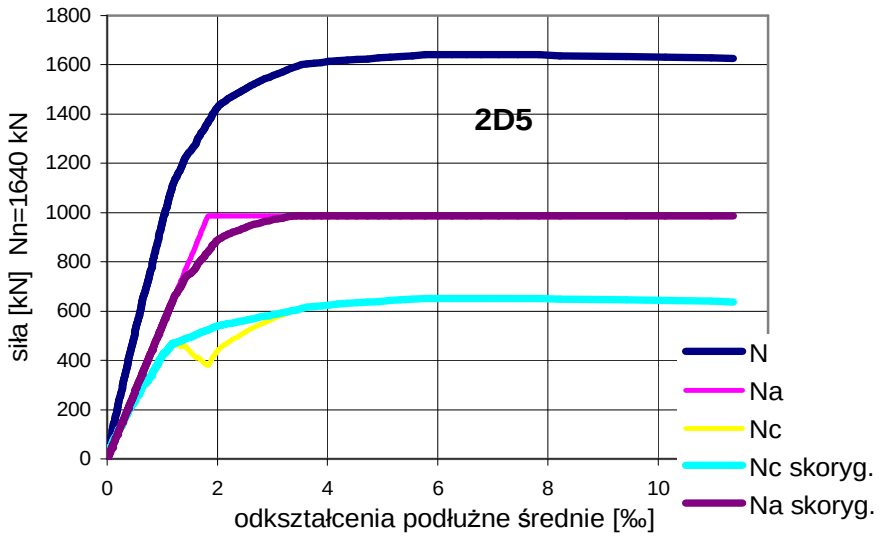
6. 3. 4. Seria D



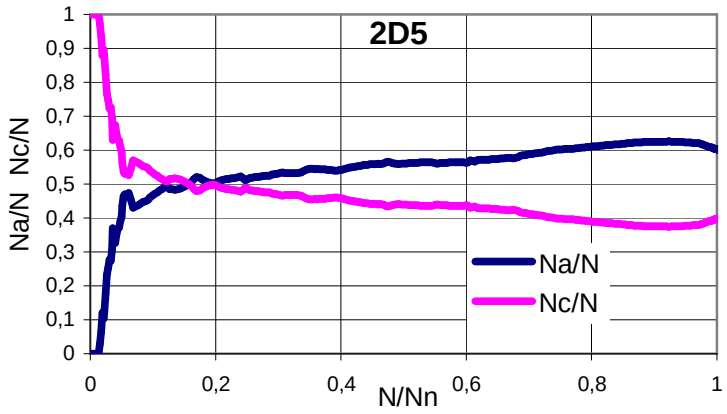
Rys. 6.37. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 1D5.



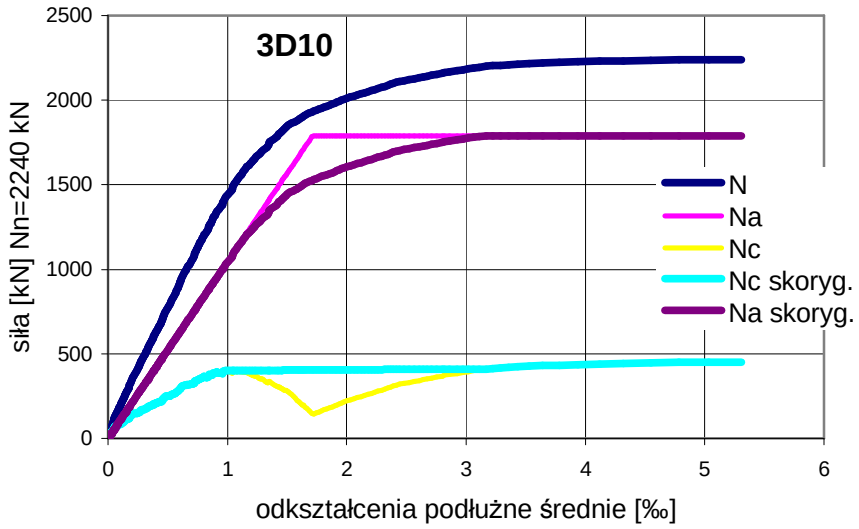
Rys. 6.38. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 1D5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}434$, $N_a/N_0 = 0{,}566$.



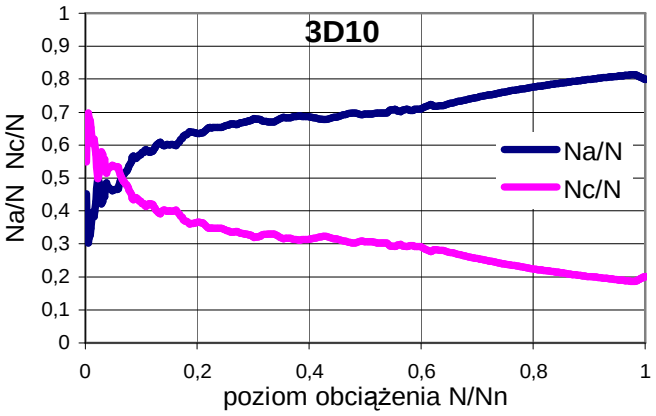
Rys. 6.39. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 2D5.



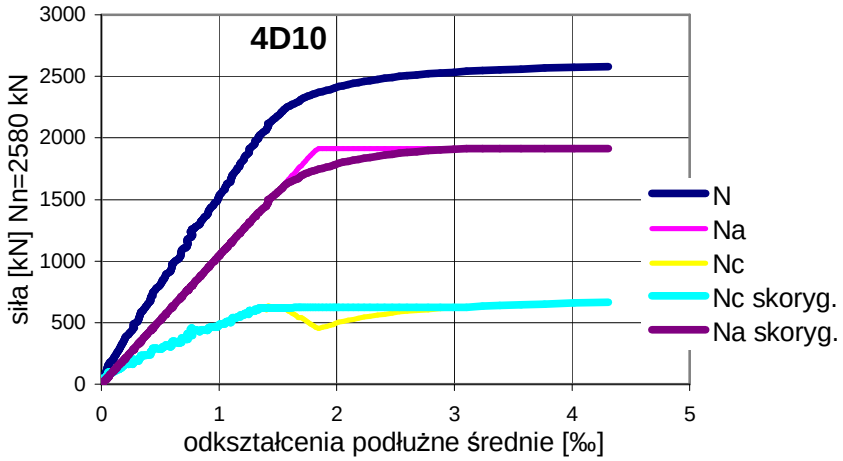
Rys. 6.40. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 2D5 – z badań.
Z obliczeń: $N_b/N_0 = 0{,}418$, $Ns/N_0 = 0{,}582$.



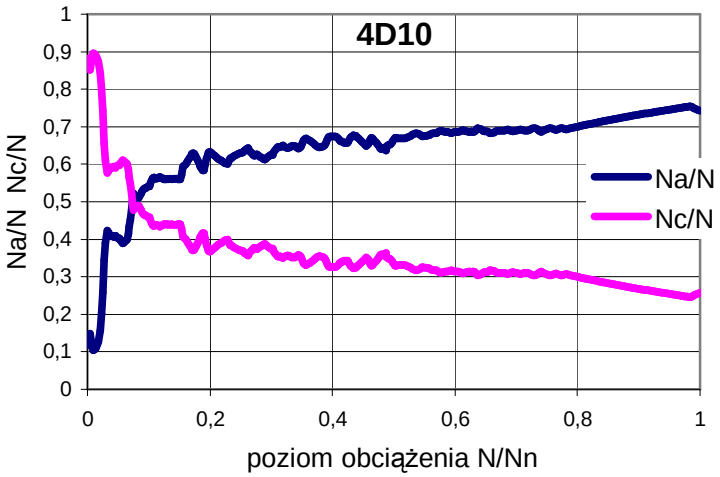
Rys. 6.41. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 3D10.



Rys. 6.42. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 3D10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}258$, $N_a/N_0 = 0{,}742$.



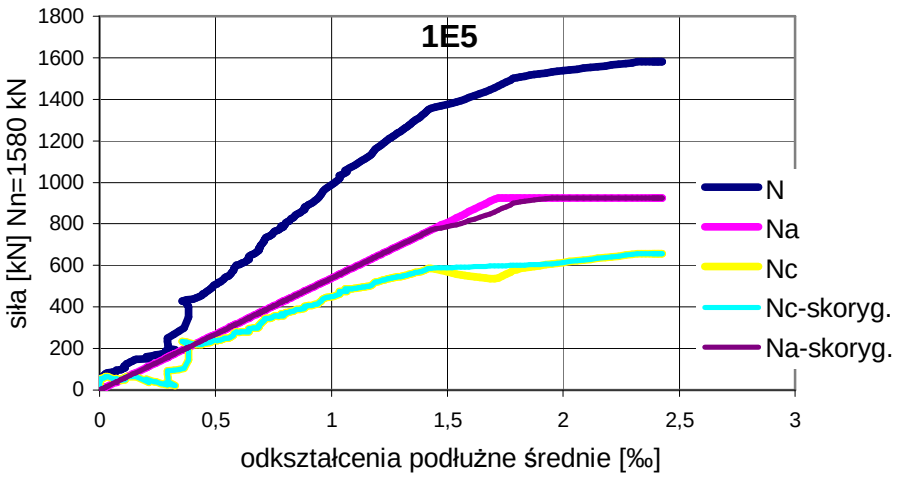
Rys. 6.43. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 4D10.



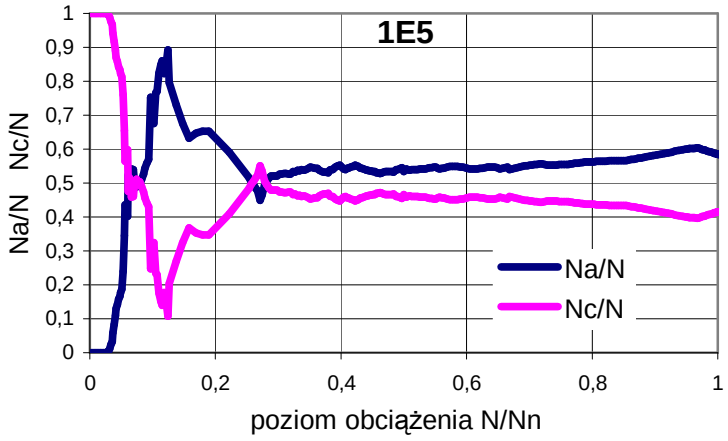
Rys. 6.44. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 4D10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}245$, $N_a/N_0 = 0{,}755$.

Elementy serii D mają niekorzystnie dobrane materiały. Beton we wszystkich elementach po początkowym okresie, dłuższym dla elementów cienkościennych, krótkim dla grubościennych, kiedy przejmuje większą część siły ściskającej szybko traci udział w przenoszeniu obciążenia. Decydujący wpływ na nośność ma część stalowa przekroju i są to elementy w stosunku do poprzednich serii o najniższej nośności. Rura stalowa wypełniona betonem o niskiej wytrzymałości C 25/30 niszczy się przez wyboczenie. Elementy serii D zniszczyły się szybciej niż można się było spodziewać po samej nośności stali i betonu. Beton nie uzyskał w tej serii nawet swojej nośności na ściskanie (oprócz elementu 4D10) gdyż stal była zbyt słabo zabezpieczona przed utratą stateczności co spowodowało szybkie zniszczenie elementu.

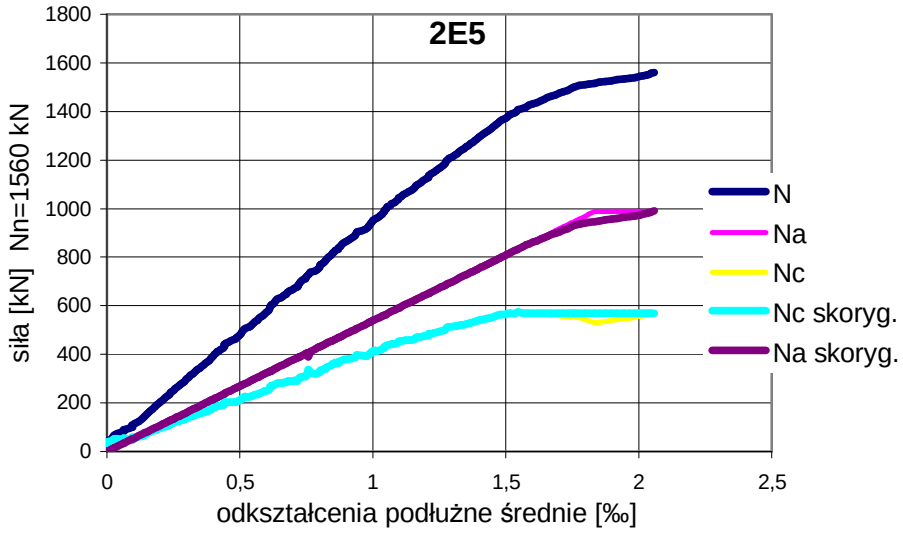
6. 3. 5. Seria E



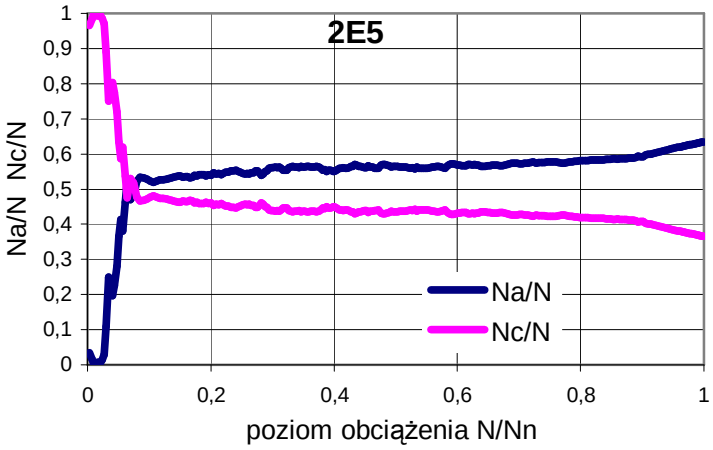
Rys. 6.45. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 1E5.



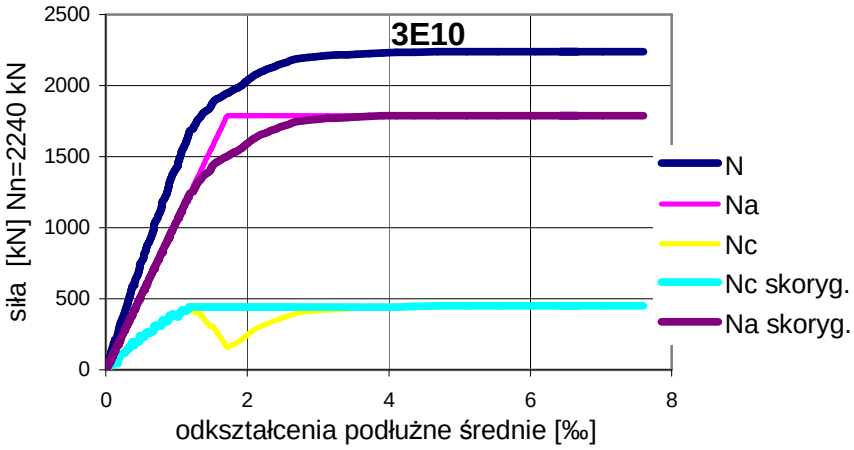
Rys. 6.46. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 1E5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}400$, $N_a/N_0 = 0{,}600$.



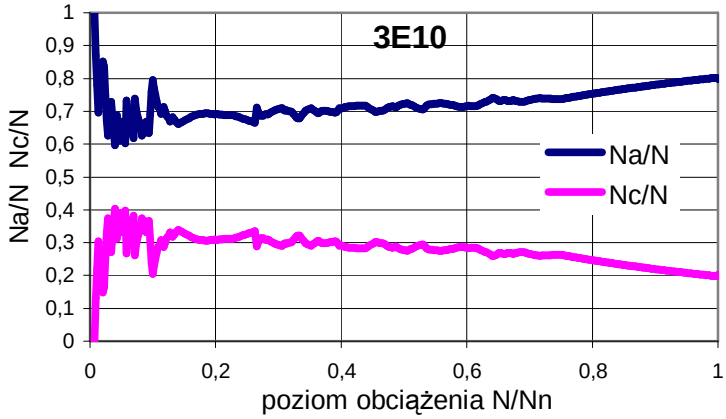
Rys. 6.47. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 2E5.



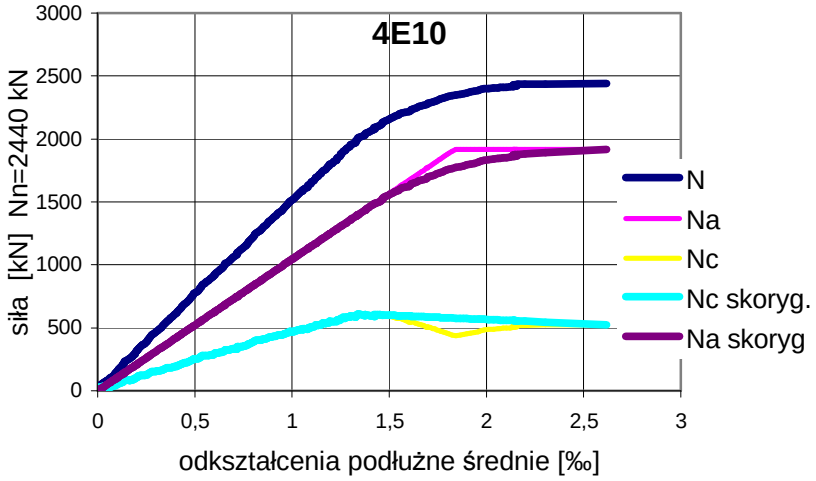
Rys. 6.48. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 2E5 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}384$, $N_a/N_0 = 0{,}616$.



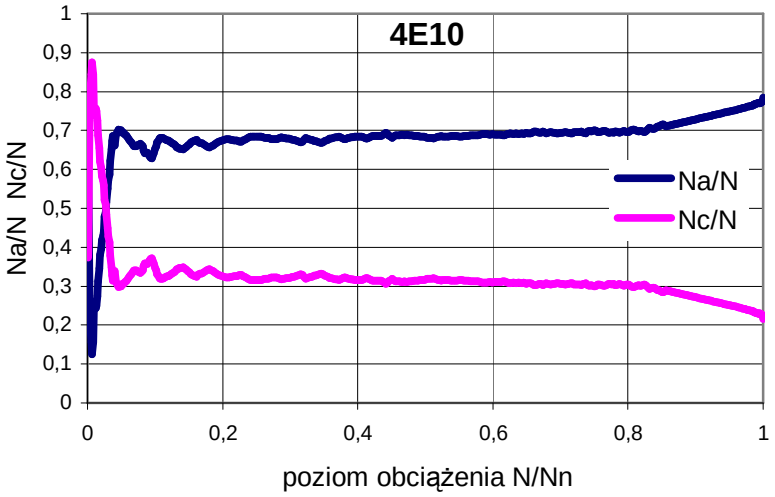
Rys. 6.49. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 3E10.



Rys. 6.50. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 3E10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}232$, $N_a/N_0 = 0{,}768$.



Rys. 6.51. Rozdział obciążenia pomiędzy beton i stal w elemencie 4E10.



Rys. 6.52. Poziom obciążeń przenoszonych przez beton i stal elementu 4E10 – z badań.
Z obliczeń: $N_c/N_0 = 0{,}220$, $N_s/N_0 = 0{,}780$.

Elementy serii E mają najniższą nośność spośród wszystkich badanych elementów. Beton lekki na kruszywie keramzytowym nie współpracuje dobrze z rurą stalową. Nie uzyskano przyrostu nośności wynikającego z zespolenia. Dodatkowo rura ma najmniejsze odkształcenia podłużne w momencie zniszczenia. Długi zakres plastyczny w rurze 3E10 wydaje się być skutkiem braku lokalnych imperfekcji i dobrym wycentrowaniem elementu, zwłaszcza że spośród elementów serii E ma on największą stratę na nośności w stosunku do nośności samego betonu i stali. Stal jest materiałem dominującym w tak dobranym przekroju i ulega zniszczeniu poprzez utratę stateczności Nośność elementów 3E10 i 4E10 – grubościennych, niewiele przewyższa nośność elementów cienkościennych serii A.

Podobnie jak w elemencie 1D5, w elemencie 1E5 na poziomie 30% obciążenia niszczącego występuje chwilowe wzmocnienie betonu , a potem powrót do szybkiej utraty nośności – stały spadek poziomu siły przenoszonej przez beton.

Z wszystkich wykresów przedstawionych w tym rozdziale widać, że beton przenosi większą część obciążenia niż wynikałoby to z obliczeń wytrzymałościowych w stanie granicznym nośności. Jest to sytuacja korzystna dla stali, uzyskuje ona dzięki temu powolniejszy wzrost naprężenia i zabezpieczenie przed utratą stateczności.

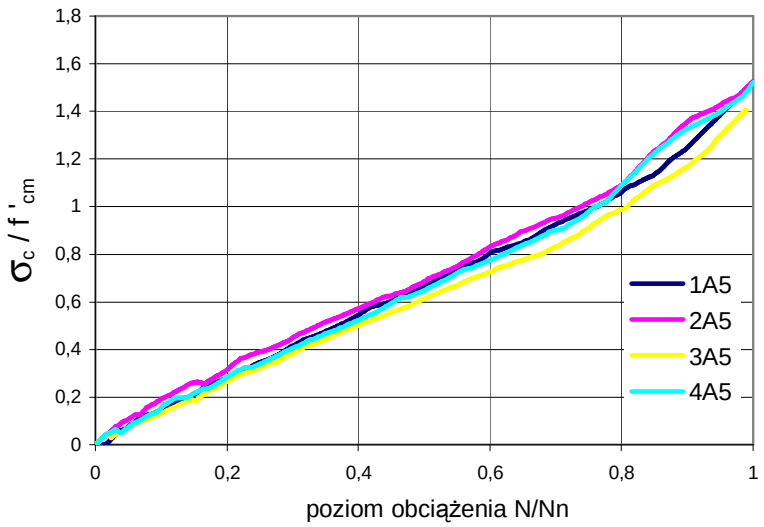
Efektywność wykorzystania betonu

Siła przenoszona przez beton N_c pozwala na obliczenie naprężeń podłużnych σ_c w betonie elementu badawczego. Umożliwi to stwierdzenie czy i jaki uzyskaliśmy wzrost wytrzymałości betonu spowodowany jego współpracą z rurą stalową.

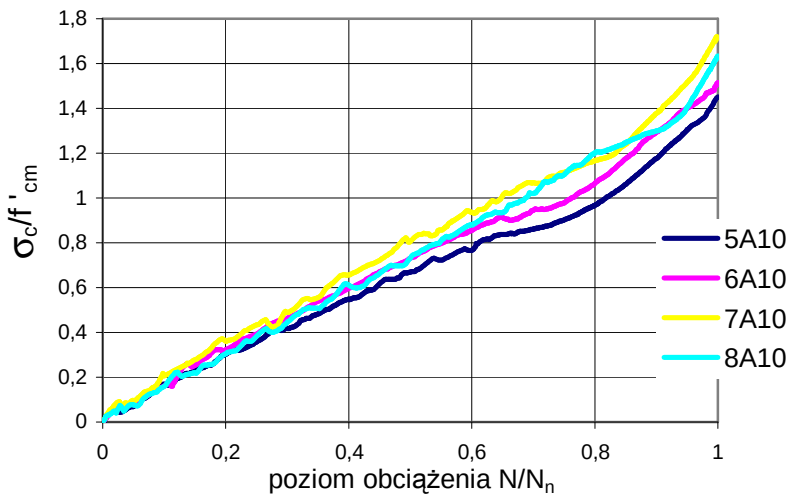
Praca doktorska M. Abramskiego [2] zawiera porównania wpływu grubości płaszcza stalowego na wytężenie betonu rdzenia. Elementy badawcze miały inne wymiary, ale zamieszczone wykresy pozwalają stwierdzić efektywność wykorzystania betonu w zależności od grubości ścianki rury. W jego badaniach rura o grubości t = 3 mm, okazała się skuteczniejsza od rury t = 2 mm (efektywność odpowiednio około 1,2 i 0,85) w uzyskaniu przez beton jak najwyższej nośności. Elementy badawcze miały smukłość λ = 27. Tego typu porównanie można przedstawić dla elementów prezentowanych w niniejszej pracy dla ścianki o grubości t = 5 mm i t =10 mm, dla elementów o smukłości λ = 36.

Aby ułatwić porównania z innymi badaniami, a także pomiędzy badanymi seriami, na osi rzędnych naniesiono wartości σ_c/f'_{cm} tzw. naprężeń sprowadzonych w betonie, określone także jako efektywność betonu, a na osi odciętych poziom obciążenia N/N_n, gdzie f'_{cm} – średnia walcowa wytrzymałość betonu badanego w czasie obciążania elementów CFST.

Zamieszczone poniżej wykresy przedstawiają sprowadzone naprężenia w betonie obliczone dla siły przenoszonej przez beton po skorygowaniu w zakresie obciążenia elementu po uplastycznieniu stali, tak jak to przedstawiono w poprzednim rozdziale.



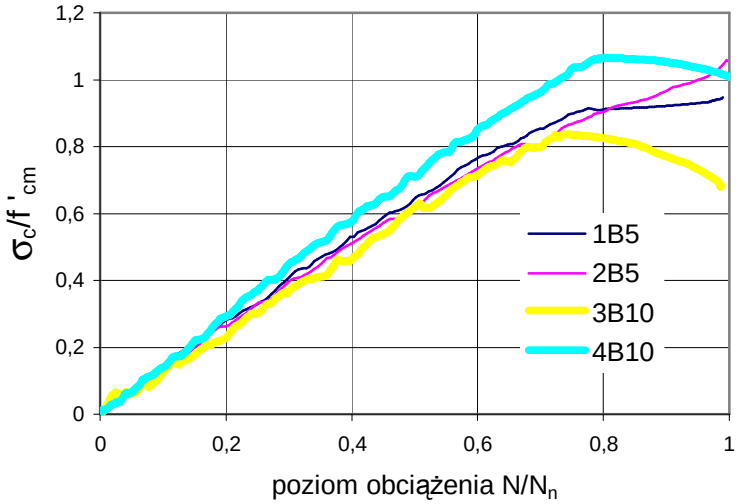
Rys. 6.53. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii A, t = 5mm.



Rys. 6.54. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii A, t = 10mm.

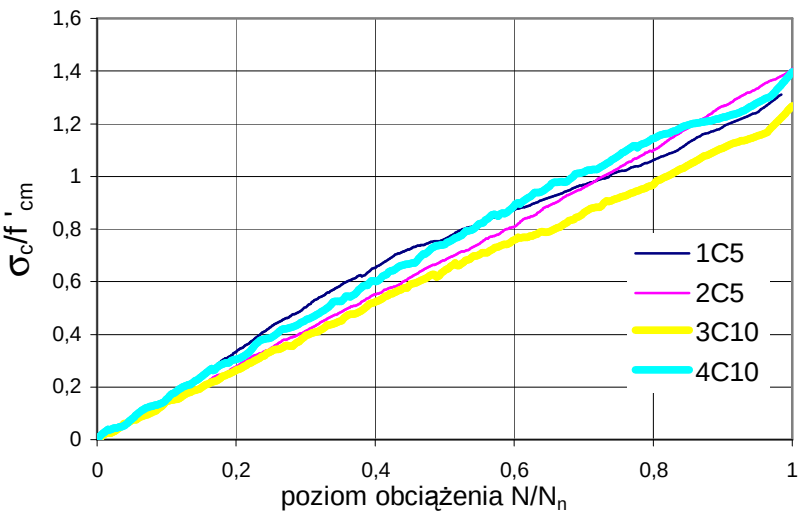
Jak widać na wykresach efektywność wykorzystania betonu C30/37 w serii A jest bardzo wysoka i wyniosła na poziomie obciążenia niszczącego dla elementów cienkościennych od 1,4 do 1,5. W elementach grubościennych serii A efektywność wyniosła jeszcze więcej 1,4 ÷1,7. Oznacza to, że beton w momencie zniszczenia przenosił od 40 do 70 % większe naprężenia ściskające niż wynosi jego wytrzymałość średnia na ściskanie jednoosiowe.

Bardzo niska jest natomiast efektywność wykorzystania betonu w serii B. Widać to na rysunku 6.55. Tylko elementy 4B10 i 2B5 wykonane z mocniejszej stali R45 zniszczyły się po uzyskaniu przez beton wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie.



Rys. 6.55. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii B.

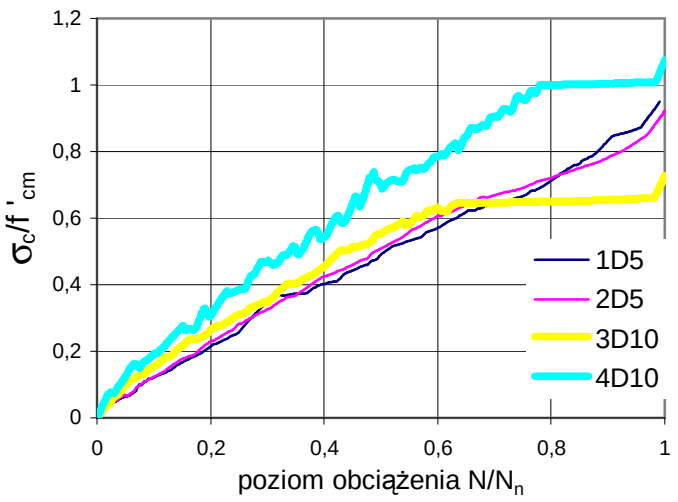
Beton C30/37 serii B, przenosząc większą część siły ściskającej element CFST wyczerpuje swoją nośność w zakresie do 80 % obciążenia i po uplastycznieniu stali rury dochodzi do szybkiego zniszczenia elementu z powodu utraty stateczności.



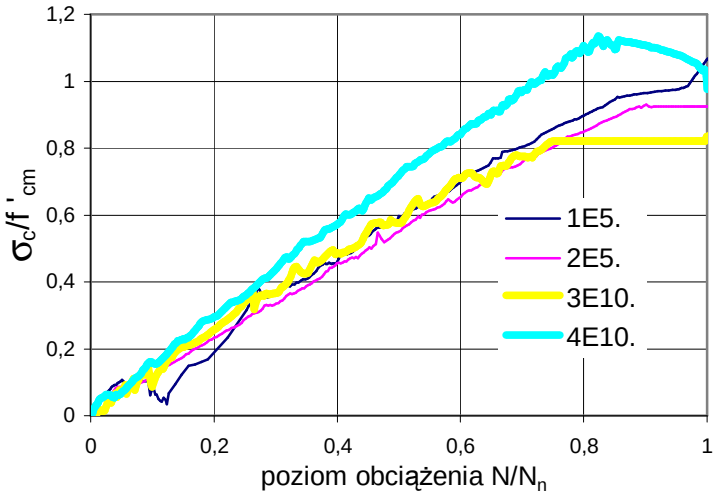
Rys. 6.56. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii C.

Efektywność wykorzystania betonu C55/67 w elementach serii C wynosi 1,25 ÷ 1,4 i jest zbliżona niezależne od grubości elementów. Wyższa nośność elementów 3C10 i 4C10 uzyskana została dzięki grubszej stali, bez dodatku większej nośności betonu w porównaniu z cieńszymi rurami. Beton ten uzyskał na współpracy z rurą dodatek 25÷40% nośności. Jest to mniej niż dla betonu z serii A, z najniższym modułem sprężystości (21,2 GPa) ale jednak współpraca również przyniosła korzyści, mimo że beton serii C jest najmniej odkształcalny, o najwyższym module sprężystości (43,0 GPa). Wydaje się, że uzyskane to zostało dzięki dobrej współpracy w kierunku podłużnym w przekazywaniu obciążenia między rurą i betonem, z powodu spowolnionego przyrostu zniszczenia mikrostruktury betonu. Mniejsza efektywność betonu serii C da się również wytłumaczyć późniejszym niż dla betonu serii A zwiększaniem się wartości współczynnika Poissona ν_c. Także pomiar szczeliny między betonem i stalą wskazuje, że jej zanik może się pojawić na jednym z mierzonych poziomów wysokości elementu dość późno, najczęściej tuż przed zniszczeniem elementu.

Wytężenie betonu elementów serii D nie przekroczyło wytrzymałości betonu na jednoosiowe ściskanie, rys. 6.57. Jest to beton bardzo odkształcalny o niskiej wartości modułu sprężystości E_{cm} = 24,1 GPa i brak wzrostu nośności betonu spowodowany ograniczeniem jego odkształceń poprzecznych przez rurę stalową jest dość zaskakujący. W odniesieniu do elementu grubościennego 4D10 widać jak beton już zdegradowany w dość dużym zakresie obciążenia jeszcze efektywnie pracuje w oczekiwaniu na uplastycznienie rury, zanim dojdzie do zniszczenia elementu.



Rys. 6.57. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii D.



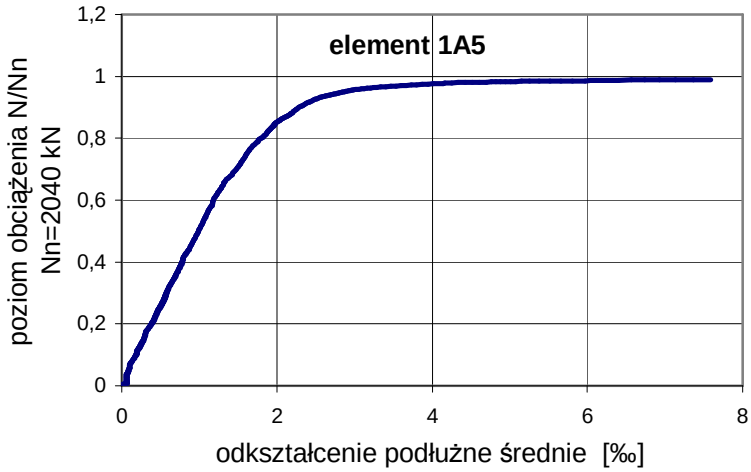
Rys. 6.58. Efektywność wykorzystania betonu w elementach serii E.

Beton lekki LC25/30 wypełniający elementy serii E okazał się równie słaby we współpracy z rurą stalową jak beton w serii D. W obu seriach w zasadzie o zniszczeniu zadecydowało wyboczenie elementu. W 6. spośród 8. elementów serii D i E beton nie uzyskał przed zniszczeniem nawet swojej wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe. W elementach 4D10 i 4E10 beton doszedł a nawet niewiele przewyższył swoją wytrzymałość f'_{cm} dzięki stali R45 o wyższej wytrzymałości i grubszej rurze. Wydaje się, że jest to dziełem przypadku, iż przy elementach ruro-betonowych o niewłaściwie dobranych wymiarach i wytrzymałościach współpracujących materiałów można uzyskać pełne wykorzystanie nośności, zanim imperfekcje i niedokładności wykonawcze nie spowodują wcześniejszego wyboczenia. Na korzyści wynikające z dodatkowej nośności trójosiowo ściskanego betonu lub zapewnienia wystarczającej stateczności miejscowej stali raczej nie powinno się liczyć.

6.5. Energia zniszczenia elementów badawczych

Zaletą słupów typu CFST jest ich wysoka nośność, a przy tym duża ciągliwość. Elementy te wykazują się dużymi, widocznymi, odkształceniami zanim dojdzie do ich zniszczenia. Oznacza to sygnalizowanie awarii, a niekiedy wręcz uniknięcie ich katastrofalnych skutków.

Dobrym miernikiem tego typu cechy jest energia zniszczenia elementu. Na rysunku 6.59 pokazano wykres zależności pomiędzy średnimi odkształceniami podłużnymi a poziomem obciążenia N/N_n na przykładzie elementu 1A5. Miarą energii zniszczenia jest pole pomiędzy osią x, a wykresem poziomu obciążenia.



Rys. 6.59. Wyznaczanie wartości energii zniszczenia elementu 1A5, E = 6,38 [‰].

Zależności między średnimi odkształceniami podłużnymi a siłą ściskającą elementy badawcze zostały już wcześniej przedstawione. Wartość energii zniszczenia obliczono z zależności między średnimi odkształceniami podłużnymi a poziomem obciążenia, przytacza je tablica 6.6.

Największą odkształcalność podłużną przed zniszczeniem mają elementy serii A, wypełnione betonem C30/37 wykonanym na kruszywie otoczakowym o najniższym spośród betonów zwykłych module sprężystości (21,2 GPa). W drugiej kolejności dużą odkształcalność mają elementy serii D. Beton wypełniający miał również niski moduł sprężystości (24,1 GPa), był to jednak beton o niskiej wytrzymałości C25/30, zbyt słaby we współpracy z badanymi przekrojami rur stalowych.

Elementy serii C mają niską odkształcalność dla cieńszej rury i większą dla grubszej. O uzyskaniu większej ciągliwości przez te elementy decyduje duża grubość płaszcza stalowego. Beton wypełniający w tej serii C55/67 wykonany na kruszywie bazaltowym o największej wytrzymałości z badanych betonów miał również najwyższy moduł sprężystości podłużnej

(43,0 GPa). Elementy serii C uzyskały wysoką nośność, a także duży przyrost nośności wynikający z zespolenia stali i betonu lecz duża sztywność betonu wypełniającego nie sprzyjała uzyskaniu przez te elementy dużej ciągliwości.

Najniższą energię zniszczenia mają elementy serii B i E. Beton w elementach serii B C30/37 wykonany na kruszywie bazaltowym, o wartości modułu sprężystości E_{cm} = 34,0 GPa, a więc sztywny i o stosunkowo niskiej wytrzymałości nie sprzyja uzyskaniu przez elementy typu CFST ani wysokiej nośności ani dużej ciągliwości. Beton lekki LC25/30 na kruszywie keramzytowym w serii E, jak wykazano w rozdziale poświęconym współczynnikowi rozszerzalności poprzecznej betonu, najgorzej współpracował z elementami typu CFST zarówno ze względu na niską wytrzymałość jak i słabą rozszerzalność poprzeczną, mimo niskiej wartości modułu sprężystości (20,0 GPa).

Energia zniszczenia elementów badawczych. Tablica 6.6

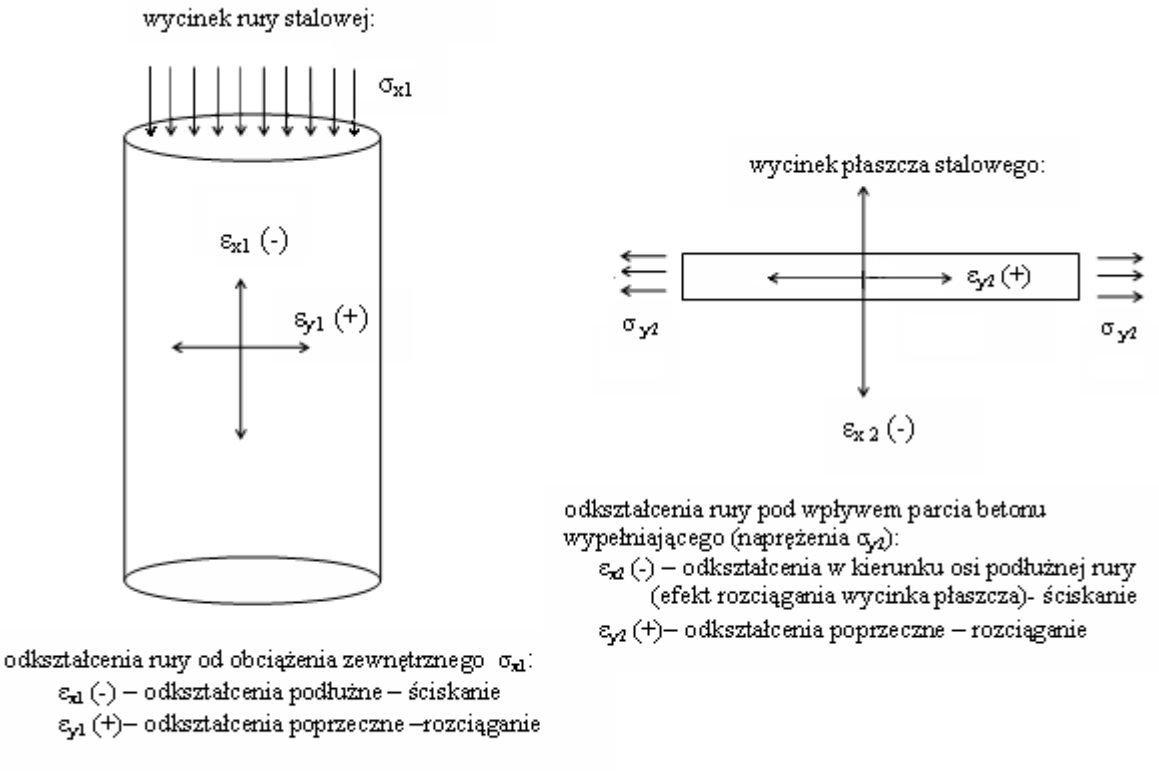
Element	**E** [‰]		**Element**	**E** [‰]
1A5	6,38		5A10	4,05
2A5	5,81		6A10	4,02
3A5	3,16		7A10	4,00
4A5	4,27		8A10	3,45
średnia:	**4,90**		średnia:	**3,88**
1B5	2,96		3B10	3,15
2B5	3,41		4B10	2,77
średnia:	**3,18**		średnia:	**2,96**
1C5	3,58		3C10	4,47
2C5	2,61		4C10	4,59
średnia:	**3,10**		średnia:	**4,53**
1D5	4,76		3D10	4,38
2D5	10,28		4D10	3,39
średnia:	**7,52**		średnia:	**3,88**
1E5	1,49		3E10	6,70
2E5	1,21		4E10	1,78
średnia:	**1,35**		średnia:	**4,24**

Zaskakujące wyniki 2D5 i 3E10 w stosunku do pozostałych elementów można tłumaczyć tym, że na dość długo przed uplastycznieniem stali rury, beton wypełniający już wyczerpał swoją nośność i w związku z tym zanim doszło do zniszczenia pojawiły się w elemencie duże odkształcenia podłużne. O dużej energii zniszczenia tych elementów zadecydowała więc ciągliwość stali, przy niskiej ich nośności.

6.6. Współczynnik Poissona dla stali w ruro-betonie

Pod wpływem nacisku betonu od wewnątrz na płaszcz stalowy odkształcenia poprzeczne rury zwiększają się, a co za tym idzie wartość współczynnika Poissona dla stali w elemencie ruro-betonowym nie jest równa współczynnikowi Poissona dla stali, powinna być większa. Poniżej przedstawiona analiza prowadzi do oszacowania, na podstawie teoretycznej, wartości współczynnika Poissona dla stali w ruro-betonie.

Odkształcenia stali w takim elemencie przedstawiono na rys. 6.60.



Rys. 6.60. Odkształcenia stali elementu ruro-betonowego.

W końcowej fazie pracy elementu, gdy dochodzi do nacisku betonu na wewnętrzną powierzchnię rury mamy pracę stali w dwuosiowym stanie naprężenia: ściskanie w kierunku podłużnym elementu od naprężeń σ_{x1}, oraz rozciąganie w kierunku poprzecznym naprężeniami σ_{y2} wywołanymi parciem betonu.

Odkształcenia wzdłuż pobocznicy walca stalowego ε_x są sumą odkształceń ε_{x1} od ściskania naprężeniami σ_{x1} i odkształceń ε_{x2} wywołanych naprężeniami σ_{y2} :

$\varepsilon_x = \varepsilon_{x1} + \varepsilon_{x2}$ (6.12)

To samo dotyczy odkształceń poprzecznych ε_y :

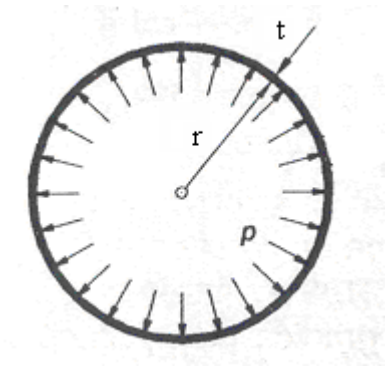
$\varepsilon_y = \varepsilon_{y1} + \varepsilon_{y2}$ (6.13)

Odkształcenia ε_{y1} prostopadłe do ε_{x1} zależą od współczynnika rozszerzalności poprzecznej stali:

$\varepsilon_{y1} = \nu_a \, \varepsilon_{x1}$ (6.14)

Odkształcenia ε_{x2} są prostopadłe w stosunku do rozciągających odkształceń ε_{y2} a więc:

$\varepsilon_{x2} = \nu_a \, \varepsilon_{y2}$ (6.15)



p - ciśnienie betonu

Rys. 6.61. Ciśnienie betonu na wewnętrzną powierzchnię ścianki rury [31].

Przekształcając powyższe wzory otrzymujemy:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{x1} + \nu_a \, \varepsilon_{y2} \text{ (skrócenie)}, \tag{6.16}$$

$$\varepsilon_y = \nu_a \, \varepsilon_{x1} + \varepsilon_{y2} \text{ (wydłużenie)}, \tag{6.17}$$

oraz ze wzoru (6.17):

$$\nu_a = \frac{\varepsilon_y - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{x1}} . \tag{6.18}$$

Zależności między odkształceniami i naprężeniami:

$$\varepsilon_{x1} = \frac{\sigma_{x1}}{E_a} \quad \text{oraz} \quad \varepsilon_{y2} = \frac{\sigma_{y2}}{E_a} \tag{6.19}$$

Rozciąganie σ_{y2} jest zależne od ciśnienia betonu p, przedstawionego na rys. 6.61:

$$\sigma_{y2} = p \, r \tag{6.20}$$

$$p = \nu_c \, \sigma_{x1} \tag{6.21}$$

gdzie r – promień wewnętrzny przekroju rury stalowej.

Ciśnienie minimalne na powłokę stalową wynosi: $p_{min} = p_1 = 0$, pośrednie wartości ciśnienia zależą od wartości współczynnika rozszerzalności poprzecznej betonu, które wahają się w granicach: $\nu_c = 0{,}15 \div 0{,}5$. Przyjęte do analizy wartości ciśnienia wynoszą:

$p_2 = 0{,}15 \, \sigma_{x1}$, $p_3 = 0{,}2 \, \sigma_{x1}$, $p_4 = 0{,}3 \, \sigma_{x1}$, $p_5 = 0{,}4 \, \sigma_{x1}$, oraz $p_{max} = p_6 = 0{,}5 \, \sigma_{x1}$.

Podstawiając (6.21) do (6.20) otrzymujemy:

$$\sigma_{y2} = \nu_c \, \sigma_{x1} \, r . \tag{6.22}$$

Odkształcenia od naprężeń σ_{y2}:

$$\varepsilon_{y2} = \frac{\sigma_{y2}}{E_a} = \frac{\nu_c \sigma_{x1} r}{E_a} = \nu_c \varepsilon_{x1} r . \tag{6.23}$$

Przekształcając zgodnie z powyższymi wzorami równanie (6.16) otrzymujemy:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{x1} + \nu_a \, \varepsilon_{y2} = \frac{\sigma_{x1}}{E_a} + \nu_a \frac{\nu_c \sigma_{x1} r}{E_a} = \frac{\sigma_{x1}}{E_a} \left(1 + \nu_a \, \nu_c \, r \right) \tag{6.24}$$

a zatem:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{x1} (1 + \nu_a \ \nu_c \ r). \tag{6.25}$$

Wartość współczynnika rozszerzalności poprzecznej płaszcza stalowego w elemencie ruro-betonowym ściskanym oznaczono symbolem ν_a' i wynosi ona:

$$\nu_a' = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{x1}(1+\nu_s\nu_b r)} \tag{6.26}$$

co po podstawieniu wzorów (6.17) i (6.23) i przekształceniach daje:

$$\nu_a' = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = \frac{\nu_a\varepsilon_{x1}+\varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{x1}(1+\nu_a\nu_c r)} = \frac{\nu_a\varepsilon_{x1}+\nu_c\varepsilon_{x1}r}{\varepsilon_{x1}(1+\nu_a\nu_c r)} = \frac{\nu_a+\nu_c r}{1+\nu_a\nu_c r} \tag{6.27}$$

Ostateczne współczynnik rozszerzalności poprzecznej płaszcza stalowego w elemencie ściskanym typu CFST z uwzględnieniem ciśnienia betonu przedstawia się wzorem:

$$\nu_a' = \frac{\nu_a+\nu_c r}{1+\nu_a\nu_c r} \tag{6.28}$$

ν_a' – współczynnik rozszerzalności poprzecznej płaszcza stalowego w elemencie ruro-betonowym ściskanym,

podczas gdy współczynnik rozszerzalności poprzecznej stali:

$$\nu_a = \frac{\varepsilon_{y1}}{\varepsilon_{x1}} = 0{,}3. \tag{6.29}$$

W zależności od poziomu obciążenia, ν_c zwiększa się od wartości 0,15 jak wynika z badań, do 0,5 w momencie zniszczenia betonu. W zależności od ν_c obliczono z wyprowadzonego wzoru przewidywane wartości ν_a':

dla rury o grubości 5 mm, r = 79,15mm = 0,07915m:

$\nu_c = 0{,}15$ $\quad \nu_a' = \dfrac{0{,}3+0{,}15*0{,}07915}{1+0{,}3*0{,}15*0{,}07915} = 0{,}311,$

$\nu_c = 0{,}2$ $\quad \nu_a' = \dfrac{0{,}3+0{,}2*0{,}07915}{1+0{,}3*0{,}2*0{,}07915} = 0{,}314,$

$\nu_c = 0{,}3$ $\quad \nu_a' = \dfrac{0{,}3+0{,}3*0{,}07915}{1+0{,}3*0{,}3*0{,}07915} = 0{,}321,$

$\nu_c = 0{,}4$ $\quad \nu_a' = \dfrac{0{,}3+0{,}4*0{,}07915}{1+0{,}3*0{,}4*0{,}07915} = 0{,}329,$

$\nu_c = 0{,}5$ $\quad \nu_a' = \dfrac{0{,}3+0{,}5*0{,}07915}{1+0{,}3*0{,}5*0{,}07915} = 0{,}336,$

dla rury o grubości 10 mm, r = 74,15mm = 0,07415m:

$$\nu_c = 0{,}15 \qquad \nu_a' = \frac{0{,}3 + 0{,}15 * 0{,}07415}{1 + 0{,}3 * 0{,}15 * 0{,}07415} = 0{,}310,$$

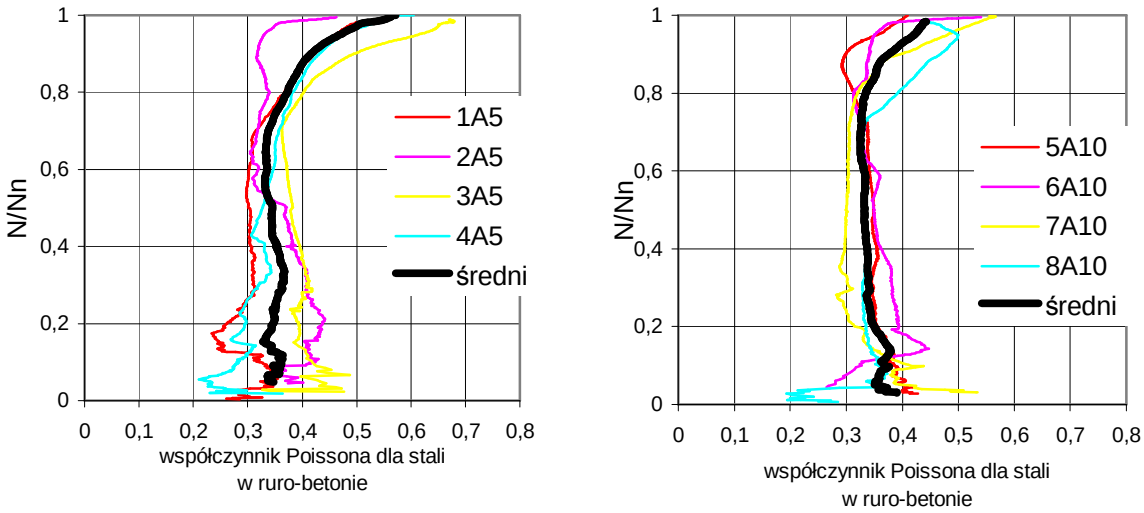
$$\nu_c = 0{,}2 \qquad \nu_a' = \frac{0{,}3 + 0{,}2 * 0{,}07415}{1 + 0{,}3 * 0{,}2 * 0{,}07415} = 0{,}313,$$

$$\nu_c = 0{,}3 \qquad \nu_a' = \frac{0{,}3 + 0{,}3 * 0{,}07415}{1 + 0{,}3 * 0{,}3 * 0{,}07415} = 0{,}320,$$

$$\nu_c = 0{,}4 \qquad \nu_a' = \frac{0{,}3 + 0{,}4 * 0{,}07415}{1 + 0{,}3 * 0{,}4 * 0{,}07415} = 0{,}327,$$

$$\nu_c = 0{,}5 \qquad \nu_a' = \frac{0{,}3 + 0{,}5 * 0{,}07415}{1 + 0{,}3 * 0{,}5 * 0{,}07415} = 0{,}333.$$

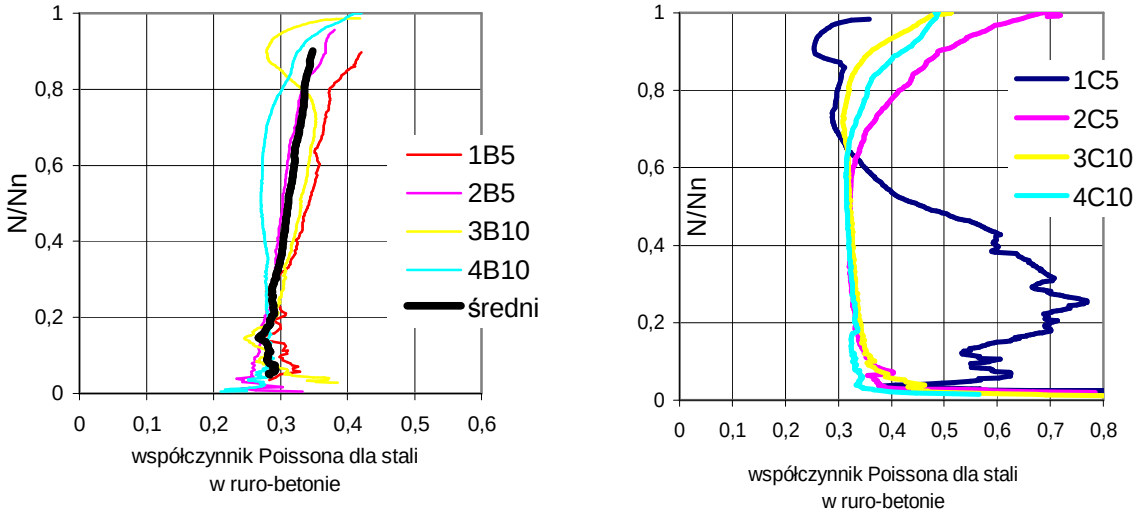
Rzeczywiste wartości współczynnika rozszerzalności poprzecznej rury w elementach ruro-betonowych przedstawiono na rysunkach (6.62÷6.64) w zależności od poziomu obciążenia N/N_n. Na zamieszczonych wykresach $\nu_a' = \varepsilon_y / \varepsilon_x$ gdzie ε_y – odkształcenia poprzeczne płaszcza stalowego, średnie z pomiarów na trzech poziomach wysokości słupa, ε_x – odkształcenia podłużne średnie.



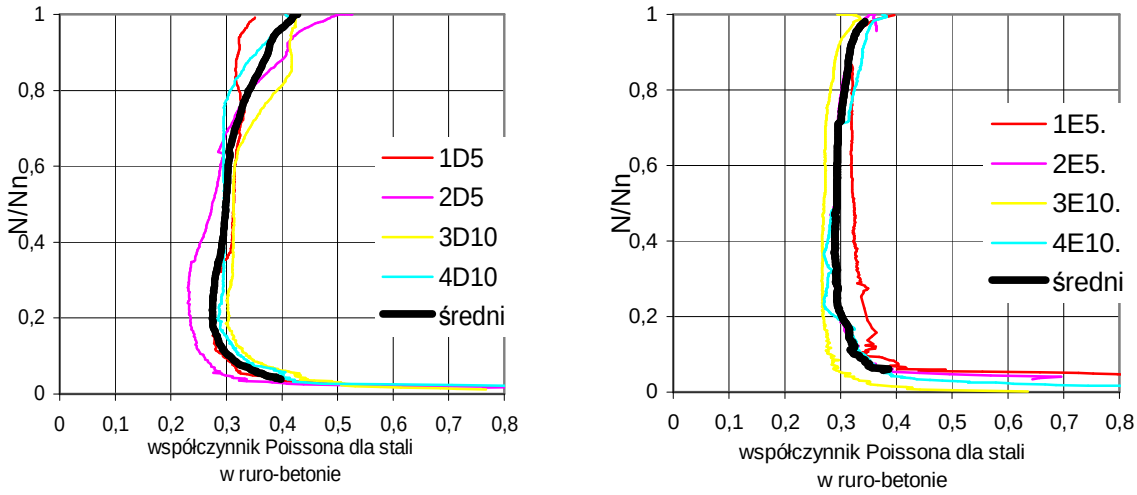
Rys. 6.62. Elementy serii A, współczynnik rozszerzalności poprzecznej rury.

Zgodnie z obliczeniami nie ma znacznej różnicy pomiędzy współczynnikami rozszerzalności poprzecznej rury stalowej w zależności od grubości ścianki. Rzeczywiste wartości tego współczynnika są zazwyczaj większe od wartości 0,3 lecz jego przebieg wraz ze wzrostem poziomu obciążenia jest dość przypadkowy. Współczynnik ν_a' przyjmuje większe wartości dla elementów serii A gdzie beton wypełniający jest bardziej rozszerzalny i wynosi od 0,3 do 0,4 w zakresie do 80 % obciążenia niszczącego, a później rośnie w zależności od elementu do około 0,5÷0,6. W pozostałych elementach jego wartość oscyluje

wokół 0,3 i zwiększa się w zakresie ponad 80 % obciążenia niszczącego do średnio około 0,4 i tylko w elementach serii C do ponad 0,5.



Rys. 6.63. Elementy serii B i C, współczynnik rozszerzalności poprzecznej rury.



Rys. 6.64. Elementy serii D i E, współczynnik rozszerzalności poprzecznej rury.

Najmniejszy nacisk na rurę, jak widać na rysunkach, wywierał beton lekki wypełniający rury w serii E. Tutaj nawet przy obciążeniach niszczących, po uplastycznieniu stali, wartość ν_a' rośnie nieznacznie.

Brak pełnej zgodności wartości ν_a' obliczonej teoretycznie i rzeczywistej łatwo wyjaśnić na przykładzie rys. 6.63, na którym element 1C5 ma inny przebieg tej wartości od pozostałych elementów. W elemencie tym przypadek spowodował powstanie niezamierzonego dużego mimośrodu przy ściskaniu o wartości równej promieniowi rury. Teoretyczne obliczenia zakładają tylko ściskanie rury bez udziału zginania. Wpływ zginania

spowodowany mimośrodowym ściskaniem lub większymi lokalnymi imperfekcjami powoduje zwiększanie się rozszerzalności poprzecznej rury i zmianę wartości ν_a'.

Mając zmierzone odkształcenia poprzeczne rury stalowej możemy obliczyć ciśnienie betonu wywierane na powłokę stalową. Z równowagi sił przedstawionych na rys.3.3 pomiędzy ciśnieniem bocznym na beton a naprężeniem rozciągającym obwodowo rurę stalową wynika wzór (3.61) stosowany w normach japońskich:

$$б_r = \frac{2_s t}{D - 2_s t}{}_s\sigma_\theta \quad (3.61)$$

Przyjmując oznaczenia zastosowane w tym rozdziale:

$б_r$ = p – ciśnienie betonu na powłokę stalową, naprężenia poprzeczne w betonie,

$_s б_\theta = \sigma_y$ - naprężenia poprzeczne w stali, rozciągające rurę obwodowo,

D – średnica zewnętrzna rury,

t – grubość ścianki rury,

można zapisać:

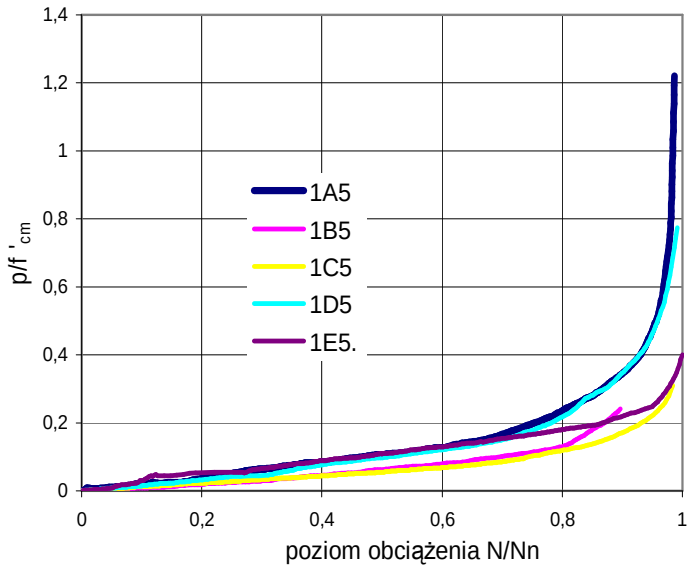
$$p = \frac{2t}{D - 2t}\sigma_y . \quad (6.30)$$

Ponieważ E_a = 210000 MPa, $\sigma_y = 210000 \cdot \varepsilon_y$ [MPa], to zgodnie ze wzorem (6.30) ciśnienie betonu na rurę:

dla rury o t = 5 mm $p = 13265{,}95\ \varepsilon_y$,

dla rury o t = 10 mm $p = 28320{,}97\ \varepsilon_y$,

gdzie ε_y – odkształcenia poprzeczne średnie (z trzech poziomów pomiarów) rury stalowej.



Rys. 6.65. Poziom ciśnienia w betonie dla wszystkich serii w elementach o t = 5 mm.

Na wykresie rysunku 6.65 przedstawiono wartość poziomu naprężeń poprzecznych w betonie p/f'_{cm} w zależności od poziomu obciążenia elementu N/N_n. Poziom naprężeń obwodowych w betonie jest odniesiony do wytrzymałości średniej betonu mierzonej w momencie obciążania elementów badawczych.

Jak widać największy poziom ciśnienia (naprężeń poprzecznych) panuje w betonie serii A (klasy C30/37 – na kruszywie otoczakowym). Wynosi on 120% wytrzymałości średniej tego betonu na ściskanie jednoosiowe. Ten sam beton elementu 1A5 w kierunku podłużnym przenosił 150 % swojej średniej wytrzymałości (tuż przed zniszczeniem), rys. 6.53. Beton serii D klasy C25/30 na kruszywie otoczakowym, również o niskim module sprężystości jak beton serii A uzyskał drugą w kolejności wartość ciśnienia rzędu 80% wytrzymałości tego betonu na ściskanie. Wynikające z pomiaru odkształceń poprzecznych stali ciśnienie betonu serii C jest nieduże i sięga tylko 30 % wytrzymałości tego betonu na ściskanie. Około 20 % wzrost nośności elementów typu CFST w serii C jest jak widać w niewielkim stopniu spowodowany wzrostem nośności betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych.

Analizując otrzymane dane o wartości ciśnienia betonu na powłokę stalową, przeliczono podobnie jak w pracy [2] w odniesieniu do słupów zespolonych typu CFST, przyrost wytrzymałości betonu trójosiowo ściskanego.

Za wzorami (3.78) i (3.88) z literatury radzieckiej i wzorem (3.59) z literatury japońskiej zapiszemy:

$$f'_{cc} = f'_c + k \cdot p \qquad (6.31)$$

k = 4 − współczynnik bocznego ciśnienia,

f'_{cc} – wytrzymałość betonu trójosiowo ściskanego,

f'_c – wytrzymałość betonu przy jednoosiowym ściskaniu.

po przekształceniach: $\Delta f'_c = f'_{cc} - f'_c = k \cdot p$, oraz po podzieleniu przez f'_{cm}, otrzymamy:

$$\Delta f'_c / f'_{cm} = k \cdot p/f'_{cm} \qquad (6.32)$$

dla betonu elementu 1A5 : $p/f'_{cm}=1{,}2$, a więc dla k=4 - $\Delta f'_c / f'_{cm} = 4{,}8$.

Zgodnie z obliczeniami wg wzoru (6.31) otrzymalibyśmy prawie 5-krotny przyrost wytrzymałości betonu trójosiowo ściskanego w porównaniu do betonu w jednoosiowym stanie naprężenia. Nie ma to żadnego potwierdzenia w rzeczywistej nośności przykładowo obliczonego elementu 1A5 gdzie $\Delta f'_c / f'_{cm} = 0{,}5$. U M. Abramskiego dla jego wartości $p/f_{cm} = 0{,}2$, 1,8-krotny przyrost wytrzymałości także wydał się niemożliwy [2]. W moich

badaniach takie przeliczenie prowadzi do wątpliwości co do stosowalności wzoru $f_{cc} = f_c + k\,p$ ze współczynnikiem k = 4. Nośność elementów typu CFST w oparciu o ten wzór jest podstawą obliczeń L. Łukszy w literaturze radzieckiej. Wartość współczynnika k szacowana jest tam dość szeroko, w granicach $3 \leq k \leq 10$, przy czym nośność słupów ruro-betonowych obliczana wg wzorów L. Łukszy (por. tabl. 6.2 i 6.3) jest znacznie zawyżona w stosunku do uzyskanej w badaniach oraz obliczonej z warunków normowych. Także w normach japońskich AIJ pojawia się wzór dla szacowania granicznej nośności słupów typu CFST, z wartością k = 4,1. Normy japońskie przewidują zastosowanie wzoru (3.59) dla słupów o smukłości $l/D \leq 4$, badane słupy mają wartość $l/D = 8{,}9$.

Przeliczanie nośności trójosiowo ściskanego betonu przy użyciu tego współczynnika, dla słupów o smukłości $l/D > 4$ i obciążeń krótkotrwałych, jak to wystąpiło w badaniach, wydaje się być nieuzasadnione.

Także szacowanie wytrzymałości betonu trójosiowo ściskanego przy pomocy wzoru używanego w obliczeniach słupów uzwojonych (wzór 3.5) prowadziłoby w elemencie 1A5 do uzyskania wartości $\Delta f'_c / f'_{cm} = 2{,}7$. Badania doraźne słupów zespolonych, jak się wydaje, nie pozwolą uzyskać tak dużego przyrostu nośności betonu.

6.7. Wpływ skurczu i pełzania betonu

Wykonane badania dotyczyły obciążeń doraźnych, stąd też nie uwzględniano w nich wpływu pełzania, ani w odniesieniu do próbek betonowych ani w odniesieniu do betonu wypełniającego elementów badawczych. Analiza teoretyczna zagadnienia prowadzi do wniosku, że pełzanie może wpływać korzystnie na nośność elementów typu CFST z powodu lepszej współpracy betonu ze stalą przez zwiększanie się tzw. efektu ograniczenia.

Z dotychczasowej analizy pracy betonu w elementach typu CFST wynika, że duże znaczenie ma wartość współczynnika sprężystości betonu. Niska wartość modułu sprężystości świadczy o dużej odkształcalności betonu i wpływa na dobrą współpracę betonu z rurą w ściskanym słupie ruro-betonowym. Odkształcalność betonu zmienia się z czasem, pod wpływem obciążeń długotrwałych. Pełzanie betonu wyraża się między innymi poprzez zmniejszanie się wartości jego modułu sprężystości przy jednoosiowym obciążeniu w zależności od różnych czynników średnio około 2-3 krotnie. Współczynnik pełzania betonu φ zmniejsza się wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu i wieku betonu w chwili obciążenia. Dla elementów typu CFST wydaje się być korzystna duża wartość współczynnika pełzania, a więc np. przykładanie obciążenia stałego we wczesnym stadium dojrzewania betonu.

Zjawisko skurczu betonu ma mniejsze znaczenie w badanych elementach niż w żelbecie. Skurcz związany z wysychaniem może pojawić się tylko w ograniczonym zakresie, w części betonu stykającej się z powietrzem. W rzeczywistych konstrukcjach typu CFST takiego styku może nie być wcale. Jedyny skurcz jaki wówczas należy uwzględnić to skurcz autogeniczny zachodzący w pierwszym okresie tężenia betonu.

Skurcz zachodzący w betonie wywołuje powstawanie podłużnych naprężeń ściskających w rurze stalowej, natomiast więzy spowodowane przyleganiem betonu do rury stalowej wywołują powstawanie w betonie podłużnych naprężeń rozciągających. W efekcie, zanim zostanie przyłożone obciążenie do elementów badawczych zarówno w betonie jak i w stali pojawiają się początkowe naprężenia podłużne, które można przeliczyć na początkową siłę rozciągającą wywołaną skurczem działającą na betonową część przekroju poprzecznego N_{cs} , oraz początkową siłę ściskającą działającą na stalową część przekroju N_{as}.

Do obliczeń odkształceń skurczowych betonu przydatne jest posługiwanie się tak zwanym modułem powierzchniowym elementu μ według [25]:

$$\mu = u_c / v_c \; [m^{-1}] \tag{6.33}$$

gdzie: u_c – powierzchnia betonu wystawiona na wymianę wilgoci z otoczeniem,

v_c – objętość betonu.

Analizowane elementy badawcze mają moduł powierzchniowy o wartości:

$$\text{м} = \pi r^2 / \pi r^2 L = 1/L = 1/1{,}50 = 0{,}67\ [m^{-1}]. \qquad (6.33)$$

Zależność między miarodajnym wymiarem przekroju elementu h_0 [mm] według wzoru (4.18), a modułem powierzchniowym м może być określona wzorem [25]:

$$h_0 = 2 / \text{м}\ [m] \qquad (6.34)$$

co dla badanych elementów ruro-betonowych daje wartość h_0 = 3,0 [m].

Próbki betonowe badane na oznaczenie wartości odkształceń skurczowych miały wartość h_0 = 50 mm. Przy pomocy wymiaru h_0 wyznacza się wartość odkształceń skurczowych od wysychania. Występuje on we wzorach normowych na określenie funkcji przyrostu skurczu w czasie β_{ds} (wzory 4.12, 4.14). Skurcz jaki należy uwzględnić w obliczeniach elementów badawczych to skurcz autogeniczny ε_{ca} [‰] podany w tablicy 4.30 rozdziału 4.5.3 oraz część skurczu od wysychania dla obliczonej wyżej wartości h_0 = 3000 [mm]. Odkształcenia skurczowe, które wywołują naprężenia początkowe w elementach badawczych, oraz wielkości pomocnicze do obliczeń, zestawiono w tablicy 6.7.

Odkształcenia skurczowe w elementach ruro-betonowych. Tablica 6.7

Beton	t-t_s [dni]	ε_{ca}[‰]	$\varepsilon_{csd,\infty}$ [‰]	$\beta_{ds}(t\text{-}t_s)$ EC2	$\beta_{ds}(t\text{-}t_s)$ PN	ε_{cd} [‰] EC2	ε_{csd} [‰] PN	ε_{cs} [‰] PN
A	98	0,043	1,011	0,015	0,0176	0,0106	0,0178	0,061
B	73	0,041	0,718	0,011	0,0152	0,0055	0,0109	0,052
C	218	0,107	0,403	0,032	0,0263	0,0090	0,0106	0,118
D	183	0,035	0,837	0,027	0,0241	0,0158	0,0202	0,055
E	160	0,035	1,099	0,024	0,0225	0,0185	0,0245	0,060

k_h = 0,7 według tablicy 4.27.

Końcowe odkształcenia skurczowe betonów od wysychania $\varepsilon_{csd,\infty}$ uwzględnione w tablicy 6.7 to nominalna wartość skurczu betonu z badań próbek betonowych zapisana w tablicy 4.28 $\varepsilon_{cs,\infty}$ pomniejszona o odkształcenia od skurczu autogenicznego ε_{ca}.

Naprężenia podłużne w stalowej części przekroju poprzecznego elementów ruro-betonowych obliczamy zgodnie ze wzorem podanym przez K. Flagę [25]:

$$\sigma_{as} = \varepsilon_{cs} E_a (1-\alpha_3) k_3 \qquad (6.35)$$

naprężenia podłużne w betonowej części przekroju poprzecznego według wzoru:

$$\sigma_{cs} = \varepsilon_{cs} E_{cm} \alpha_3 k_3 \tag{6.36}$$

gdzie:

$$\alpha_3 = \frac{n_0 \mu_0}{1 + n_0 \mu_0}, \quad n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}, \quad \mu_0 = \frac{A_a}{A_c} \tag{6.37}$$

$$k_3 = \frac{1}{1 + 0{,}8 \alpha_3 \varphi(\infty, t_0)} \tag{6.38}$$

$\varphi(\infty, t_0)$ – współczynnik pełzania.

Siła początkowa, wywołana skurczem, ściskająca część stalową przekroju poprzecznego elementu ruro-betonowego obliczana jest ze wzoru:

$$N_{as} = \sigma_{as} A_a = \varepsilon_{cs} E_a (1-\alpha_3) k_3 A_a. \tag{6.39}$$

Siła początkowa rozciągająca betonową część przekroju:

$$N_{cs} = \sigma_{cs} A_c = \varepsilon_{cs} E_{cm} \alpha_3 k_3 A_c. \tag{6.40}$$

Wartości sił początkowych w badanych seriach zestawiono w tablicy 6.8.

Obciążenie od skurczu w elementach ruro-betonowych. Tablica 6.8

Serie	t [mm]	n_0	A_a [mm^2]	A_c [mm^2]	μ_0	α_3	k_3	N_{as} [kN]	N_{cs} [kN]
A	5	9,91	2565,1	19681,2	0,13	0,564	0,491	7,0	7,0
	10		4973,1	17273,2	0,29	0,740	0,423	7,0	7,0
B	5	6,18	2565,1	19681,2	0,13	0,446	0,549	8,5	8,5
	10		4973,1	17273,2	0,29	0,640	0,459	9,0	9,0
C	5	4,88	2565,1	19681,2	0,13	0,389	0,583	22,6	22,6
	10		4973,1	17273,2	0,29	0,584	0,482	24,7	24,7
D	5	8,71	2565,1	19681,2	0,13	0,532	0,505	7,0	7,0
	10		4973,1	17273,2	0,29	0,715	0,432	7,1	7,1
E	5	10,50	2565,1	19681,2	0,13	0,578	0,485	6,6	6,6
	10		4973,1	17273,2	0,29	0,751	0,420	6,5	6,5

W obliczeniach przyjęto wartość φ = 2,3 według [63] dla betonu w otoczeniu o wilgotności 76÷99 %, przy założeniu obciążenia skurczem przyłożonego po 7 dniach. Jak wynika z tabl. 6.8 obciążenie skurczem jest pomijalnie małe, w stosunku do sił które przenosi stal i beton w momencie zniszczenia elementu zespolonego typu CFST. W elementach serii C wypełnionych betonem wysokiej wytrzymałości o najwyższej wartości odkształceń od skurczu autogenicznego betonu wpływ ten jest najwyższy i wynosi około 2,5 % obciążenia niszczącego. Analizę rozdziału obciążenia osiową siłą ściskającą przenoszoną przez stalową N_a i betonową N_c część przekroju poprzecznego można skorygować ze względu na wpływ skurczu zmniejszając siłę przenoszoną przez beton o wartość N_{cs} z równoczesnym zwiększeniem siły przenoszonej przez stal o wartość N_{as} . Powyższe obliczenia sugerują, że istnieje pewna różnica sił na długości rury gdyż, wystąpienie pełnych wartości sił N_{as} i N_{cs} następuje w pewnej odległości od czoła rury uwarunkowanej długością strefy zakotwienia kurczącego się betonu w ściankach rury.

6.8. Mimośród obciążenia

W założeniach przyjętych do realizacji badań przewidziano ściskanie elementów badawczych osiową siłą ściskającą. Jest to sytuacja idealna i niemożliwa do uzyskania w realnych warunkach. Niedokładności w wykonaniu rur, sposób przycięcia rur na elementy badawcze, centrowanie elementów w maszynach wytrzymałościowych, niejednorodność betonu w przekroju itp., spowodowały powstanie niezamierzonego mimośrodu przypadkowego.

Pomiary odkształceń podłużnych elementów w trzech punktach na obwodzie umożliwiają obliczenie powstałego mimośrodu przypadkowego.

W zakresie odkształceń sprężystych wartość mimośrodu można obliczyć przy pomocy prostych wzorów [33]. Rysunek 6.66 przedstawia wartości odkształceń podłużnych elementu ściskanego podłużną siłą ściskającą N.

Mimośród przypadkowy e powoduje zginanie elementu momentem o wartości M = N e. Wielkości na rysunku to:

ε_x – odkształcenie podłużne średnie,

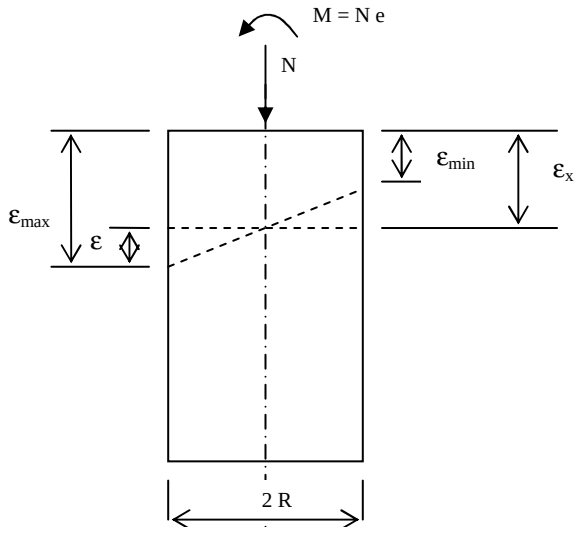
ε_{min} – odkształcenie podłużne minimalne,

ε_{max} –odkształcenie podłużne maksymalne,

ε - odkształcenie od zginania,

e – mimośród,

R – promień zewnętrzny przekroju rury stalowej.



Rys. 6.66. Odkształcenia ściskanego elementu ruro-betonowego.

Naprężenia od zginania:

$$\sigma = E\,\varepsilon = M/W = Ne/W. \qquad (6.41)$$

Dla przekroju okrągłego wskaźnik wytrzymałości na zginanie:

$$W = J/R \qquad (6.42)$$

$J = \pi D^4/64$, $A = \pi D^2/4$, $J = A R^2/4$ a więc wskaźnik wytrzymałości:

$$W = A R/4. \qquad (6.43)$$

Ponieważ $E\,\varepsilon = N e/W$, więc mimośród możemy obliczyć z zależności:

$$e = \frac{E\varepsilon W}{N} = \frac{E\varepsilon AR}{4N}. \qquad (6.44)$$

Podstawiając do wzoru (6.44) wartość odkształceń podłużnych elementu od samego zginania $\varepsilon = \varepsilon_{max} - \varepsilon_x$, oraz zależność między średnimi odkształceniami podłużnymi a osiową siłą ściskającą $N = E\,\varepsilon_x\,A$ otrzymamy:

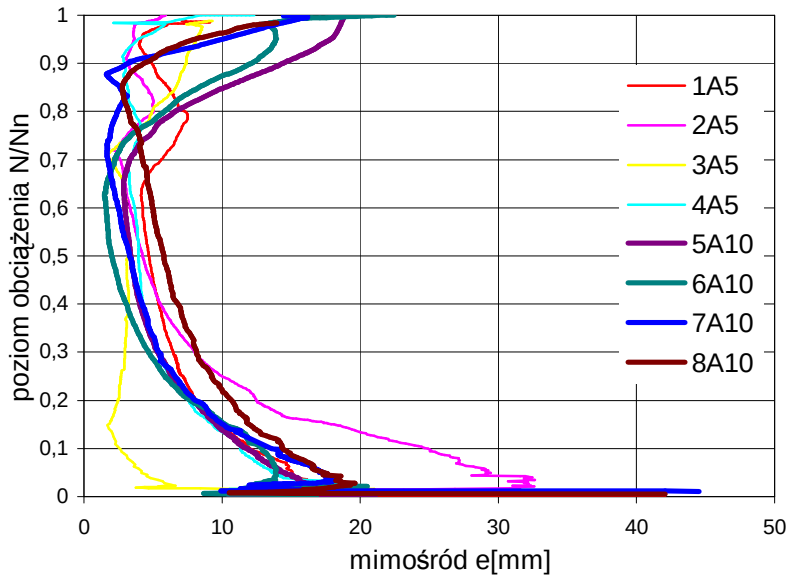
$$e = \frac{E(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_x)AR}{4E\varepsilon_x A} \tag{6.45}$$

skąd:

$$e = \frac{(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_x)R}{4\varepsilon_x}. \tag{6.46}$$

Jak widać z zależności (6.46) wartość mimośrodu w zakresie sprężystym zależy tylko od wartości odkształceń podłużnych i promienia ściskanego przekroju.

Korzystając z tego wzoru obliczono mimośród przypadkowy, który wystąpił w elementach badawczych.

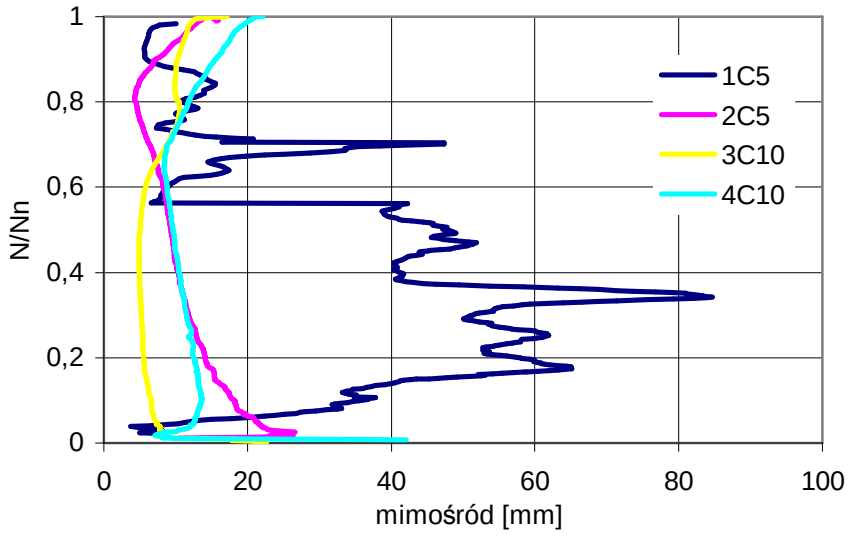


Rys. 6.67. Mimośród przypadkowy w elementach serii A.

Jak widać na rysunku 6.67 dzięki łożyskom centrującym uzyskano minimalny mimośród przypadkowy na poziomie obciążenia o wartości między 30 - 80 % obciążenia niszczącego, nie przekraczający 8 mm, $e \leq 0{,}05\ D$ (wartości średnicy zewnętrznej przekroju). Większy mimośród w początkowym okresie obciążenia jest wynikiem niedokładności w wykonaniu elementów i maleje ze wzrostem obciążenia. Na ponad 80 % poziomie obciążenia widać różnicę pomiędzy elementami cienkościennymi i grubościennymi. W elementach o t = 10 mm mimośród rośnie i jest to też widoczne w sposobie zniszczenia tych elementów w zasadzie z powodu utraty stateczności ogólnej poprzez coraz większe wygięcie elementu. Elementy o

t = 5 mm niszczą się częściej poprzez utratę stateczności miejscowej ścianki rury. Jest to widoczne w zwiększaniu się wartości mimośrodu od poziomu około 70 % wartości obciążenia niszczącego, lecz w zasadzie powyżej 80 % obciążenia niszczącego nie uzyskuje się już jego zwiększenia.

Na rysunku 6.68 pokazano mimośród przypadkowy jaki wystąpił w elemencie 1C5. Mimośród ten został obliczony z odkształceń podłużnych mierzonych w połowie długości elementu. Maksymalna wartość mimośrodu e_{max} = 84,7 mm świadczy o złym zamocowaniu elementu w maszynie wytrzymałościowej i przekazywaniu obciążenia ściskającego na ściankę rury w odległości równej promieniowi przekroju poprzecznego.



Rys. 6.68. Mimośród przypadkowy w elementach serii C.

Jak widać z przedstawionych wcześniej analiz wpływ tak dużego mimośrodu obciążenia w elemencie 1C5 w stosunku do pozostałych elementów badawczych nie spowodował niekorzystnych skutków: nośność – 2780 kN, o 100 kN mniej niż zbliżony element 2C5 wykonany z mocniejszej stali (2880 kN) , nie odbiegająca od pozostałych elementów serii C efektywność betonu wypełniającego rzędu σ_c/f'_{cm} = 1,25 czyli 25% wzrostu wytrzymałości betonu ponad średnią wartość. Pojawienie się zginania w dobrze dobranym przekroju CFST nie spowodowało zatem wyraźnej utraty jego walorów, efektywnej współpracy betonu i stali.

7. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych w niniejszej pracy badań i analiz można sformułować następujące wnioski:

1. Dwie główne tezy pracy można uznać za udowodnione.

   Dowód tezy I przejawia się między innymi w ocenie współpracy betonu i stali przeprowadzonej w punkcie 6.2 pracy, z której wynika, że z uwagi na zróżnicowane wartości współczynnika Poissona betonu i stali do pewnego poziomu obciążenia utożsamianego z naprężeniem krytycznym σ_{cr} powstaje szczelina o wartościach wyrażonych w mikrometrach rzędu s_z = 4÷120 μm. Tak mała wartość rozwarcia szczeliny znajdująca się w zasięgu oddziaływań międzycząsteczkowych nie musi oznaczać, że beton traci przyczepność do rury. W końcowej fazie obciążenia (od około 0,7÷0,8 N/N_n , N_n – obciążenia niszczącego) ujawniła się praca betonu w trójosiowym stanie naprężenia spowodowana jego destrukcją naprężeniową (po przekroczeniu naprężeń σ_{cr}); wówczas w zdegradowanym betonie rośnie wartość współczynnika Poissonaa, aż do osiągnięcia wartości zgodnej z wartością współczynnika dla stali ($\nu_c = \nu_a = 0{,}3$) a nawet większej, co wykazano w punkcie 6.6 analizy. Parcie betonu na ścianki rury w tym zakresie obciążeń powoduje jej dodatkowe rozciąganie obwodowe i wzrost współczynnika Poissona stali w ruro-betonie do wartości około $\nu'_a = 0{,}35$. Oznacza to, że maksymalna wartość tego współczynnika dla betonu nie przekroczyła wartości $\nu'_a = 0{,}35$, co jest mniejsze od $\nu_{cmax} = 0{,}5$, a więc nie doszło w momencie zniszczenia do totalnej destrukcji betonu. Beton cisnący na rurę powodował w wielu przypadkach zabezpieczenie jej przed lokalną utratą stateczności.

   O pracy betonu w trójosiowym stanie naprężenia w końcowej fazie obciążenia (powyżej 0,7 N/N_n) świadczy również wysoka efektywność wykorzystania betonu w badanych elementach ruro-betonowych w seriach A i C oszacowana w punkcie 6.4 analizy. W innych seriach efektywność ta σ_c/f'_{cm} nie przekroczyła wartości 1,0 co świadczyłoby o przewadze procesów destrukcyjnych w betonie nad pozytywnym efektem przyrostu jego wytrzymałości w trójosiowym stanie naprężenia. W elementach serii E z lekkim betonem konstrukcyjnym na kruszywie keramzytowym współczynnik Poissona w betonie nie osiągnął przed zniszczeniem wartości 0,3 (por.

rys. 4.15.) i nie zaznaczyła się w tych elementach współpraca między betonem i stalą aż do momentu zniszczenia.

2. Dowód tezy II znajduje się głównie w punkcie 6.3 analizy. Z przytoczonych tam wykresów widać wyraźnie jak przedstawia się udział sił przenoszonych przez beton i stal w elementach ruro-betonowych w funkcji rodzaju i klasy betonu oraz gatunku stali i grubości ścianki elementu CFST. Z wykresów widać, że po początkowym okresie dopasowywania się przyłożonego obciążenia do rury i betonu następuje pewna stabilizacja w rozdziale siły na stal N_a/N i na beton N_c/N jednak z pewną tendencją do zmniejszania się siły przenoszonej przez beton wraz ze wzrostem obciążenia. Zmiana sytuacji następuje dopiero (w niektórych przypadkach) w momencie gdy beton zaczyna współpracować z rurą. Charakterystycznym jest to, że największe nośności osiągnęły elementy ruro-betonowe, w których doszło do mniej więcej równego rozdziału sił pomiędzy beton i stal. Zaistniało to w elementach serii A o grubości ścianki 5mm i przy klasie betonu C30/37, ale na kruszywie otoczakowym o niskim module sprężystości.

   Podobnie korzystne rezultaty uzyskano dla elementów serii C przy grubości ścianki rury 10 mm, klasie betonu C55/67 i wysokim module sprężystości. W obu tych seriach siła niszcząca okazała się o około 20 % wyższa od nośności obliczeniowej. Świadczy to dowodnie o wpływie wyżej wymienionych parametrów na nośność elementów ruro-betonowych.

   Duża dysproporcja między nośnością części stalowej a nośnością części betonowej (z dużą przewagą nośności stali) jak to miało miejsce w elementach serii D i E prowadzi do wcześniejszej utraty stateczności stali i zniszczenia elementów z powodu wyboczenia, bez uzyskania dodatkowej nośności spowodowanej zespoleniem betonu i stali.

3. Powyższe spostrzeżenia nie oznaczają, że w każdym przypadku badawczym uzyskano jednoznaczny pogląd na kwestię współpracy stali i betonu w badanych elementach. Zagadnienia te szczegółowo przeanalizowano z różnych punktów widzenia w punkcie 6. niniejszej pracy. Z analiz tych wynika m.in. różny poziom obciążenia, przy którym dochodzi do destrukcji naprężeniowej betonu. Różny wpływ tej destrukcji na nośność części betonowej elementu ruro-betonowego. Raz pozytywny, przejawiający się w zwiększeniu nacisku poprzecznego na rurę i pracę betonu w trójosiowym stanie naprężenia. Innym razem w nie osiągnięciu w betonie naprężeń f'_{cm} jak przy jednoosiowym ściskaniu. Zależało to w dużym stopniu od grubości ścianki rury, od jej

podatności na lokalną, czy ogólną utratę stateczności, od istnienia lub nie istnienia mikroszczelin na styku rury i betonu. Dzięki zastosowaniu w badaniach zróżnicowanych betonów tak pod względem jakości jak i klas wytrzymałości można było te zjawiska dość wyraźnie wychwycić. Ważne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji ruro-betonowych jest to, że w zakresie obciążeń użytkowych istniejące wzory normowe dobrze odwzorowują współpracę obu materiałów składowych ruro-betonu oraz, że w zakresie tych obciążeń, beton zawsze przenosił większą część siły niż wynikałoby to z jego wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie. Daje to w stosunku do stali – relatywny zapas bezpieczeństwa, który może być wykorzystany (ciągliwość) przy nieprzewidzianych obciążeniach sejsmicznych czy parasejsmicznych.

4. W pracy stwierdzono, że znane europejskie opracowania normowe (por. punkt 3.2) dobrze oddają nośność elementów ruro-betonowych. Rozpatrywane elementy były elementami krępymi ($\bar{\lambda} \cong 0{,}4$) z punktu widzenia wyboczenia , co oznacza że praktycznie nie podlegały wyboczeniu (χ = 0,95÷0,96 wg EC4). Wyboczenie zaobserwowane w końcowej fazie obciążenia elementów próbnych należy przypisać lokalnemu uplastycznieniu stali spowodowanemu powstaniem mimośrodów przypadkowych, por. punkt 6.8.

   Przyjmując do wzorów normowych zamiast wartości obliczeniowych wartości charakterystyczne, ustalono że w większości badanych elementów siła niszcząca N_n równa się w przybliżeniu sumie nośności betonu w jednoosiowym stanie naprężenia i stali w jednoosiowym stanie naprężenia bez uwzględnienia jej osłabienia w wyniku utraty stateczności lokalnej lub ogólnej. Nośności wg wzorów normowych j.w. okazały się (z uwagi na $\bar{\lambda} \cong 0{,}4$) w przybliżeniu równe sumie nośności betonu i stali w jednoosiowych stanach naprężenia.

   Zawyżoną wartość nośności w stosunku do wzorów normowych (13÷22 %) wykazały tylko elementy serii A i C, które scharakteryzowano w punkcie 2 wniosków jako szczególnie korzystne przypadki. Reasumując można stwierdzić, że wzory na obliczanie nośności podane w normie europejskiej EC4, polskiej PN-91/B-03302 i niemieckiej DIN 18806 są dobrze sformułowane i mogą być w obliczeniach stosowane.

5. Podawane w literaturze radzieckiej, wzory na nośność krępych słupów ruro-betonowych dają znacznie zawyżone wartości siły niszczącej. Przyczyną jest prawdopodobnie przeszacowanie wartości współczynnika bocznego ciśnienia K,

przyjmowanego najczęściej na poziomie K = 4,0. Wzory te nie uwzględniają możliwości powstawania szczeliny na styku betonu i rury przy niższych od σ_{cr} obciążeniach i w świetle rezultatów niniejszej pracy nie mogą być zalecane.

6. W badanych elementach serii A, B, C, D zastosowano beton zwykły na kruszywach otoczakowych w serii A i D oraz łamanych bazaltowych w serii B i C. Niektóre z tych betonów pomimo uzyskania tej samej klasy wytrzymałości wykazały diametralnie różne wartości modułu sprężystości, np. w serii A – E_{cm} = 21,2 GPa, w serii B – E_{cm} = 34,0 GPa, przy czym w obu przypadkach był to beton klasy C30/37. Porównanie wartości sił niszczących elementy ruro-betonowe dla obu tych serii wskazało na istotną rolę modułu sprężystości betonu w jego współpracy ze stalą rury. Dużo lepszą współpracę uzyskano w tym przypadku dla betonu o niższym module sprężystości.

   Odwrotną relację zaobserwowano przy porównaniu nośności elementów serii B i C (w obu przypadkach beton na kruszywie łamanym bazaltowym). Tu znaczny przyrost nośności uzyskano w elementach z betonu o wysokiej wytrzymałości i wysokim module sprężystości (seria C, E_{cm} = 43 GPa, klasa betonu C55/67). Betony takie do wysokiego poziomu naprężenia pracują sprężyście, a ich destrukcja naprężeniowa rozpoczyna się na poziomie obciążenia $N/N_n \geq 0,8$.

7. W pracy starano się uchwycić również wpływ skurczu betonu w rurze na stan początkowego naprężenia.

   Oszacowano na podstawie badań własnych oraz obliczeń, że główny wpływ na wartość skurczu w badanych elementach miał tzw. skurcz autogeniczny związany z procesem wiązania i twardnienia betonu. Łączny skurcz (od wysychania i autogeniczny) mógł wywołać w badanych elementach siły ściskające rzędu 7÷25 kN w rurach i równe im co do wielkości siły rozciągające w betonie. Siły te stanowią około 0,6÷2,5 % sił występujących w stali i betonie w momencie zniszczenia badanych elementów, a więc praktycznie są pomijalnie małe. Mogą one mieć jednak pewien wpływ na rozkład sił pomiędzy betonem i stalą na wysokości badanych elementów, zwłaszcza przy niskich poziomach obciążenia zewnętrznego.

8. Ważną zaletą elementów ruro-betonowych jest ich znacznie podwyższona energia zniszczenia w stosunku zarówno do betonu jak i stali traktowanych oddzielnie (por. punkt 6.5 analizy i rys. 1.5). Zaleta ta okazuje się bardzo korzystna przy stosowaniu ruro-betonu jako ściskanych a nawet zginanych elementów konstrukcyjnych na

terenach sejsmicznych. Zaletę tę dostrzeżono w Japonii i Chinach gdzie dużą liczbę słupów w budynkach wysokich oraz ściskanych elementów kratownic w mostach wykonuje się z ruro-betonu.

8. Zakończenie

Przeprowadzone badania na elementach zespolonych typu CFST dały wiele interesujących wyników, dzięki dużemu zróżnicowaniu betonów zastosowanych do wypełnienia rur. Uzyskano je w badaniach doraźnych. Wydaje się, że dalszy postęp w wyjaśnianiu współpracy betonu z rurą na różnych poziomach obciążenia będzie można uzyskać w badaniach długotrwałych elementów CFST. Pełzanie betonu ograniczonego rurą może bowiem prowadzić do włączenia się betonu do współpracy z rurą już na niższym poziomie obciążenia i spowoduje wcześniej korzystną pracę betonu w trójosiowym stanie naprężenia. Wówczas może okazać się, że beton taki będzie lepiej współpracował z rurą o większej grubości ścianki.

9. Zastosowane oznaczenia

$\beta_{as}(t)$ – funkcja przyrostu skurczu autogenicznego betonu w czasie,
$\beta_{ds}(t)$ – funkcja przyrostu skurczu betonu od wysychania w czasie,
γ – masa objętościowa betonu,
γ_a , γ_c – współczynniki bezpieczeństwa stali, betonu,
δ – wskaźnik udziału stali,
λ – smukłość,
$\bar{\lambda}$ – smukłość względna,
χ – współczynnik redukcyjny do obliczania nośności słupa,
$\Delta\varepsilon$ – przyrost odkształcenia,
$\Delta\sigma$ – przyrost naprężenia,
σ_a – naprężenia w stali,
σ_c – naprężenia w betonie,
σ_{cr} – naprężenia krytyczne w betonie,
σ_i – naprężenia inicjujące w betonie,
ν_a – współczynnik Poissona stali,
ν_a' – współczynnik Poissona stali w ruro-betonie,
ν_c – współczynnik Poissona betonu,
ε_{ca} – skurcz betonu samoczynny, autogeniczny,
ε_{cd} – skurcz betonu od wysychania,
ε_{cs} – całkowity skurcz betonu,
ε_x – odkształcenia podłużne,
ε_y – odkształcenie poprzeczne
ε_{ya} – odkształcenie poprzeczne stali,
ε_{yc} – odkształcenie poprzeczne betonu,
φ – współczynnik pełzania betonu,
A_a – powierzchnia przekroju stali konstrukcyjnej (rury),
A_c – powierzchnia przekroju betonu,
A_s – powierzchnia przekroju stali zbrojeniowej,
A_{st} – pole przekroju pręta uzwojenia.
d – średnica wewnętrzna rury (oznaczenie używane w analizie),
d – średnica zewnętrzna rury w odniesieniu do cytowanych wzorów z Eurocodu 4,
D – średnica zewnętrzna rury,
d_{core} – średnica rdzenia betonowego objętego przez uzwojenie,
e – mimośród obciążenia,
e_{tot} – całkowita wartość mimośrodu,
E – energia zniszczenia,
E_a – moduł sprężystości stali,
E'_{cm} – średni sieczny moduł sprężystości betonu, z pomiarów tensometrem nasadowym,
E_{cm} – średni sieczny moduł sprężystości betonu,
$f'_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t', z kostki.
$f'_{cm,cyl} = f'_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t', z walca,
$f''_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t", z kostki.
$f''_{cm,cyl} = f''_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po czasie t", z walca,
f_c – wytrzymałość betonu na jednoosiowe ściskanie,
f_{cc} – wytrzymałość betonu trójosiowo ściskanego,
f_{ccd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu o ograniczonych odkształceniach poprzecznych ,
f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość jednoosiowa betonu (wg PN-B-3264),
f_{ci} – minimalna wytrzymałość walcowej próbki betonowej w serii,

$f_{ck,cube}$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie, z kostki,
$f_{ck,cyl} = f_{ck}$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie z walca,
$f_{cm,cube}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po 28 dniach, z kostki.
$f_{cm,cyl} = f_{cm}$ – wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po 28 dniach, z walca,
$f_{i,min} = R_{i\ min}$ – minimalna wytrzymałość kostkowej próbki betonowej w serii,
f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali,
f_{ym} – średnia granica plastyczności stali,
F_e – siła rozciągająca próbkę odpowiadająca granicy plastyczności stali,
F_m – siła rozciągająca próbkę odpowiadająca granicy wytrzymałości stali,
F_H – siła rozciągająca próbkę odpowiadająca granicy sprężystości stali,
h_0 – miarodajny wymiar przekroju elementu,
j – współczynnik redukcyjny j=1,1,
k=K – współczynnik bocznego ciśnienia,
J_a – moment bezwładności części stalowej przekroju poprzecznego,
J_c – moment bezwładności części betonowej przekroju poprzecznego
k_h – współczynnik zależny od miarodajnego wymiaru elementu h_0 , do obliczania skurczu betonu,
L – długość elementu,
l_0 – długość wyboczeniowa,
m – współczynnik efektywności ruro-betonu,
n – ilość elementów,
M – moduł powierzchniowy elementu,
N – osiowa siła ściskająca, aktualna siła ściskająca element badawczy w czasie wykonywania obciążenia,
N_0 – suma sił przenoszonych przez beton i stal przekroju zespolonego w stanie granicznym nośności stali i betonu,
N_a – osiowa siła ściskająca przenoszona przez stalową część przekroju poprzecznego,
N_c – osiowa siła ściskająca przenoszona przez betonową część przekroju,
N_n – rzeczywista siła niszcząca elementy badawcze,
p – ciśnienie betonu na wewnętrzną powierzchnię rury,
P_n – rzeczywista siła niszcząca przy badaniu walcowych próbek betonowych,
P_z – założona siła niszcząca przy badaniu walcowych próbek betonowych,
R – promień zewnętrznej powierzchni przekroju rury,
R_{bk} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie, oznaczenie wg PN,
r – promień wewnętrznej powierzchni przekroju rury,
s – szczelina pomiędzy stalą i betonem [‰],
s_n – skok uzwojenia,
s_w – szczelina względna,
s_z – szczelina pomiędzy stalą i betonem [μm],
t – grubości ścianki rury,
t’, t” – czas,
u – obwód przekroju próbki betonowej poddany działaniu powietrza,
W – wskaźnik wytrzymałości przekroju.

10. Literatura

[1] Abramski M.: Badania eksperymentalne słupów CFST pod kątem wytężenia i nośności. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Budownictwo z. 101/2003.

[2] Abramski M.: Badania eksperymentalne własności osiowo ściskanych słupów CFST. Praca doktorska, Politechnika Gdańska 2006.

[3] Bergmann R.: German Design Metod for Composite Columns with Concrete Filled Sections. ASCCS Seminar Innsbruck,18.09.1997. CFST. A Comparison of International Codes and Practices.

[4] Bęben D., Mańko Z., Kałuziński D.: Międzynarodowe sympozjum na temat konstrukcji rurowych w Madrycie. Inżynieria i Budownictwo nr 10/2003.

[5] Bradford M. A.: Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes. ACI Structural Journal, 3,4/1996.

[6] Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur. Arkady 2001.

[7] CEB-FIP Model Code 1990. Eurointernational Committee for Concrete. Thomas Telford, London 1993.

[8] Czarnecki L. i in.: Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz. PKN, Polski Cement, 2006.

[9] Czkwianianc A., Pawlica J., Ulańska D.: Skurcz i pełzanie betonów samozagęszczalnych. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych, zeszyt nr 12. Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej.

[10] Dawidowicz P.: Badania słupów z rur stalowych wypełnionych betonem ściskanych osiowo. Inżynieria i Budownictwo nr 1-4, 1982.

[11] DIN 18800 Teil 5, Stahlbauten, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Entwurf Februar 1997.

[12] DIN 18806 Teil 1, Verbundkonstruktionen, Verbundstützen, Beuth Verlag, Berlin, März 1984.

[13] Domański S.: Badania nośności osiowo ściskanych zespolonych elementów stalobetonowych. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1969.

[14] ENV 1994-1-1:1992 Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Zasady ogólne i reguły dla budynków. Wersja polska.

[15] Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buldings. English version. Revised final draft prEN 1992-1-1:2002. CEN, Brussels, April 2002.

[16] Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buldings. English version. Draft for Stage 49 prEN 1992-1-1:2002. CEN, Brussels, July 2002.

[17] Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buldings. English version. Draft prEN 1992-1-1:2002. CEN, Brussels, November 2002.

[18] Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buldings. English version. FINAL DRAFT prEN 1992-1-1:2003. CEN, Brussels, December 2002.

[19] Eurocode 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1.1: Zasady ogólne i reguły dla budynków. ENV 1992-1-1:

[20] Eurocode 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Mosty zespolone. Polska wersja prENV 1994-2: 1997.

[21] Flaga K., Furtak K.: Wpływ rodzaju kruszywa na poziom naprężeń krytycznych w betonie ściskanym. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom XXVII, nr 4/1981.

[22] Flaga K., Szopa L.: Nośność osiowo ściskanych słupów zespolonych typu CFST. Inżynieria i Budownictwo 1/1999.

[23] Flaga K., Szopa L.: Słupy zespolone typu CFST jako alternatywa dla słupowych żelbetowych filarów mostowych. Konferencja naukowo-techniczna „Mosty zespolone", Kraków 7-9.05.1998.
[24] Flaga K., Szopa L.: Współpraca betonu i stali w osiowo ściskanych słupach stalo-betonowych. Konferencja naukowa „Zagadnienia stanów granicznych konstrukcji stalowych", Politechnika Krakowska, Kraków 22-23.04.2004.
[25] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monografia 295, seria Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków 2004.
[26] Flaga K.: Wpływ naprężeń własnych na destrukcję naprężeniową i parametry wytrzymałościowe betonu. Inżynieria i budownictwo, 6/1995.
[27] Fung Y. C.: Podstawy mechaniki ciała stałego.
[28] Furtak K.: Mosty zespolone. PWN, Warszawa-Kraków, 1999.
[29] Gardner N., Jacobson E.: Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes. Journal of the American Concrete Institute nr 7/1967.
[30] Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa 1982.
[31] Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Nagrodzka-Godycka K.: O skuteczności uzwojenia słupów żelbetowych, Inżynieria i Budownictwo 12/99.
[32] Goode C.D.: Composite columns – state of the art. IV International Conference ASCCS, Koszyce, Słowacja 1994.
[33] Gustkiewicz J.: Uniaxial Compression Testing of Brittle Rock Specimens with Special Consideration given to Bending Moment Effects. Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.12, pp 13-25. Pergamon Press 1975.
[34] Hiroshi N., Shigeyuki M., Teruhiko Y., Akimitsu K. : Trends in Steel-Concrete Composite Bridges in Japan. SEI vol.8, no.1, s.30-34, 2/1998.
[35] Hiroshi N.: Trends in Steel-Concrete Composite Bridges in Japan. SEI 1/1998, 30-34.
[36] Instrukcja 194/98 Instytutu Techniki Budowlanej: Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach. Warszawa 1998.
[37] Jamroży Z.: Beton i jego technologie. PWN Warszawa – Kraków, 2000.
[38] Juchniewicz J.: Badania ściskanych mimośrodowo słupów z rur stalowych wypełnionych betonem. XXVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Wrocław-Krynica 1980.
[39] Kamiński M., Kubiak J., Łodo A., Adesiyun A., Kupski J., Michałek J., Oleszkiewicz T.: Badania elementów konstrukcyjnych o przekroju pierścieniowym z betonu wirowanego, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 1996.
[40] Kapelko A., Kapelko R.: Doświadczenia ze stosowania betonów samozagęszczalnych SCC do budowy szybu górniczego. Konferencja: Dni betonu, tradycja i nowoczesność, Wisła 9-11.11.2006, wydawca: Polski Cement, Kraków 2006.
[41] Kiernia M.: Praktyczne wdrażanie normy PN-EN 206-1 na tle obowiązujących przepisów budowlanych. Konferencja: Dni betonu, tradycja i nowoczesność, Wisła 9-11.11.2006, wydawca: Polski Cement, Kraków 2006.
[42] Klöppel K., Goder W.: Traglasversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel. der Stahlbau nr 26/1957, zeszyt 1 i zeszyt 2.
[43] Konferencja w Koszycach: Proceedings of the Fourth International Conference held by ASCCS on Steel-Concrete Composite Structures. Koszyce, Słowacja 1994.
[44] Konferencja w Madrycie: Tubular Structures X – Jaurrieta, Alonso & Chica (Eds.) © 2003 Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 552 5.
[45] Korzeniowski P.: Żelbetowe słupy uzwojone: badania i teoria. Monografia nr 15, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2000.

[46] Łubiński M., Filipowicz A., Żółtowski W.: Konstrukcje metalowe, część1. Arkady, Warszawa 2000.
[47] Łuksza L.K.: Podstawy teorii obliczania wytrzymałości konstrukcji ruro-betonowych. Budownictwo7. Zeszyty naukowe Politechniki Częstochowskiej 151. Częstochowa 1997.
[48] Łuksza L.K.: Wytrzymałość rurobetonu. Mińsk 1977.
[49] Małek E.: Metoda nieliniowej analizy prętowych elementów stalowo-żelbetowych obciążonych statycznie. Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej, seria Monografie nr 97/2004.
[50] Materiały konferencyjne: Concrete filled Steel Tubes. A Comparison of International Codes and Practices. International Conference on Composite Construction, Innsbruck, September 16-18 1997.
[51] Materiały konferencyjne: Zagadnienia stanów granicznych konstrukcji stalowych. Konferencja Naukowa Politechniki Krakowskiej, 22-23 kwietnia 2004, Kraków.
[52] Matyaszewski S.: Cechy wytrzymałościowe i konstrukcyjne stalowych prętów rurowych o przekroju kołowym wypełnionych betonem. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1966.
[53] Merunowicz W.: Nośność graniczna ściskanych stalowych cienkościennych prętów o przekroju kwadratowym wypełnionych betonem. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1962.
[54] Michjałow W.W.: Priedwaritielno napriażennyje żelezobietonnyje konstrukcji. Gosstrojizdat, Moskwa 1963.
[55] Pecce M.: Some remarks on concrete filled profiles subjected to axial load designed according to EC4. IV International Conference ASCCS, Koszyce, Słowacja 1994.
[56] Piechnik S.: Wytrzymałość materiałów dla wydziałów budowlanych. PWN Warszawa – Kraków 1980.
[57] PN 91/B-03302: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Słupy zespolone.
[58] PN-88/B-06250: Badania betonu
[59] PN-90/B-03200: Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[60] PN-91/H-04310: Próba statyczna rozciągania metali.
[61] PN-91/S-10042: Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
[62] PN-B-03264, grudzień 2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[63] Praca zbiorowa: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Opracowanie dla KBN, Warszawa 1997.
[64] prEN 1992-1-1: 2002. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings, July 2002.
[65] Raszka H.: Uogólnione metody obliczania przewidywanych odkształceń skurczowych elementów betonowych. Inżynieria i Budownictwo 2/1995.
[66] Rüsch H., Jungwirth D.: Skurcz i pełzanie w konstrukcjach betonowych. Arkady, Warszawa, 1979.
[67] Sandowicz M.: Nośność i odkształcalność ściskanych osiowo słupów z rur siatkobetonowych wypełnionych betonem. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, 1970.
[68] Shams M., Saadeghvaziri M. A.: State of the art of concrete-filled tubular columns. ACI Structural Journal, September/October 1997,vol.94,no.5.
[69] Shosuke Morino, Keigo Tsuda: Design and construction of Concrete-Filled Steel Tube column system in Japan. Architectural Institute of Japan, http://ctsee.org.tw .

[70] Shun-ichi N., Yoshiyuki M., Tetsuya H., Koji H.: New Technologies of Steel/Concrete Composite Bridges. Elsevier Journal of Constructional Steel Research 58(2002) 99-130.
[71] Shun-ichi N.: New structural forms for steel/concrete composite bridges. SEI 1/2000, 45-50.
[72] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe, tom I i II. ITB, Warszawa 2003.
[73] Storożenko L. U., Efimienko W.U., Płachotnyj P.U.: Zginane ruro-betonowe konstrukcje. Kijów 1994.
[74] Szopa L., Kanciruk A.: Metodyka badań odkształceń poprzecznych betonu w ruro-betonie. Konferencja naukowa nt. „Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich", Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2004.
[75] Szopa L.: Wpływ właściwości betonu na pracę statyczno – wytrzymałościową słupów typu CFST. Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Budownictwo z. 109, Gliwice 2006.
[76] Vintzileou E., Malliri P.: An empirical model for predicting the mechanical properties of confined concrete. Magazine of Concrete Research 1999, vol.51, s.251-272.
[77] Xie Xu, Chen Heng-zhi, Li Hui, Song Shi-rui: Numerical analysis of ultimate strength of concrete filled steel tubular arch bridges. Journal of Zhejiang University Science. http://www.zju.edu.cn/jzus .
[78] Żółtowski W., Szmigiera E.: Praca ściskanych elementów zespolonych stalowo-betonowych na podstawie badań i w świetle zaleceń normowych. XLVII Konferencja Naukowa Opole-Krynica 2001.