

Janusz Pędziwiatr

Podstawowe zagadnienia przyczepności stali i betonów w elementach żelbetowych

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100169665

Wrocław 2007



Janusz PĘDZIWIATR

Basics of bond between steel and concrete
in reinforced concrete structures



Janusz Pędziwiatr

**Podstawowe zagadnienia
przyczepności stali i betonów
w elementach żelbetowych**



162460

Recenzenci

Artem CZKWIANIAŃC
Mieczysław KAMIŃSKI

Opracowanie redakcyjne i korekta

Aleksandra WAWRZYŃKOWSKA

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



333994 L/1

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2007

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
<http://www.oficyna.pwr.wroc.pl>
e-mail: oficwyd@pwr.wroc.pl

ISSN 0324-9875

Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam. nr 908/2007.

3336

2008/0360/2

*żelbet, przyczepność, modele teoretyczne,
badania eksperymentalne, nowe koncepcje, zastosowania*

Janusz PĘDZIWIATR *

PODSTAWOWE ZAGADNIENIA PRZYPNNOŚCI STALI I BETONÓW W ELEMENTACH ŻELBETOWYCH

Typowe konstrukcje żelbetowe są tak projektowane, aby zapewnić współpracę stali zbrojeniowej i betonu przy przenoszeniu działających obciążeń. Po zarysowaniu transfer sił ze stali na beton bazuje na tak zwanej wtórnej przyczepności, której głównymi czynnikami są zjawiska związane z mechanicznym zazębieniem żeberka zbrojenia o beton oraz tarcie towarzyszącym przemieszczaniu się pręta. Zjawisko to ma kluczowe znaczenie w analizach odkształcalności zarysowanych konstrukcji żelbetowych. Jest ono wszechstronnie badane w świecie od wielu lat. Ostatnimi czasy rozwój nowych technologii, dotyczących zarówno betonu jak i zbrojenia znacząco poszerzył obszar prowadzonych prac eksperymentalnych i analiz teoretycznych. W literaturze światowej dostępna jest duża liczba różnorodnych publikacji na temat przyczepności, ale nie dotyczy to niestety Polski. Książka ta ma na celu między innymi wypełnienie tej luki.

Analizy przyczepności można prowadzić na trzech poziomach ogólności – żeberka, pręta zbrojeniowego oraz elementu konstrukcji. Badania związane z pierwszym poziomem są dobrze rozwinięte i dostarczają zadowalające rezultaty, które dotyczą mechanizmów niszczenia przyczepności i wpływu na niej różnorodnych czynników. Brak jest natomiast satysfakcjonujących wyników badań, odnoszących się do problemu przyczepności w skali całego pręta i elementu konstrukcyjnego. Próby transponowania wyników badań i teorii, odnoszących się do bardzo krótkich elementów na te wyższe poziomy analizy, okazywały się nieudane.

W książce przedstawiono nową autorską koncepcję teoretyczną, dotyczącą drugiego poziomu analizy przyczepności. Jej podstawą są funkcje przyczepności opisujące przebieg naprężeń przyczepności wzdłuż osi pręta w funkcji zarówno położenia przekroju jak i wartości naprężeń w zbrojeniu. Zaproponowane rozwiązanie teoretyczne pozwala uwzględniać i szczegółowo analizować te zagadnienia, które do tej pory umykały możliwości uwzględnienia. Cenną zaletą opracowanej koncepcji jest możliwość dokonania względnie łatwego, a przy tym spójnego przejścia w analizach z poziomu drugiego na trzeci.

* Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław.

Prace eksperymentalne weryfikujące modele teoretyczne były prowadzone w Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej w latach od 1996 do 2002. Wykorzystano w nich indywidualnie zaprojektowane elementy do badań, dostosowane do ogólnej koncepcji teoretycznej. Pozwoliło to na precyzyjny i pełny pomiar odkształceń w zbrojeniu i otaczającym betonie, a specyficzny kształt elementów umożliwiał wykorzystanie optycznych technik pomiarowych, co przekładało się na możliwość prowadzenia obserwacji zjawisk zachodzących na dużych powierzchniach.

Wykaz podstawowych oznaczeń i określeń

Duże litery łacińskie

A_c	– pole przekroju betonu
A_{st}	– pole powierzchni strzemiona
B	– aktualna sztywność elementu żelbetowego
B_I	– sztywność żelbetowego elementu niezarysowanego
B_{II}	– sztywność żelbetowego elementu w pełni zarysowanego
E_c	– aktualny moduł sprężystości betonu – wartość uzyskana z badań
E_{cm}	– średnia wartość siecznego modułu sprężystości betonu
E_s	– moduł sprężystości stali zwykłej
F	– siła rozciągająca działająca na zbrojenie
F_{cr}	– siła działająca na pręt i powodująca zarysowanie elementu
K_{tr}	– współczynnik określający korzystny wpływ zbrojenia poprzecznego na przyczepność; stosowany w USA
M_{cr}	– moment rysujący

Małe litery łacińskie

a	– parametr przyczepności określający odcinek naruszenia przyczepności w chwili powstania rysy pierwszego rzędu
d_h	– średnica pręta zbrojeniowego, którego dotyczą zagadnienia przyczepności
f	– współczynnik tarcia
f_c	– wytrzymałość betonu na ściskanie otrzymana na podstawie wyników badań
f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie
f_{ct}	– wytrzymałość betonu na rozciąganie otrzymana na podstawie wyników badań
f_R	– względna powierzchnia żeberek; charakteryzuje uźebrowanie pręta
g	– parametr przyczepności charakteryzujący naprężenia przyczepności na etapie rozwiniętego stanu zarysowania
k	– parametr przyczepności charakteryzujący naprężenia przyczepności na etapie zarysowania
l_h	– odcinek, na którym działają siły przyczepności

- n – liczba cykli podawana przy określaniu wpływu obciążeń cyklicznych na przyczepność
 s – poślizg zbrojenia względem otaczającego betonu; oznaczenie stosowane w literaturze anglosaskiej
 s_{rm} – średni rozstaw rys
 $s_{r, \max}$ – maksymalny rozstaw rys
 w_k – obliczeniowa szerokość rozwarcia rysy

Litery greckie

- α – parametr przyczepności wyznaczany doświadczalnie, zależny głównie od charakterystyki geometrycznej pręta; również kąt określający zasięg strefy ściśkanej w przekroju
 α_c – stosunek modułów sprężystości stali do betonu
 β – stosunek wytrzymałości betonu na rozciąganie do wartości naprężeń przyczepności
 ε_c – odkształcenie w betonie w skrajnych ściskanych włóknach
 ε_{cr} – odkształcenie w betonie rozciągany w chwili zarysowania
 ε_{ct} – odkształcenie w betonie w strefie rozciąganej; najczęściej we włóknach na poziomie zbrojenia
 ε_s – odkształcenie w stali zbrojeniowej
 ε_{s0} – odkształcenie w stali zbrojeniowej w przekroju zarysowanym
 ε_{avr} – średnia wartość odkształceń w stali na odcinku pomiędzy rysami
 ϕ_l – średnica zbrojenia poprzecznego, które korzystnie wpływa na warunki przyczepności
 ϕ_l – średnica zbrojenia podłużnego; używane zamiast ϕ , jeżeli występuje również oznaczenie ϕ_l
 ρ – stopień zbrojenia; stosunek pola powierzchni stali do całkowitego pola powierzchni betonu
 ρ_{eff} – efektywny stopień zbrojenia; używany w analizach związanych z zarysowaniem
 σ_{ct} – naprężenia w betonie rozciągany
 σ_s – naprężenia w stali zbrojeniowej
 τ_h – naprężenia przyczepności
 $\tau_{h, \max}$ – maksymalna wartość naprężeń przyczepności
 τ_{res} – rezydualna wartość naprężeń przyczepności pozostająca po zakończeniu obciążeń cyklicznych
 Δ – poślizg zbrojenia względem otaczającego go betonu

Uwaga 1. W rozdziałach drugim i trzecim przedstawiono również inne oznaczenia, zgodne z cytowanymi pracami i wyjaśniono ich znaczenia.

Uwaga 2. Typowe nieprzedstawione oznaczenia są identyczne z przyjętymi w normie PN-B-03264:2002.

1. Wstęp

1.1. Przedmiot i znaczenie badań

Istotą zdecydowanej większości typów konstrukcji żelbetowych jest współpraca betonu ze stalą zbrojeniową. Polega ona na możliwości wzajemnego przekazywania się sił pomiędzy tymi materiałami. W przypadku elementów mających strefę rozciąganą transfer ten zwykle polega na stopniowym odciażaniu stali kosztem otaczającego ją betonu, natomiast w elementach bądź strefach ściskanych konstrukcji możliwy jest też jego odwrotny kierunek (np. pod wpływem pełzania betonu). Zjawiska takie mogą zajść tylko wtedy, kiedy na styku powierzchni betonu ze zbrojeniem występują siły. Tradycyjnie określa się je jako siły przyczepności, a samo zjawisko – przyczepnością pomiędzy stalą i betonem.

W języku potocznym słowo przyczepność ma dwa znaczenia. Pierwsze z nich dotyczy zdolności przylegania cząsteczek ciała stałego lub cieczy do powierzchni innego ciała, a drugie określa zjawisko przenoszenia sił (np. przyczepność opon do nawierzchni drogi). Analogiczne rozróżnienia dotyczą również konstrukcji betonowych. Idealne „przyleganie” jest określane jako przyczepność pierwotna. Ma się z nią do czynienia, jeżeli odkształcenia stali i otaczającego ją betonu są sobie równe. Można przyjąć, że sytuacja taka może zaistnieć w przypadku ściskania oraz w strefach rozciąganych do czasu pojawienia się rys. Podstawowym czynnikiem sprawczym jest adhezja. Generowane przez nią siły są relatywnie małe i można je wyznaczyć w stosunkowo prosty sposób (rys. 1.1). Odpowiadające im średnie wartości naprężeń przyczepności wylicza się dzieląc wartość siły F powodującej zniszczenie tego połączenia przez wartość pola powierzchni przylegania. W zdecydowanej większości badań otrzymuje się wyniki od 0,4 do 0,8 MPa. Wartości te zależą od chropowatości powierzchni stali i w nieco mniejszym stopniu od jakości betonu.

Drugiemu znaczeniu słowa przyczepność odpowiada sytuacja, gdy odkształcenia w zbrojeniu są większe niż w otaczającym go betonie, $\epsilon_s > \epsilon_{ct}$, co wiąże się z poślizgiem zbrojenia względem betonu. Pociąga to za sobą typowe dla konstrukcji żelbetowych występowanie rys w strefach rozciąganych elementu. Mechanizmy transferu sił są określane

ogranicza się tylko do właściwości mechanicznych betonu i stali. Najbardziej istotne i znane opisano poniżej.

Beton

Głównymi czynnikami są wytrzymałość betonu na rozciąganie (a bardziej precyzyjnie – na rozłupywanie) oraz na ściskanie. Znaczenie mają również rodzaje i wielkość stosowanych dodatków chemicznych do betonu (np. przy produkcji betonów o wysokiej wytrzymałości lub wysokiej jakości) oraz dodatki typu mechanicznego (spreparowane sztuczne kruszywo, zbrojenie rozproszone itp.).

Stal zbrojeniowa

W przypadku stali zbrojeniowej najważniejszy jest wpływ jej powierzchni. Oznacza to, że oprócz średnicy pręta ważną rolę odgrywa sposób użebrowania. Parametrami opisującymi geometrię żeber są: ich rozstaw, wysokość, kąt nachylenia do osi pręta i powierzchni. Bardzo istotną rolę odgrywa również wzajemne położenie prętów i ich usytuowanie względem powierzchni zewnętrznych betonu. Osobne grupy zagadnień generują pręty, które zostały wstępnie zabezpieczone antykorozyjnie, są częściowo skorodowane lub wykonane z tworzyw niemetalicznych.

Otoczenie (skrępowanie) pręta lub całego elementu

Polskie słowo *otoczenie* nie oddaje w pełni znaczenia angielskiego odpowiednika określenia *confinement*. Należy je przyjmować w rozszerzonym zakresie. Bierze się tu pod uwagę zarówno grubość otuliny betonowej, jak i występowanie dodatkowego zbrojenia, np. w postaci strzemion, zbrojenia poprzecznego czy spirali. Istotne jest również występowanie na powierzchni betonu dodatkowych naprężeń rozciągających lub ściskających.

Warunki technologiczne

Należy tu podkreślić rolę, jaką odgrywa położenie pręta w przekroju podczas betonowania, kierunek i sposób betonowania, zagęszczanie i dalsza pielęgnacja. Zmiany warunków przyczepności zachodzą również w przypadku występowania znacznie podwyższonych lub obniżonych temperatur oraz podczas ekstremalnych zmian wilgotności otoczenia.

Rodzaj i zakres działającego obciążenia

Z tego punktu widzenia ważnych jest kilka takich zagadnień, jak na przykład wpływ obciążeń cyklicznych i długotrwałych na degradację przyczepności, czy też mechanizmy niszczenia przyczepności w konstrukcjach, w których zbrojenie uległo uplastycznieniu. Ważny jest również wpływ obciążeń dynamicznych. Wpływ na przy-

czepność ma też typ oddziaływań występujących przy obciążeniu. Przykładowo inaczej kształtuje się przyczepność przy osiowym rozciąganiu, zginaniu czy mimośrodowym rozciąganiu.

Zasygnalizowane tu czynniki, wpływające na warunki przyczepności w konstrukcji, są szczegółowo omówione w rozdziałach drugim i trzecim. Warto przy tym pamiętać, że w rzeczywistości nie są one od siebie całkowicie niezależne i ich interakcja może niekiedy prowadzić do innych rezultatów niż można by się spodziewać.

Przyczepność – rozumiana jako mechanizm przekazywania sił ze zbrojenia na beton – odgrywa w wielu sytuacjach kluczową rolę podczas analizy konstrukcji lub jej wybranych elementów. Z takiego punktu widzenia podstawowe znaczenie mają następujące charakterystyki przyczepności:

- a) maksymalna wartość sił (naprężeń) przyczepności – *bond strength*,
- b) ich średnia wartość na odcinku naruszenia przyczepności pierwotnej,
- c) „sztywność” przyczepności, rozumiana jako stosunek wartości siły przyczepności do wartości związanej z nią względnego przemieszczenia pręta.

Dobra znajomość praw rządzących przyczepnością przekłada się na możliwość precyzyjnego opisu przebiegu odkształceń w stali i w betonie i tym samym do określenia wszelkich zjawisk, związanych z odkształcalnością konstrukcji. Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej wiedzę tę można wykorzystywać do śledzenia zjawisk, prowadzących do osiągnięcia w konstrukcji niektórych stanów granicznych użyteczności (SGU) i nośności (SGN) [1]. Najbardziej oczywiste są relacje ze zjawiskami związanymi z powstawaniem i rozwojem rys. Przepisy normowe [2,3] zalecają takie projektowanie konstrukcji, aby obliczeniowa szerokość rozwarcia rys nie przekraczała pewnych dopuszczalnych wartości. Klasyczne podejście do ich obliczania polega na przyjęciu, że szerokość rozwarcia rysy jest równa różnicy wydłużeń pomiędzy zbrojeniem a betonem na długości rozstawu rys. W praktyce inżynierskiej oba czynniki, tzn. różnicę odkształceń stali i betonu oraz rozstaw rys, oblicza się stosując mniej lub dalej idące uproszczenia. W odniesieniu do większości typowych sytuacji projektowych prowadzi to do satysfakcjonujących i prostych rozwiązań. Co więcej, niektóre normy [4] zwalniają wręcz z obowiązku obliczeniowego sprawdzania szerokości rozwarcia rys pod warunkiem spełnienia określonych wymagań konstrukcyjnych. Łatwo jednak znaleźć wiele ważnych typów konstrukcji lub specyficznych obciążeń, gdzie uproszczone podejścia mogą prowadzić do błędnych rozwiązań. Znajomość mechanizmów przyczepności może być wtedy wyjątkowo pomocna. Istotą przyczepności wtórnej jest przekazywanie się sił (naprężeń) ze stali na beton, co pozwala bezpośrednio określić różnicę wydłużeń stali i betonu. Również rozstaw rys pierwszego rzędu (powstałych przy powierzchni zewnętrznej elementu) jest mocno powiązany z przyczepnością. W pewnym przybliżeniu można powiedzieć, że jest on równy długości odcinka, na którym następuje „odbudowanie” się odkształceń w rozciągany betonie – od zera w przekroju, gdzie powstała rysa, do wartości granicznej w przekroju, w którym może powstać kolejna. Ponieważ przebiegi odkształceń w betonie są kontrolowane przez

przyczepność, zatem i rozstaw rys może być w ten sposób określany. Oprócz powszechnie znanych rys pierwszego rzędu w konstrukcji mogą również występować rysy wewnętrzne, zainicjowane przy powierzchni zbrojenia oraz rysy równoległe do osi prętów. Obie te kategorie rys są bardzo ściśle powiązane z mechanizmami przyczepności i jedynie na tym gruncie mogą być analizowane i prawidłowo interpretowane. Ich wpływ na zachowanie się elementu jest ważny zarówno ze względu na trwałość konstrukcji, jak i nośność.

Drugą grupą zagadnień związanych ze stanami granicznymi użytkowości i blisko powiązanych z przyczepnością są problemy dotyczące obliczania ugięć. Kontrola i (lub) obliczanie ugięć elementów konstrukcyjnych stropów i belek są wymagane przez wszystkie znane normy projektowania. Jedną z podstawowych trudności przy liczeniu tychże ugięć stanowi właściwe uwzględnienie korzystnego wpływu betonu, usytuowanego w strefach rozciąganych pomiędzy rysami. Zjawisko to (*tension stiffening*), określane często jako efekt wzmocnienia sztywności (w porównaniu ze sztywnością elementu lub przekroju zarysowanego), istotnie wpływa na ostateczną sztywność elementu. Rola tego zagadnienia jest szczególnie ważna wtedy, gdy dzięki wysokiej wytrzymałości stali i betonu projektuje się konstrukcje o coraz większych rozpiętościach. W praktyce inżynierskiej stosuje się bardzo uproszczone rozwiązania jedynie symbolicznie, uwzględniając wpływy przyczepności. W rzeczywistości procesy zarysowania i odkształcania się konstrukcji są ściśle ze sobą powiązane, a wspólną dla nich platformą są mechanizmy przyczepności. To one, decydując o przekazywaniu sił, generują przebiegi odkształceń w stali i betonie w strefie rozciąganej, a tym samym prowadzą do modyfikacji sztywności. Znajomość zmian sztywności elementów (a nie tylko pojedynczych przekrojów) jest też bardzo przydatna do analizy konstrukcji statycznie niewyznaczalnych. Umożliwia bowiem przeprowadzenie obliczeń statycznych z uwzględnieniem redystrybucji sił.

Najbardziej jednoznacznie kojarzonym z przyczepnością i znanym problemem jest określenie długości zakotwienia prętów, tzn. długości odcinków, na których następuje stopniowe przekazywanie się sił ze stali zbrojeniowej na beton. W odniesieniu do prostych prętów można mówić wprost o zjawisku przyczepności, natomiast takie zabezpieczenia jak odgięcia, haki, pętle, pręty poprzeczne traktuje się jako uzupełnienie – lokalne poprawienie współpracy betonu i stali. Powiązanie zjawiska przyczepności z problematyką zakotwienia jest „najstarszym” przykładem wykorzystania wyników badań nad przyczepnością do zastosowań inżynierskich. Największy jest też zakres tych zastosowań i ich stopień uwzględnienia w normach projektowych. Podobnie przedstawia się zagadnienie ustalania długości zakładów prętów. Sytuacja ta jest zrozumiała zważywszy na to, że problematyka zakotwienia jest powszechnie uznana za istotną przez inżynierów-projektantów i w różnej postaci uwzględniana w projektowaniu praktycznie od początków istnienia żelbetu.

Stosunkowo mniej znanym i nowszym obszarem zastosowań analizy opartej na mechanizmach przyczepności jest określanie i sprawdzanie warunków możliwości

obrotu przekroju w tak zwanym przegubie plastycznym nad podporami belek ciągłych. Waga tego zagadnienia wzrasta w miarę stosowania coraz bardziej wyrafinowanych metod obliczeń statycznych przy równoczesnym stosowaniu coraz bardziej wytrzymałych betonów i stali.

Podane w tym krótkim zarysie dziedziny, w których analiza zjawisk bazująca na przyczepności może prowadzić do bardziej spójnych i precyzyjnych rozwiązań, są niezwykle istotne zarówno z teoretycznego, jak i inżynierskiego punktu widzenia. Potwierdza to przegląd prac, dotyczących różnych aspektów przyczepności. Za początek współczesnych badań w tym zakresie można uznać wcześnie lata sześćdziesiąte ubiegłego wieku. W bliższym nam czasie publikacje osiągnęły już imponującą liczbę. Formę okresowych podsumowań stanu wiedzy pełnią monograficzne konferencje, które odbywają się co dziesięć lat. Pierwsza z nich miała miejsce w Londynie w 1982 roku [5], kolejna w Rydze w 1992 [6], a ostatnia w Budapeszcie w 2002 roku [7]. Oprócz tego powstają oczywiście inne opracowania. Ich szczegółową analizę w wybranych zakresach tematycznych przedstawiono w rozdziałach drugim i trzecim książki.

1.2. Zakres i cele pracy

Intensywny rozwój badań i będąca tego skutkiem duża liczba publikacji nie oznaczają niestety, że podstawowe problemy związane z wyjaśnieniem funkcjonowania mechanizmów przyczepności i ich ilościowym opisem są już w zadowalający sposób rozwiązane i nadają się do wdrażania w praktyce inżynierskiej. Względne bogactwo publikacji wynika raczej z ciągłego wzrostu zakresu prowadzonych prac, niż z osiągnięcia istotnych rezultatów i rozwiązań problemów podstawowych. W ciągu ostatnich dziesięciu lat pole zainteresowań badaczy poszerzyło się o następujące zagadnienia, wynikające głównie z rozwoju nowych technologii:

- a) przyczepność zbrojenia powlekanego żywicami epoksydowymi,
- b) przyczepność zbrojenia wykonanego z materiałów niemetalicznych (włókna węglowe, szklane),
- c) przyczepność zbrojenia pokrywanego powłokami galwanicznymi,
- d) przyczepność w konstrukcjach wykonanych z betonów o wysokiej wytrzymałości lub jakości, betonów samozagęszczających się, z inkluzjami metalicznymi (fibro-beton) lub innymi, i tym podobne.

O pewnym zamieszaniu i „ucieczce” od nierozwiązanych a istotnych problemów może świadczyć duże nagromadzenie współczesnych prac na temat wpływu korozji zbrojenia na przyczepność. Nie jest to przejaw powrotu do źródeł, lecz gorączkowe szukanie przedmiotów badań. To subiektywne odczucie autora o pewnego rodzaju stanie kryzysu w rozwoju badań nad przyczepnością znajduje potwierdzenie w prakty-

ce projektowej. W tych obszarach projektowania, gdzie można by wykorzystywać wyniki badań nad przyczepnością panuje stagnacja. W normach przeważają rozwiązania bazujące na wiedzy sprzed ponad dwudziestu lat lub nawet starszej i nie wynika to jedynie z konserwatyzmu praktyki budowlanej [8]. Wydaje się, że główną przeszkodą może być duże „zamieszanie”, wynikające z braku standardów badań oraz nakładania się wielu zagadnień, co w dużym stopniu utrudnia lub wręcz uniemożliwia dokonanie porównań i uogólnień wyników poszczególnych badań. Problemy te przedstawiono szczegółowo w dalszych rozdziałach przy okazji analizy wybranych zagadnień. Generalnie można stwierdzić, że dziedzina ta wymaga precyzyjnego wyodrębnienia i uporządkowania zagadnień oraz wielu uściśleń.

Nawet ograniczenie się jedynie do zagadnień klasycznych, przez które rozumie się problematykę związaną z mechanizmami współpracy typowej stali zbrojeniowej ze zwykłym betonem, wymaga jeszcze wprowadzenia dodatkowych podziałów i rozgraniczeń. Wynikają one głównie z różnych procedur badawczych. Należy rozróżnić trzy grupy zagadnień badawczych:

- Przyczepność zbrojenia, które jest kotwione w obrębie przęsła (np. w okolicach podpory pośredniej).
- Przyczepność zbrojenia kotwionego przy podporach, gdzie udział siły poprzecznej jest znaczny.
- Przyczepność zbrojenia w miejscach łączenia prętów na zakład.

Taki podział odpowiada konkretnym zagadnieniom praktyki projektowej. Z punktu widzenia teorii przyczepności, pierwszy z podanych obszarów badawczych należy uznać za podstawowy. Dopiero w sytuacji, kiedy przyjmie się, że ustalone mechanizmy przyczepności odnoszące się do pojedynczego rozciąganego pręta są właściwe, można próbować konsekwentnie rozwiązywać bardziej złożone problemy. Przy podporach analiza problemów przyczepności wymaga użycia do badań specyficznego typu elementów próbnych, umożliwiających ocenę wpływu siły poprzecznej na warunki zakotwienia. Jest też dodatkowo ściśle powiązana z takimi zagadnieniami towarzyszącymi ścinaniu jak efekt klockowania stali (*dowel action*) czy zazębienia się kruszywa w przekroju zarysowanym. W miejscu połączenia prętów na zakład ma miejsce superpozycja sił przyczepności generowanych przez poszczególne pręty. Jasnym jest zatem, że ewentualne błędy lub braki w przyjętych modelach dotyczących zachowania się pojedynczego pręta muszą skutkować nieprawidłowościami w analizach bardziej złożonych zagadnień. Przykładem jest zastosowanie koncepcji jednego z bardziej zasłużonych badaczy – Tepfersa do analizy sił w miejscu zakładów. Okazało się, że otrzymane rezultaty są błędne, niezgodne z danymi eksperymentalnymi. Nie można oczywiście sugerować zaniechania badań nad problematyką przyczepności przy podporach i w miejscach zakładów. Ich rezultaty były i będą w dalszym ciągu oczekiwane przez projektantów. Ważne jest jednak to, aby z dużą ostrożnością formułować na ich podstawie bardziej ogólne zasady i reguły dotyczące przyczepności jako takiej. Najbardziej sensownym wydaje się staranne konfrontowanie otrzymanych z takich badań

wyników z odpowiednimi rezultatami badań podstawowych, za które można uznać badania prowadzone na pojedynczych prętach.

Przedstawione trudności nie wyczerpują jeszcze wszystkich problemów metodologicznych, z którymi trzeba się zmierzyć prowadząc badania nad przyczepnością bądź próbując usystematyzować publikowane informacje. Nawet ograniczenie się do badania i analizy przyczepności pojedynczego rozciąganego pręta wymaga uświadomienia sobie istnienia trzech poziomów ogólności uzyskiwanych wyników [9] i wynikających z nich wniosków czy hipotez:

- 1) poziomu pojedynczego żeberka,
- 2) poziomu pręta zbrojeniowego,
- 3) poziomu elementu konstrukcyjnego.

Pierwszy, najbardziej szczegółowy poziom analizy mechanizmów przyczepności, ogranicza się do badania zjawisk zachodzących na styku żeberko–beton (w pewnych sytuacjach również beton–beton). Występujące tam zagadnienia mają charakter w dużej mierze kontaktowy. Badania eksperymentalne prowadzone są na specyficznych elementach, charakteryzujących się bardzo małą długością odcinka przyczepności (kontaktu pręt–beton), przeważnie nieprzekraczającą 3–5 średnic zbrojenia. Bardzo często używa się w badaniach specjalnie preparowanych prętów, aby pełna geometria poszczególnych elementów żeberka była jednoznacznie i dokładnie znana (zwykłe komercyjne pręty nie są tego w stanie zapewnić). Więcej szczegółów takich badań opisano w rozdziale drugim. Na tym poziomie analizy możliwe jest eksperymentalne ustalenie mechanizmów zniszczenia przyczepności oraz opracowanie odpowiadających im modeli teoretycznych. Względna prostota badań pozwala uwzględniać wpływy bardzo wielu parametrów, związanych z charakterystykami betonu i stali. Na obecnym etapie rozwoju wiedzy nie pojawiają się tu w zasadzie specjalne kontrowersje.

Na drugim poziomie ogólności sytuacja jest już dużo bardziej skomplikowana. W tym przypadku oczekiwanym rezultatem badań ma być przebieg sił przyczepności wzdłuż osi pręta na wybranym odcinku. Najczęściej jest nim odległość pomiędzy sąsiadującymi rysami. Znajomość mechanizmów przekazywania się sił ze stali na beton wzdłuż zbrojenia pozwala właściwie i precyzyjnie obliczać i kontrolować szerokości rozwarcia rys oraz długości zakotwienia. Są to bardzo istotne obszary zastosowań teorii przyczepności, ale wokół problematyki związanej z tym poziomem analizy występuje wiele wątpliwości i niejasności. Zasadnicze kontrowersje dotyczą nawet wyboru elementów przeznaczonych do badań. W większości prac analizę przyczepności prowadzi się na tym etapie, korzystając z danych empirycznych uzyskanych z opisywanych już, bardzo krótkich próbek. Ich zastosowanie na tym poziomie ogólności wymusza wprowadzenie pojęcia naprężeń przyczepności (a co to są odkształcenia przyczepności?!). Wyniki badań muszą być podawane w postaci funkcji, uzależniającej wartość tych naprężeń od poślizgu stali względem betonu (tak zwana *bond-slip function*). Jest to równoznaczne z przyjęciem założenia, że wartość naprężeń przyczepności nie zależy w sposób jawny od odległości przekroju od miejsca występowania

nia rysy. Zarówno ten wniosek, jak i interpretacje innych wyników badań na takich próbkach są kwestionowane ze względu na pewne wewnętrzne sprzeczności oraz niezgodność z wynikami badań, prowadzonymi na elementach o znacząco większych długościach odcinków przyczepności. Problematyka ta jest szczegółowo wyjaśniona w rozdziałach drugim i trzecim. Warto tylko wspomnieć, że próbki o długościach zakotwienia porównywalnych z rozstawami rys też mają poważne wady i sprawiają więcej trudności podczas prowadzenia badań.

Mimo ciągle wzrastającej mocy obliczeniowej komputerów nie ma i nie będzie ani możliwości, ani sensu prowadzenia obliczeń statycznych konstrukcji, uwzględniających własności przyczepności ustalone dla skali mikro. Na tym poziomie ogólności „reprezentantem” problematyki jest efekt wzmocnienia sztywności określonego elementu, pracującego w fazie zarysowania (*tension stiffening*). Jak już wspomniano, ten obszar zastosowań ma bardzo duże znaczenie praktyczne. Istota zagadnienia sprowadza się do takiego sformułowania tego efektu, aby zawierało ono podstawowe informacje uzyskane z bardziej szczegółowej analizy przyczepności, a równocześnie miało postać na tyle prostą, aby nie czyniło obliczeń analitycznych lub numerycznych bardzo uciążliwymi. Aspekt użyteczności rozwiązań wymaga również tego, by występujące we wzorach parametry miały jednoznaczną i inżynierską interpretację. Badania zmian sztywności prowadzone są głównie na typowych elementach konstrukcyjnych (belki zginane). Wynika to z oczekiwań inżynierskich, sprowadzających się do możliwości bezpośredniego wykorzystania wyników badań. Bardzo nieliczne i mało przekonujące są prace eksperymentalne, w których próbuje się równocześnie śledzić zmiany przyczepności i ugięć w elemencie konstrukcyjnym. Najczęściej rozwiązania teoretyczne uzyskane na bazie przyczepności są konfrontowane z wynikami badań dostosowanych do wymogów projektowania i wykonawstwa.

Uświadomienie sobie istnienia opisanych poziomów szczegółowości prowadzonych badań pozwala uniknąć wielu pułapek metodologicznych. Stawia też wyraźnie problem ich wzajemnego zazębiania się. Innymi słowy chodzi o to, w jaki sposób i w jakim zakresie trzeba i można wykorzystywać ustalenia i rezultaty badań bardziej szczegółowych w bardziej ogólnej analizie. Nie jest to sprawa banalna i zasady postępowania przy przechodzeniu z poziomu żeberko-pręt oraz pręt-konstrukcja nie są jeszcze właściwie sformułowane. Wydaje się, że czynione do tej pory próby są raczej bezowocne.

Podsumowując, można obrazowo stwierdzić, że za imponującą fasadą, utworzoną przez stale powiększającą się liczbę prac dotyczących przyczepności, kryją się bardzo istotne braki i nieścisłości, które hamują rzeczywisty postęp. Wynika to po części z faktu, o którym już wspomniano, że możliwy jest wybór wielu poziomów szczegółowości badań, a kłopoty pojawiają się przy próbach przejścia między tymi poziomami. Bardzo często można wtedy stwierdzić braki spójności lub wręcz sprzeczność. Kolejnym ważnym problemem jest decyzja o wyborze rodzaju użytego elementu badawczego. Decyduje on bowiem o typie i procedurze badań, a w konsekwencji o cha-

rakterze i formie możliwego do weryfikacji modelu przyczepności, co uniemożliwia jakiegokolwiek porównania wyników, otrzymanych przykładowo na krótkich i długich próbkach. Najbardziej popularne elementy badawcze (omówione w rozdziale drugim) mają formę, która uniemożliwia zajście kilku ważnych zjawisk, związanych z przekazywaniem siły ze stali na beton. Ogranicza to w drastyczny sposób użyteczność wyników, które są efektem tych badań. Badacze coraz częściej zaczynają uświadamiać sobie znaczenie tego problemu [10].

Autor monografii postawił sobie dwa podstawowe cele:

- Prezentację i uporządkowanie podstawowych informacji dotyczących przyczepności betonu i stali.
- Przedstawienie własnej koncepcji, pozwalającej w całościowy i spójny sposób opisać współpracę betonu i stali po powstaniu rys.

Krytyczny przegląd najbardziej znaczących badań i koncepcji teoretycznych służy określeniu aktualnego stanu wiedzy. Obejmuje on analizy na podstawowym poziomie (żeberko) oraz te, które dotyczą współpracy pręta zbrojeniowego z otaczającym betonem i całego elementu konstrukcyjnego. Ze względu na przejrzystość omawianych problemów i wspomniane już kontrowersje związane z „mieszaniem” zagadnień ograniczono się do tematów dotyczących pojedynczego pręta rozciąganego. Praca należy do tego nurtu, który koncentruje się na badaniu przyczepności w warunkach dominującego wpływu momentu i umożliwia śledzenie takich zjawisk jak zarysowanie (rysy prostopadłe) i związane z tym zmiany sztywności elementu. Jedynie marginalnie zasygnalizowane są zagadnienia wpływu siły poprzecznej i połączeń prętów na zakład. W Polsce liczba prac związanych z przyczepnością jest niewielka, a w miarę całościowego opracowania na ten temat nie ma w ogóle. Nie jest to jedyny powód przygotowania dosyć obszernego przeglądu. Równie ważnym motywem była chęć ukazania własnej koncepcji w szerszym kontekście. Ułatwia to jej zrozumienie i usytuowanie w całym bardzo obszernym bloku zagadnień.

Istotę zaproponowanej koncepcji można sprowadzić do realizacji dwóch zasadniczych postulatów:

1. Analiza zjawisk przyczepności, umożliwiająca praktyczne zastosowanie wyników do określania zmian odkształceń w stali i w betonie po zarysowaniu, musi bazować na zależnościach charakteryzujących poziom drugi, to znaczy – pręta. Wyniki dociekań teoretycznych oraz badań prowadzonych w skali mikro (żeberko) trzeba tak zsyntetyzować, aby mogły być jednymi z parametrów modelu. Struktura zależności analitycznych opisujących reguły transferu sił musi z jednej strony uwzględniać czynniki, które powszechnie uważa się za najważniejsze dla istoty zjawiska, z drugiej zaś strony mieć formę pozwalającą na stosunkowo proste przejście do poziomu analizy konstrukcji. Gwarantuje to chociażby częściowe wykorzystanie wyników do praktycznej analizy prostych konstrukcji żelbetowych.

2. Badania eksperymentalne weryfikujące ogólną koncepcję i podstawowe założenia należy prowadzić na elementach zaprojektowanych w ten sposób, aby były ade-

kwatne do poziomu ogólności prowadzonych analiz. Oznacza to, że nie mogą to być krótkie, typowe próbki. Muszą odwzorowywać rzeczywiste procesy zachodzące w elemencie, takie jak na przykład: tworzenie się i rozwój rys pierwszego i drugiego rzędu, różnicowanie się odkształceń w betonie w zależności od odległości od rysy i pręta. Nie można przy tym zapomnieć o zapewnieniu łatwości wykonywania pomiarów i niezbyt wygórowanych kosztach.

Przedstawione cele były możliwe do zrealizowania dzięki równoczesnej analizie teoretycznej i weryfikowaniu jej badaniami eksperymentalnymi. Zasadniczy trzon pracy powstał w latach 90., kiedy opracowano podstawy teoretyczne. Ostateczny kształt nadano jej pod koniec lat 90. W tym okresie rozpoczęto prace eksperymentalne, prowadzone na odpowiednio zaprojektowanych elementach spełniających opisane wymagania. Otrzymane rozwiązania nie pretendują do całkowitej kompletności i w wielu przypadkach są i będą rozwijane zarówno ze względu na poszerzanie się zakresu problematyki przyczepności, jak i rozwój metod badawczych. W wielu jednak wypadkach stanowią bardzo mocne zręby solidnego modelu przyczepności. Na szczególną uwagę zasługują rozwiązania dotyczące rozwoju rys wewnętrznych, zaburzeń brzegowych oraz obciążeń zmiennych.

Literatura

- [1] CEB-FIP, Task Group Bond Models: *Bond of reinforcement in concrete*, biuletin 10, 2000.
- [2] EN 1992-1-1, EC2: *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [3] PN-B-03264: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*, grudzień 2002.
- [4] ACI 318-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2002.
- [5] *Bond in Concrete*, Proceedings, Applied Science Publishers, ed. by P. Bartos, London 1982.
- [6] *International Conference on Bond in Concrete*, Proceedings, Riga 1992.
- [7] *Bond in Concrete – from research to standards*, Proceedings, Budapest 2002.
- [8] Pędziwiatr J., Styś D., *Problematyka zakotwienia prętów w żelbecie w świetle wyników badań nad przyczepnością*, XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole-Krynica 2002, s. 375–382.
- [9] Lackner R., Mang H., *Scale Transition in Steel-Concrete Interaction. I: Model*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 4, 2003, s. 393–402.
- [10] Cairns J., Plizzari G., *Do we need a standard test for bond*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 259–267.

2. Przegląd wybranych zagadnień dotyczących przyczepności

2.1. Metodologia badań – elementy próbne

2.1.1. Uwagi ogólne

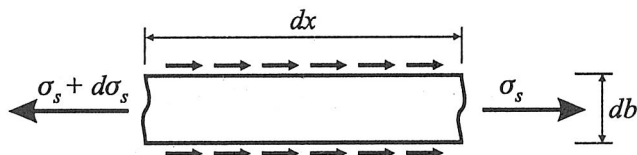
Jednym z poważniejszych wyborów, przed którym staje badacz przyczepności jest ustalenie, na jakich elementach będą prowadzone badania. Najbardziej ogólnie można je podzielić na krótkie, w których długość odcinka przyczepności jest rzędu $3-5 d_b$ oraz na długie, jeżeli odcinek ten jest nie mniejszy niż przewidywany rozstaw rys w konstrukcji. Decyzja dotycząca wyboru próbek determinuje typ otrzymywanych wyników oraz możliwość stosowania określonego modelu teoretycznego. W odniesieniu do krótkich elementów badania pozwalają określać zależność między poślizgiem zbrojenia względem otaczającego go betonu, a odpowiadającymi mu naprężeniami przyczepności. Jeżeli element jest dłuższy, to bezpośrednie pomiary dostarczają na ogół informacji o przebiegu odkształceń w stali i czasami również w otaczającym go betonie. Jak pokazano w dalszej części tego rozdziału, wybór jednego z typów elementów oznacza przyjęcie pewnych apriorycznych założeń o charakterze przyczepności. Wykluczają się one wzajemnie i praktycznie nie dają możliwości porównywania otrzymywanych wyników.

Drugim ważnym problemem jest samo pojęcie naprężeń przyczepności. Ta podstawowa wielkość jest w istocie pewnego rodzaju fikcją. Nie można zdefiniować ani odkształceń przyczepności, ani naprężeń w ten sposób, aby były wartościami mierzalnymi. Pojęcie naprężenia przyczepności τ_b jest jednak często stosowane zarówno przy omawianiu wyników badań, jak i w przepisach normowych. Klasyczna interpretacja tego pojęcia wynika z analizy rysunku 2.1, gdzie naprężenia te są określane jako styczne do powierzchni bocznej pręta.

Zmniejszenie się siły (naprężeń) w pręcie zbrojeniowym o średnicy d_b wynika z przekazania się jej na otaczający beton dzięki siłom przyczepności. Z warun-

ków równowagi otrzymuje się zależność dla wycinka pręta o elementarnej długości dx .

$$(\sigma_s + d\sigma_s)\pi d_b^2/4 - \sigma_s\pi d_b^2/4 = -\pi d_b dx \tau_b \quad (2.1)$$



Rys. 2.1. Układ naprężeń działających na nieskończenie mały fragment zbrojenia

Fig. 2.1. Stresses acting on infinite part of a reinforcement

Po przekształceniu prowadzi to do równania różniczkowego w postaci

$$\tau_b = -\frac{d_b}{4} \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (2.2)$$

Oznacza ono, że napężenie przyczepności jest wielkością obrazującą lokalne zmiany naprężeń (odkształceń) w stali zbrojeniowej. Widać zatem, że wartość τ_b można wyznaczyć jedynie pośrednio, mierząc takie wielkości jak na przykład odkształcenia lub siły w stali.

Kolejnym trudnym problemem metodologicznym jest sposób określania i mierzenia względnego poślizgu stali i betonu – Δ . Poślizg ten jest efektem różnic w odkształceniu stali i betonu po naruszeniu przyczepności pierwotnej i zawsze towarzyszy przyczepności wtórnej. Warunek zgodności odkształceń prowadzi do ogólnej zależności

$$\frac{d\Delta}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x) \quad (2.3)$$

Bezpośredni pomiar względnego poślizgu zbrojenia względem betonu jest możliwy do zrealizowania. Problematyczne bywa natomiast jednoznaczne powiązanie go z naprężeniami przyczepności.

Z przedstawionych rozważań można łatwo wysnuć wniosek, że interpretacja wyników badań takich podstawowych parametrów opisujących przyczepność jak lokalne napężenie przyczepności czy lokalny poślizg jest problemem złożonym. Jego uproszczenie jest możliwe po przyjęciu dodatkowych założeń, dotyczących istoty przyczepności. W wyniku intensywnych dyskusji prowadzonych w latach siedemdziesiątych

ubiegłego wieku przyjęto, że przyczepność ma charakter uniwersalny, to znaczy zależy jedynie od wybranych właściwości betonu i pręta zbrojeniowego. Konsekwencją tego założenia było wykorzystywanie do badań elementów o bardzo krótkich odcinkach przyczepności – l_b . Jeżeli mieszczą się one w przedziale 3–5 d_b , to można przyjąć, że zmiana naprężeń w zbrojeniu jest praktycznie liniowa. Zależność (2.2) upraszcza się wtedy do postaci

$$\tau_b = \frac{F}{\pi d_b l_b}, \quad (2.4)$$

gdzie: F – siła działająca na pręt zbrojeniowy,

l_b – długość odcinka przyczepności.

W tej sytuacji pomiar naprężeń przyczepności sprowadza się do pomiaru siły przyłożonej na jednym końcu pręta. Zdecydowanie ułatwia to prowadzenie eksperymentu.

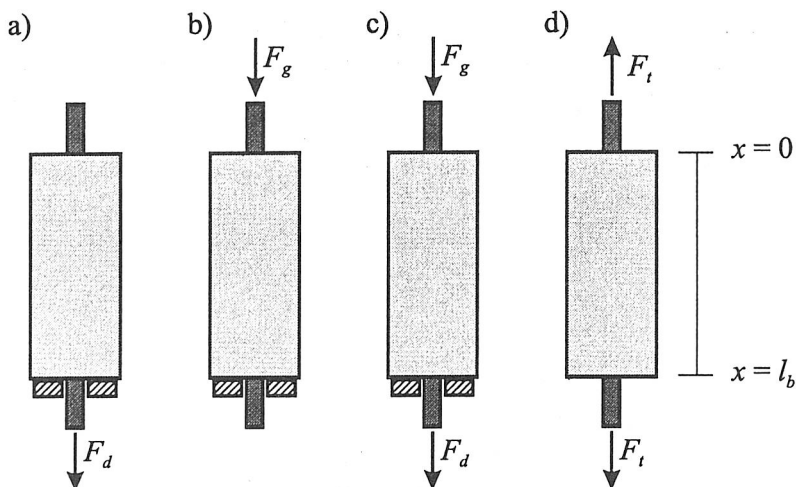
Jeżeli długość odcinka l_b jest znaczna, to po zastąpieniu w równaniu (2.2) pochodnych przez przyrosty otrzymuje się zależność pozwalającą na obliczenie τ_b .

$$\tau_{b,i} = -\frac{d_b}{4} \frac{\varepsilon_{s,i+1} - \varepsilon_{s,i-1}}{x_{i+1} - x_{i-1}} E_s \quad (2.5)$$

Przy takim podejściu do problemu wartość τ_b oblicza się na podstawie zarejestrowanych zmian odkształceń w stali i przyjmuje się jako średnią na tym odcinku. Dokładność metody jest ściśle uzależniona od rozstawu punktów pomiarowych. W odróżnieniu od wcześniejszej koncepcji – przy danym poziomie obciążenia siłą F otrzymuje się nie jedną wartość τ_b , lecz ich szereg w zależności od miejsca położenia przekroju. Możliwa jest również modyfikacja, polegająca na wstępnej aproksymacji wyników odkształceń w stali za pomocą funkcji ciągłej, a następnie na obliczeniu jej pochodnej i skorzystaniu ze wzoru (2.2).

Kolejnym bardzo istotnym problemem związanym z metodologią prowadzenia badań jest takie zaprojektowanie stanowiska badawczego, aby panujące w elemencie próbnym warunki odpowiednio modelowały rozciąganą strefę elementu żelbetowego. Najczęściej przyjmuje się tu daleko idące uproszczenia, polegające na stosowaniu osiowo obciążonych elementów. Schematy typowych elementów badawczych przedstawiono na rysunku 2.2 [1]. W przypadku standardowego wyciągania (rys. 2.2a) przy swobodnym końcu pręta odkształcenia stali i betonu są równe zero, natomiast w części obciążonej – dolnej warunki brzegowe są następujące:

$$\varepsilon_c = -\frac{F_d}{E_c A_c}, \quad \varepsilon_s = \frac{F_d}{E_s A_s} \quad (2.6)$$



Rys. 2.2. Różne schematy obciążania próbek
Fig. 2.2. Different patterns of specimen's loading

Konsekwencją tego warunku brzegowego i równania (2.3) jest zależność podająca wartość poślizgu na obciążonym końcu elementu. Z zależności (2.7) i (2.4) wynika w szczególności, że naprężenia przyczepności liniowo zależą od poślizgu i są równe zero na swobodnym końcu.

$$\Delta = \frac{2Fl_b(1 + \alpha_e \rho)}{E_s \pi d_b^2} \quad (2.7)$$

W rzeczywistych badaniach wyniki są nieco inne, budzi to więc wątpliwości co do prawdziwości przyjętych założeń w badaniach próbek o małej wartości l_b . Dodatkowo fakt, że beton jest ściskany a stal rozciągana stawia pod znakiem zapytania adekwatność odwzorowania np. strefy rozciąganej belki. W badaniach takich siły przyczepności powodują spadek ściskania w betonie (do zera na swobodnym końcu).

Gdy przeprowadza się badania według schematu z rysunku 2.2b, warunki brzegowe na obu końcach są następujące:

- dolny koniec (swobodny)

$$\varepsilon_s = 0, \quad \varepsilon_c = -\frac{F_g}{E_c A_c} \quad (2.8)$$

- górny koniec (obciążony)

$$\varepsilon_s = -\frac{F_g}{E_s A_s}, \quad \varepsilon_c = 0 \quad (2.9)$$

W tym przypadku badania odpowiadają w przybliżeniu analizie przyczepności w strefie ściskanej elementu. Wątpliwości budzi jednak fakt, że na końcach przedziałów któreś z odkształceń jest równe zero. Trudno sobie wyobrazić taką sytuację w przypadku jakiegokolwiek elementu ściskanego bądź jego strefy ściskanej. Można powiedzieć, że jest to model strefy ściskanej, ale zarysowanej.

„Kombinowany test” został opracowany przez D. Mitchell i H. Abrishami i opisany m.in. w pracy [2]. Jego podstawowym zadaniem jest wprowadzenie do badanego elementu, o stosunkowo dużej długości odcinka zakotwienia l_b , takiego układu sił, który gwarantowałby stałą wartość naprężeń przyczepności. Jest to niewątpliwa zaleta takiego elementu, ale również w tym przypadku odkształcenia w betonie są ściskające.

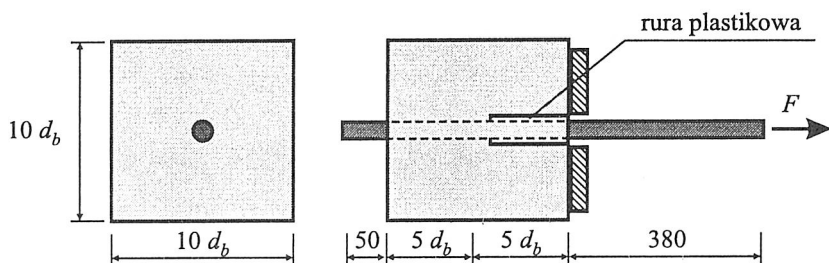
Element przedstawiony na rysunku 2.2d stosunkowo najlepiej odwzorowuje zachowanie się fragmentu strefy rozciąganej. Przy odpowiednim doborze jego długości można przyjmować, że odpowiada on fragmentowi wydzielonemu z konstrukcji przez dwie rysy prostopadłe do osi zbrojenia. Elementy takiego typu są jednak stosunkowo skomplikowane pod względem interpretacji otrzymanych wyników, na podstawie których wyznacza się naprężenia przyczepności.

Należy też zasygnalizować zagadnienie związane z eksperymentalnym wyznaczaniem wytrzymałości na przyczepność – *bond strength*. Problem polega na tym, że zniszczenie przyczepności pomiędzy zbrojeniem i betonem może mieć dwie różne postacie. Pierwszy mechanizm utraty przyczepności to w ogólnym zarysie rozłupanie otuliny betonowej. Jest to tzw. *splitting failure*. Ogólnie przyjmuje się, że występuje on w przypadku stosunkowo niedużych grubości otulin i przy braku zewnętrznych oddziaływań, niwelujących skutki rozrywającej składowej sił przyczepności. Drugi mechanizm zniszczenia (dający większe wartości maksymalnych naprężeń przyczepności) polega na ścięciu betonu w niedalekiej odległości od czoła żeberek. Tu również występują składowe rozłupujące beton, ale duża grubość otuliny bądź dodatkowe czynniki zewnętrzne (np. strzemiona lub zewnętrzne obciążenie ściskające) uniemożliwiają zniszczenie otuliny. Ten typ zniszczenia jest określony w literaturze jako *shear failure*. W zależności od tego, który mechanizm zniszczenia chcemy badać, musimy się zdecydować na specyficzny typ próbki, aby mógł się zrealizować zakładany charakter destrukcji przyczepności.

Reasumując przedstawione w tym rozdziale uwagi należy podkreślić, że badania empiryczne zjawiska przyczepności są metodologicznie dosyć skomplikowane. Wybór określonej procedury badawczej i elementu próbnego jest zdeterminowany najczęściej przez przyjęte wcześniej założenia teoretyczne. Otrzymane wyniki można więc interpretować jedynie w ich obrębie. Brak takiej świadomości doprowadza do wielu kontrowersji wśród badaczy. Na usprawiedliwienie trzeba jednak dodać, że skomplikowanie problemu zarówno od strony badawczej, jak i teoretycznej jest tak duże, że stworzenie w bliskiej przyszłości ogólnie akceptowanego modelu i procedury badawczej obejmującej całokształt zjawiska nie jest chyba możliwe.

2.1.2. Przegląd typowych elementów badawczych odpowiadających głównym modelom przyczepności

Najbardziej obecnie rozpowszechniony element wykorzystywany do badań przyczepności pokazano schematycznie na rysunku 2.3.

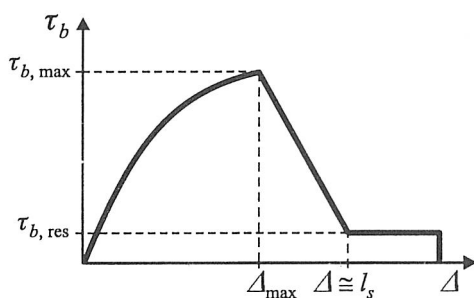


Rys. 2.3. Schematyczny widok próbek do badań typu *pull-out* zalecany przez RILEM [3]

Fig. 2.3. Schematic view of pull-out test recommended by RILEM [3]

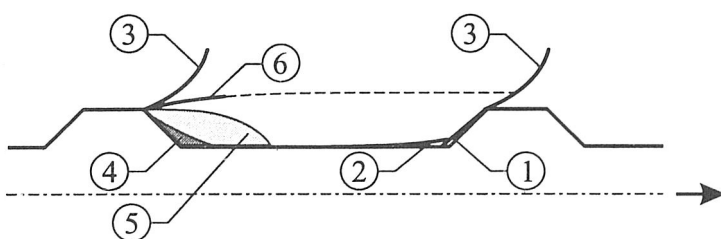
Przyjęcie elementów o krótkim odcinku przyczepności, sięgającym pięciu średnic pręta zbrojeniowego, pozwala założyć, że zmiany odkształceń w stali wzdłuż osi pręta są liniowe, a w konsekwencji wartość naprężeń przyczepności jest stała i można ją obliczyć ze wzoru (2.4). Drugą wielkością mierzoną podczas takich badań jest wartość poślizgu Δ . Powinna ona być zgodna ze wzorem (2.7). W rzeczywistości zależność ta jest inna – nieliniowa. Towarzyszą temu poślizgi występujące nie tylko na obciążonym, ale i na swobodnym końcu. W tej sytuacji poślizg jest mierzony zarówno przy czole próbki, jak i na swobodnym końcu (wartości poślizgu różnią się). Najczęściej do interpretacji wyników przyjmuje się wartość średnią, chociaż są też zwolennicy przyjmowania jako miarodajnej wartości poślizgu swobodnego końca. Ta koncepcja jest jednak całkowicie sprzeczna z przyjętymi założeniami. Przy wyznaczaniu poślizgu na obciążonym końcu należy pamiętać o uwzględnieniu (odjęciu od pomierzonej wartości) swobodnych odkształceń stali na odcinku $5 d_b$, tam gdzie pręt stalowy znajduje się w plastikowej osłonie. Być może to powoduje, że wyniki pomiarów wykorzystuje się jedynie na swobodnym końcu. Taki wybór elementu próbnego determinuje typ otrzymywanych wyników, mianowicie zależność typu $\tau_b = \tau_b(\Delta)$. Zakłada ona, że miarą przyczepności może być „odporność” na przemieszczanie się stali względem betonu i że miara ta jest niezależna od położenia względem np. miejsca, gdzie powstała rysa. Inaczej mówiąc, niezależnie od tego, gdzie i przy jakim poziomie obciążenia poślizgi są równe, odpowiadają im takie same wartości naprężeń przyczepności. Typowe wyniki badań są prezentowane w postaci krzywych o charakterze zbliżonym do przedstawionego na rysunku 2.4. Zgodnie z zaleceniami [4] można przyjmować dla

elementu betonowego, który nie jest dodatkowo skrupowany (*confined*) następujące wartości charakteryzujące tę krzywą: $\Delta_{\max} = 0,6 \text{ mm}$, $\tau_{b, \max} = 2,0 f_{ck}^{0.5}$ i $\alpha = 0,4$. Wznosząca się gałąź krzywej na tym rysunku – $\tau_b = \tau_{b, \max} (\Delta/\Delta_{\max})^\alpha$ – odpowiada narastaniu oporów podczas przemieszczania się pręta. Na samym początku decydujące znaczenie ma zjawisko adhezji. Ulega ona częściowemu zniszczeniu – początkowo na tylnej ścianie żeberka (rys. 2.5 – 1), a w miarę wzrostu przemieszczeń na powierzchni między żeberkami (rys. 2.5 – 2). Towarzyszy temu ściskanie betonu przy przeciwległej powierzchni żeberka, ale panujący tam stan odkształceń nie prowadzi jeszcze do trwałych deformacji. Wzrostowi naprężeń ściskających zaczynają odpowiadać coraz większe naprężenia rozciągające przy czole żeberka. Przy pewnym poziomie obciążenia doprowadzają one do powstania mikrorysy (rys. 2.5 – 3). Etap ich powstawania i rozwoju może być utożsamiany ze zwiększoną nieliniowością zależności $\tau = \tau(\Delta)$ na wykresie (rys. 2.4). Wynika to z większej podatności elementu na przemieszczanie.



Rys. 2.4. Typowy wynik badań przyczepności w postaci funkcji $\tau = \tau(\Delta)$

Fig. 2.4. Typical research result as a function of slip $\tau = \tau(\Delta)$



Rys. 2.5. Zjawiska towarzyszące rozwojowi mechanizmów działania przyczepności [5] – opis w tekście

Fig. 2.5. Phenomenon corresponding to bond development [5] – described in text

Dalszy wzrost przemieszczeń powoduje zniszczenie betonu w wyniku działania sił ściskających (rys. 2.5 – 4) – początkowo przy żeberku, z tendencją do penetrowania ciągłej przestrzeni pomiędzy żeberkami. Ten etap wyłączenia odpowiada w praktyce

osiągnięciu maksymalnych wartości naprężeń przyczepności $\tau_{b, \max}$. Jak można się przekonać z analizy działania mechanizmu przyczepności na tym etapie obciążenia, wartość $\tau_{b, \max}$ staje się funkcją wytrzymałości betonu na ściskanie. Dalszy wzrost obciążenia, prowadząc do niszczenia coraz to nowych obszarów betonu pomiędzy żeberkami (rys. 2.5 – 5), powoduje spadek wartości naprężeń przyczepności przy przyspieszonym przyroście poślizgu. Towarzyszy temu tworzenie i rozwój rys podłużnych równoległych do osi zbrojenia (rys. 2.5 – 6). Gdy przemieszczenie pręta osiągnie długość odpowiadającą odległości między żeberkami, można przyjąć, że jedynym czynnikiem przeciwstawiającym się dalszemu przemieszczeniu pręta są siły tarcia na styku beton–beton. Na rysunku 2.4 są to wartości $\tau_{b, res}$ i pozioma część wykresu. Prowadzi to do ostatecznego zniszczenia przyczepności określonego w literaturze anglosaskiej jako *shear failure* i wyrwania pręta z bloku betonowego. Taki mechanizm zniszczenia jest skutkiem dużej wartości otuliny betonowej, wynoszącej w tym przypadku ponad $4 d_b$. W praktyce budowlanej otuliny są znacznie mniejsze i dużo bardziej prawdopodobny jest rozwój rys powstałych przy żeberkach, prowadzący do zniszczenia otuliny w wyniku jej rozłupania.

Reasumując przedstawione do tej pory rozważania, można zwrócić uwagę na następujące zalety badań prowadzonych na próbkach pokazanych na rysunku 2.3.

- Badania prowadzone na takich elementach są stosunkowo proste w realizacji, ponieważ wymagają pomiaru jedynie dwóch parametrów – siły F i przemieszczenia Δ .

- Prostota badań umożliwia ich prowadzenie na dużej liczbie próbek, w których zmiennymi mogą być inne czynniki wpływające na przyczepność (np. wytrzymałość betonu, sposób użebrowania stali, historia obciążenia).

- Uzyskane wyniki w postaci funkcji $\tau = \tau(\Delta)$ (por. rys. 2.4) dość dobrze odpowiadają poszczególnym etapom działania sił przyczepności i są stosunkowo łatwe do zastosowania w analizach obliczeniowych, opartych na metodzie elementów skończonych.

Można jednak spotkać w literaturze przedmiotu [6, 7] wiele zastrzeżeń do wyników otrzymanych z takiego typu badań. Do najczęściej poruszanych i mających największe znaczenie należą opisane poniżej:

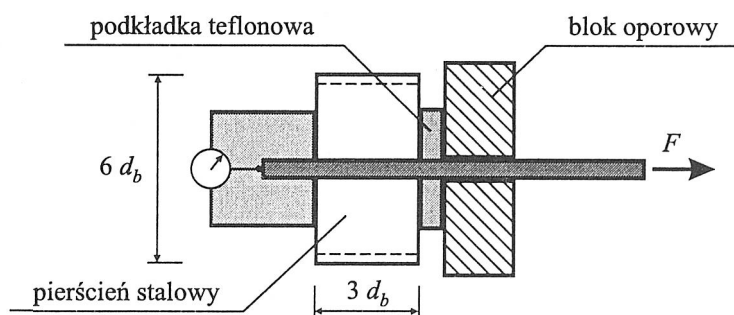
- W czasie prowadzenia badań stal jest rozciągana a beton ściskany, w związku z tym odwzorowanie strefy rozciąganej elementu żelbetowego jest fałszywe. Ściskanie betonu powoduje ponadto zaburzenie mechanizmów działania sił przyczepności na beton (nie ma efektu sumowania się odkształceń rozciągających). Może też, przez ograniczenie odkształceń betonu przy czole próbki, „wzmocnić” efekt odporności otuliny na pękanie.

- Prowadzenie badań na takich próbkach jest równoznaczne z założeniem, że lokalna zależność między poślizgiem a naprężeniami przyczepności jest ważna dla dowolnego przekroju. Założenie to bywa kwestionowane zarówno z punktu widzenia teoretycznego, jak i na podstawie wyników badań eksperymentalnych [5, 8].

- Bardzo krótki odcinek przyczepności ($5 d_b$) uniemożliwia powstawanie rys wewnętrznych, co prowadzi do zawyżonych, w porównaniu z elementami w skali naturalnej, wartości $\tau_{b, \max}$.

- W badaniach można określić w sposób precyzyjny jedynie parametry związane z jednym typem zniszczenia przyczepności (*shear failure*), gdyż grubości otuliny są bardzo duże. Przydatność tych badań do analizy, mającego dużo większe znaczenie praktyczne, zniszczenia przyczepności w wyniku rozłupania otuliny jest niewielka.

Część z tych wad próbowano ograniczyć bądź wyeliminować, stosując różnego rodzaju modyfikacje. Jednym z ciekawszych rozwiązań, zaproponowanych przez Tepfersa, było zastosowanie do badań próbki betonowej ze stalowym pierścieniem. Prowadził on badania począwszy od końca lat 70. aż do lat 90. [9, 10]. Elementem badawczym (rys. 2.6) był niski walec betonowy wraz z centralnie osadzonym prętem oraz cienkim stalowym pierścieniem, na którym naklejone były tensometry. Siła zewnętrzna F jest równoważona przez blok oporowy, który poprzez warstwę teflonu o minimalnym współczynniku tarcia (nie ogranicza on odkształceń poprzecznych betonu i nie redukuje poziomych naprężeń ściskających) jest przenoszona na beton. Pomiar poślizgu był wykonywany na swobodnym końcu.



Rys. 2.6. Oprzyrządowanie testu pierścieniowego

Fig. 2.6. Tepfer's ring test

Wskutek skrócenia długości l_b do zaledwie $3 d_b$ założenie, że wartość naprężeń przyczepności jest stała staje się bardziej prawomocne. Prowadzi to jednak do wyjątkowo szybkiego niszczenia przyczepności w wyniku efektu koncentracji naprężeń. Zmniejszenie wartości otuliny do $2,5 d_b$ pozwoliło uwzględnić mechanizm zniszczenia, polegający na zniszczeniu otuliny przez radialne rysy powstające przy zbrojeniu.

Tak zaprojektowany element badawczy umożliwia badanie wpływu poszczególnych składowych sił przyczepności (por. rys. 1.3). Składowa pozioma F_b jest przenoszona przez beton i – stosując identyczne z opisanymi już procedury pomiarowe – można wyznaczyć dla tego kierunku zależność typu $\tau = \tau(\Delta)$. Wzrost obciążenia powoduje

stopniowy rozwój rys radialnych. Gdyby nie stalowy pierścień, przy pewnym poziomie obciążenia doszłoby do zniszczenia przyczepności w wyniku rozłupania betonu (*splitting failure*). W tak zaprojektowanym elemencie całość siły rozłupującej F_s jest teraz przenoszona przez stalowy cylinder. Umieszczone na nim tensometry pozwalają określić wartość tej siły. Dzięki temu możliwe jest kontynuowanie obciążenia i określenie kierunku działania sił przyczepności względem osi pręta.

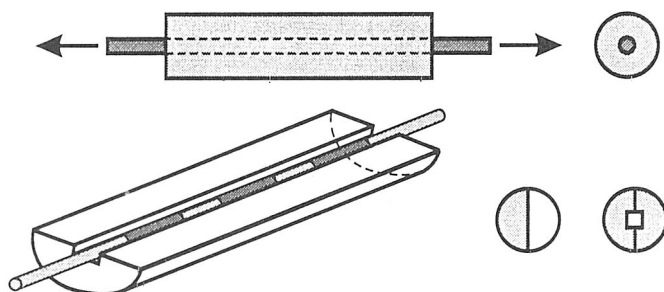
$$\alpha = \arctan \frac{2\pi\varepsilon_s E_s t}{F} \quad (2.10)$$

gdzie: t – grubość blachy tworzącej pierścień,

F – siła działająca na wyciągany pręt.

Doświadczalne ustalenie kąta, pod którym działają siły przyczepności jest bardzo istotne z teoretycznego i praktycznego punktu widzenia. Tak zaprojektowany element badawczy pozwala np. określać zmiany tego kąta w zależności od poślizgu zbrojenia, przy uwzględnieniu wielu innych parametrów – średnicy zbrojenia, typu żebrowania, względnej powierzchni żeberek itp.

Podstawowe zastrzeżenia do badań prowadzonych na takim elemencie są identyczne z opisanymi poprzednio. Dodatkowo należy podkreślić, że z teoretycznego punktu widzenia poślizg na swobodnym końcu pręta możliwy jest dopiero po pojawieniu się lokalnych odspojień stali od betonu. W opisanych badaniach występuje on praktycznie natychmiast. W szczególności prowadzi to do wartości przemieszczeń sięgających ponad 1 mm i nie mających miejsca w rzeczywistych konstrukcjach, gdzie ograniczeniem jest dopuszczalna szerokość rozwarcia rys. Warto też uzmysłowić sobie, że stalowy cylinder pozwala, co prawda, mierzyć odkształcenia obwodowe wywołane siłami przyczepności, ale dopiero w sporej odległości od zbrojenia. Szczegółowe informacje o ich rzeczywistym przebiegu byłyby bardzo cenne.



Rys. 2.7. Schemat próbki oraz sposób przygotowania pręta zbrojeniowego [11]

Fig. 2.7. Schematic diagram of the specimen and steel bar preparing [11]

Trzeci szeroko rozpowszechniony typ elementu badawczego pokazano na rysunku 2.7. Historycznie rzecz biorąc był to jeden z pierwszych typów próbek. Po raz pierwszy opracował go i wykorzystał Nilson [11] w 1971 roku, a później, mimo dużej pracochłonności, był jeszcze wielokrotnie stosowany przez innych badaczy [5, 8]. Istnieje kilka odmian tego typu próbek, ale podstawowy element jest konstruowany na następujących zasadach:

a) długość elementu, równa najczęściej długości odcinka przyczepności, jest dobrana w ten sposób, aby odpowiadać minimalnej odległości pomiędzy rysami,

b) element jest poddany dwustronnemu rozciąganiu (siły są przyłożone do pręta zbrojeniowego),

c) pręt zbrojeniowy jest rozcinany na dwie połowy, w ich środku frezuje się rowek, w którym umieszcza się tensometry; po złożeniu pręt łączy się za pomocą zgrzewania w całość,

d) oprócz zainstalowania tensometrów na stali możliwe jest ich umieszczenie w bębnie w pewnej odległości od pręta tensometrów do pomiaru odkształceń w betonie,

e) całość jest zabetonowana, najczęściej w formie walcowej.

W przypadku takiego typu elementów najbardziej istotne informacje uzyskuje się z analizy odkształceń pomierzonych w stali. Przy odpowiedniej precyzji wykonania i dużej liczbie tensometrów można w stosunkowo dokładny sposób określić wartość tych odkształceń w funkcji położenia, a co za tym idzie obliczyć naprężenia przyczepności. Możliwy jest również pomiar przemieszczeń pręta (na jego końcach) względem betonu. Dodatkową zaletą tego typu próbki jest fakt, że zarówno beton, jak i stal są rozciągane, co najwierniej z prezentowanych próbek odwzorowuje strefę rozciąganą belki. Oprócz niewątpliwych zalet, taki typ elementów niesie też ze sobą liczne niedogodności i problemy. Podstawowe z nich można skrótkowo określić następująco:

a) właściwe wykonanie próbek wymaga bardzo dużej precyzji i nawet niewielkie niedoskonałości powodują istotne zafałszowanie wyników,

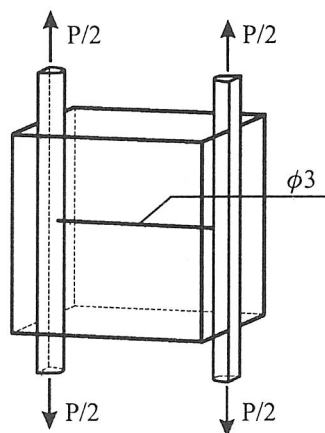
b) nawet prawidłowo wykonane elementy charakteryzują się znacznymi rozrzutami wyników,

c) ze względu na duże rozrzuty wyników odkształceń w stali również podawane wyniki dotyczące naprężeń przyczepności są obarczane błędem.

Elementy zbliżone do pokazanego na rysunku 2.3 służą głównie do kalibrowania funkcji typu $\tau = \tau(\Delta)$. Wyniki badań pozwalają ustalić wartości parametrów uwzględniających warunki przyczepności w zależności od wytrzymałości betonu, typu zbrojenia stali zbrojeniowej itp. Dzięki swojej prostocie umożliwiają wykonanie dużej liczby elementów. Odnosi się to również do elementów pokazanych na rysunku 2.6. Wyniki bardziej szczegółowych badań i analiz teoretycznych wykazują jednak, że ten sposób badań i dobór próbek pomija część istotnych z teoretycznego i praktycznego punktu widzenia problemów. Jednym z takich zagadnień są kwestie związane z powstawaniem i rozwojem rys wewnętrznych, zwanych czasami rysami drugiego rzędu. Rysy te powstają przy zbrojeniu i propagują się w kierunku zewnętrznej powierzchni

betonu. Odnośnie do ich źródeł powstania, mechanizmów rozwoju i roli w modyfikowaniu przyczepności występuje wiele niejasności. Dodatkowe komplikacje związane są z tym, że istnieje kilka rodzajów takich rys. Badania prowadzone na opisanych do tej pory próbkach nie są w stanie zmierzyć się z tym problemem.

W pomysłowy, ale skomplikowany i wymagający dużej precyzji wykonania sposób zdołano zaobserwować powstawanie tych rys i ich wpływ na przyczepność, projektując próbkę pokazaną na rysunku 2.8 [12].

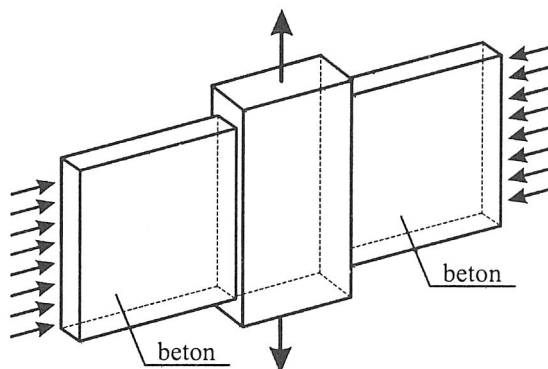


Rys. 2.8. Widok elementu służącego bezpośredniej obserwacji powstawania rys wewnętrznych

Fig. 2.8. A view of specimen for direct observations of internal cracks

Istota pomysłu polegała na przecięciu na pół pręta zbrojeniowego i umieszczeniu tych połówek przy krawędziach elementu (były z nimi zlicowane). W celu zapewnienia osiowości obciążenia i uniknięcia zginania prętów, połączono je w środku prętem $\phi 3$ i dodatkowo na zewnątrz za pomocą płyt. Porównawcze badania prowadzone na bardziej typowych elementach wykazały dobrą zgodność wyników w porównywalnym zakresie. Należy jednak podkreślić, że rozkład naprężeń stycznych na powierzchni przekroju pręta różni się od rozkładu występującego w przypadku klasycznego osiowego rozciągania. Dzięki takiemu skonstruowaniu możliwy był bezpośredni pomiar zarówno odkształceń w stali, jak i przemieszczeń wybranych punktów. Możliwość bezpośredniej obserwacji powstawania i rozwoju rys wewnętrznych wykazuje, że ich powstanie powoduje zmniejszenie wartości poślizgu względem przyrostu odkształceń w stali. Jego część jest „absorbowana” przez rozwijającą się szerokość tej rysy. Kolejną istotną obserwacją było stwierdzenie, że zależność między poślizgiem a naprężeniami przyczepności jest funkcją położenia danego przekroju względem końca elementu. Podważa to założenia, będące podstawą prowadzenia badań na krótkich elementach.

Jeszcze dalej w modyfikacjach próbek posunięto się konstruując element, w którym do pomiarów wykorzystano precyzyjne optyczne metody pomiarowe oparte na metodzie Moiré (rysunek 2.9) [13].



Rys. 2.9. Schematyczny widok próbki, w której wykorzystano optyczne metody pomiarowe

Fig. 2.9. Schematic view of a specimen for optical measurement

Składa się on z elementu stalowego o przekroju 50×25 , usytuowanego pomiędzy dwoma elementami betonowymi. Element poddawany jest rozciąganiu (stal) oraz poprzecznemu ściskaniu (betonowe bloki). Powierzchnie elementów były bardzo starannie wypolerowane, a następnie pokryte siatką dyfrakcyjną. Zagęszczenie siatek wynosiło 20 na 1 mm. Interferencja pomiędzy poszczególnymi prążkami powoduje powstanie izochrom, co umożliwia pomiar względnych przemieszczeń. Odształcenia wyznacza się w wyniku graficznych różniczekowań przemieszczeń. Dodatkowo zainstalowano też na stali klasyczne czujniki tensometryczne. Umożliwiało to kontrolę rezultatów, otrzymanych metodami elastooptycznymi. Taka konstrukcja jest daleka od warunków panujących w rozciągającym elemencie żelbetowym, ale pozwala na obserwację i pomiar wielu zjawisk, niedostępnych w klasycznych badaniach.

Za najbardziej interesujące można uznać następujące spostrzeżenia:

- Miejsce występowania maksymalnych naprężeń przyczepności jest odsunięte od czoła próbek i ulega przemieszczeniom podczas zmiany obciążenia.
- W połowie elementu przemieszczenia są równe zero, natomiast $\varepsilon_3 > \varepsilon_{ct}$, a fakt zerowania się naprężeń przyczepności jest wątpliwy.
- W co najmniej $\frac{1}{4}$ długości próbki nie można stosować zależności typu $\tau = \tau(\Delta)$.
- Obciążenia cykliczne powodują spadek naprężeń przyczepności (rozkłady odkształceń w stali są bardziej płaskie).

Do grupy ciekawych, ale nietypowych elementów badawczych można również zaliczyć elementy zaprojektowane i używane w badaniach przez Gambarowę i współpracowników [14, 15]. Służą one do badań przyczepności w sytuacji, gdy mo-

deluje się element zarysowany (odwzorowujący spękanie otuliny), ale zabezpieczony przed całkowitym zniszczeniem przyczepności dzięki zbrojeniu poprzecznemu (np. strzemiona).

Odpowiedzią na zgłaszane często zastrzeżenia dotyczące tego, że podczas badań przyczepności beton jest ściskany jest typ próbki, określany jako zmodyfikowany duński test [16]. Jego istota polega na tym, że pręt stalowy osiowo osadzony w betonowym walcu jest przecięty w połowie swej długości. Dzięki temu zarówno stal, jak i beton są rozciągane (*double pull-out*). Prowadzi to niewątpliwie do zdecydowanej poprawy odwzorowania strefy rozciąganej elementu żelbetowego. Wadą jest natomiast konieczność stosowania dużych otulin równych około $3-4 d_b$. Są one konieczne po to, aby przekrój betonowy nie uległ zbyt szybkiemu zniszczeniu w wyniku zarysowania. Elementy takie mogą być używane do badań zgodnych z zaleceniami RILEM, np. [17] oraz do wyznaczania średnich wartości naprężeń przyczepności [18].

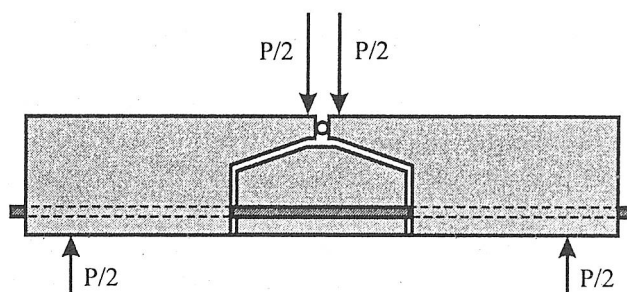
Jak już w rozdziale pierwszym zaznaczono, zakres książki jest ograniczony do analizy zjawisk przyczepności związanych ze współpracą pojedynczego rozciąganego pręta. Warto jednak, na zakończenie chociaż, wspomnieć o dwóch istotnych grupach problemów badawczych i związanych z nimi elementami próbnymi. Do pierwszej można zaliczyć zjawiska dotyczące przyczepności w miejscach łączenia prętów na zakład. Ze względu na duże znaczenie praktyczne tego zagadnienia, liczba badań jest imponująca. Są one najczęściej prowadzone na elementach zginanych, obciążonych w ten sposób, że połączenie występuje w obszarze stałego momentu zginającego. Parametrami są:

- a) grubość otuliny i usytuowanie prętów,
- b) rozstawy pomiędzy prętami,
- c) długość zakładu.

Interpretacja wyników badań sprowadza się do praktycznej analizy wzajemnego oddziaływania prętów i wynikającego stąd modyfikowania sił przyczepności. Z nielicznymi wyjątkami nie wносиła ona nowych informacji na temat istoty i mechanizmów przyczepności.

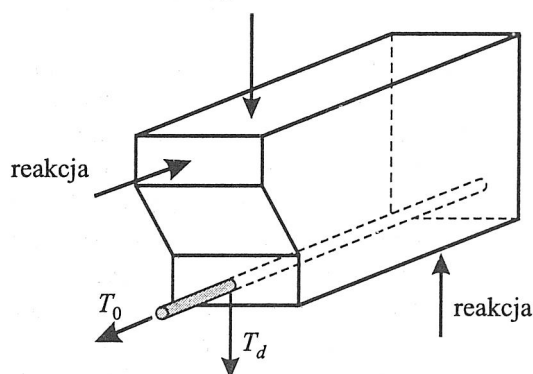
Do drugiej grupy specyficznych problemów badawczych o dużym znaczeniu praktycznym i teoretycznym należy określanie warunków przyczepności (skuteczność kotwienia) pręta przy podporze belki, tzn. przy znaczącym udziale wpływu siły tnącej. W takich badaniach dominują dwa typy elementów próbnych. Pierwszy z nich przedstawiono na rysunku 2.10. Istotą pomysłu jest wydzielenie z belki części skrajnych, w których znajduje się zakotwiony pręt zbrojeniowy oraz części środkowej, w której albo nie ma betonu, albo przyczepność została zlikwidowana np. przez umieszczenie pręta w plastikowej rurze.

Taki schemat obciążenia umożliwia obserwację zachowań pręta poddanego rozciąganiu (od zginania) i działaniu siły tnącej. Podstawowymi parametrami są tu powiązane ze sobą wartości momentu zginającego i siły tnącej. Bardzo często jako dodatkowe zmienne wprowadza się wytrzymałość betonu, długość zakotwienia oraz rodzaj pręta zbrojeniowego.



Rys. 2.10. Schemat badań dotyczących wpływu siły poprzecznej na przyczepność pręta, tzw. *divided beam test*

Fig. 2.10. Schema for the dowel action researches – divided beam test



Rys. 2.11. Schemat badań belki wspornikowej

Fig. 2.11. Schema for cantilever beam test

Drugi typ elementu służący między innymi ocenie wpływu siły poprzecznej na przyczepność przedstawiono na rysunku 2.11. W odniesieniu do takiego elementu istnieje możliwość niezależnego zmieniania wartości sił T_d i T_0 . Pozwala to na precyzyjniejsze określenie wpływu zmian siły poprzecznej na przyczepność. W przypadku obydwu elementów miarą przyczepności jest poślizg zbrojenia względem betonu, mierzony najczęściej jedynie na swobodnym końcu pręta. Występujące podczas badań zjawiska są ściśle powiązane z następującymi zagadnieniami:

- a) „klockowanie” prętów zbrojeniowych – *dowel action*,
- b) wzajemne zazębianie się kruszywa w rysie (szczególnie ukośnej) – *aggregate interlocking*.

2.1.3. Podsumowanie i wnioski

Z zaprezentowanych w poprzednim podrozdziale sposobów badań główne znaczenie mają dwa: próba wyciągania (*pull-out test*) oraz podwójne wyciąganie (*double pull-out*). Stanowią one podstawy do formułowania i kalibrowania funkcji przyczepności, to znaczy ustalania zależności między wartością naprężeń przyczepności a innymi wielkościami. Pozostałe badania można zakwalifikować jako uzupełniające, uściślające pewne wybrane pojęcia (np. *ring test*) lub też rozszerzające problematykę, lecz bazujące na już ustalonych funkcjach przyczepności (np. badanie połączeń na zakład lub wpływu sił poprzecznych).

Najczęściej stosowany typ (*pull-out*) pozwala mierzyć jedynie zmiany wartości poślizgu w funkcji obciążenia. W konsekwencji wszystkie wyniki muszą być interpretowane jako funkcje typu $\tau = \tau(\Delta)$. Ponieważ inne badania podważają prawdziwość założeń tkwiących przy formułowaniu ogólnej postaci tej funkcji, otrzymywane z badań typu *pull-out* wyniki nie nadają się do zastosowania w analizie konstrukcji. Nie oznacza to całkowitej ich bezużyteczności. Należy je jednak traktować głównie jakościowo, a nie ilościowo i dodatkowo interpretować je z dużą ostrożnością.

W przypadku badań typu *double pull-out* bezpośredni pomiar dotyczy odkształceń w stali, co skutkuje tym, że wyniki mają postać $\tau_b = \tau_b(x)$, gdzie x jest współrzędną określającą odległość przekroju od czoła (lub środka) próbki. Dokładność wyników zależy od „zagęszczenia” tensometrów, ponieważ wartość naprężeń przyczepności oblicza się ze wzoru (2.5). Skomplikowany sposób przygotowania elementów dodatkowo zwiększa możliwość otrzymywania niewiarygodnych rezultatów i powoduje, że liczba badań nie jest na tyle duża, by móc formułować daleko idące uogólnienia otrzymywanych rezultatów, a weryfikacja parametrów doświadczalnych jest skomplikowana i niejednoznaczna [19, 20]. Warto wreszcie podkreślić dużą wrażliwość wyników na wartość długości elementu. Nie jest bowiem prawdą, że odcinek l_b , równy w przybliżeniu typowemu rozstawowi rys, gwarantuje prawomocność ekstrapolacji otrzymanych z próbek wyników na zachowanie się konstrukcji. Problem ten jest szerzej omówiony w rozdziale piątym. Próby interpretacji wyników badań w postaci $\tau_b = \tau_b(x, \Delta)$ [5, 8, 22] należy uznać za mało przekonujące, ponieważ wartości poślizgu Δ są wartościami obliczanymi (mniej lub bardziej precyzyjnie), a nie mierzonymi.

Warto również zwrócić uwagę, że przytłaczająca większość elementów używanych w badaniach jest osiowo rozciągana, a wyniki badań próbuje się stosować do analizy innych przypadków, np. zginania. Oznacza to przyjęcie założenia, że mechanizm przyczepności jest niezależny od sposobu obciążenia. Bliższa analiza problemu (teoretyczna i eksperymentalna) całkowicie obala to założenie [22].

Ostatnimi czasy narasta przekonanie, że konieczne staje się uporządkowanie metodologii badań, polegające między innymi na nowej standaryzacji elementów, na któ-

rych są one prowadzone [7, 24]. Najpoważniejsze zastrzeżenia można streścić w następujących punktach:

- Brak jest wyraźnej i jednoznacznej korelacji pomiędzy zarówno wynikami analogicznych badań prowadzonych na różnych elementach, jak i pomiędzy nimi a zachowaniem się konstrukcji.
- Wątpliwości budzi słaba powtarzalność wyników otrzymywanych z serii badań.
- Większość badań prowadzona jest w warunkach znacznego skrępowania odkształceń betonu (duże otuliny, gęste strzemiona, naprężenia ściskające na powierzchni itp.), co nie ma miejsca w większości rzeczywistych konstrukcji.
- „Najlepsze” elementy próbne dostarczające cennych informacji są często bardzo skomplikowane w wykonaniu i kosztowne.

Postulat wprowadzenia nowych standardów badań i nowych elementów jest ze wszech miar słuszny. Szczególnie dotyczy to integrującego się rynku europejskiego w sytuacji burzliwego rozwoju nowych technologii betonu i zmian w produkcji stali i innych materiałów zbrojeniowych o niemetalicznym pochodzeniu. Trudno sobie jednak wyobrazić opracowanie jednej tylko znormalizowanej procedury badawczej i odpowiadającego jej elementu. Wydaje się, że sensownym rozwiązaniem jest wyodrębnienie pewnej liczby grup zagadnień i opracowanie dla nich procedur postępowania na zasadzie ścisłej korelacji próbka–element konstrukcyjny (typ).

W rozdziale piątym opisany jest taki nowy element badań nad przyczepnością. Może on służyć do badań, dotyczących zagadnień występujących w elementach mimośrodowo rozciąganych i zginanych i eliminuje większość podanych tu nieprawidłowości. Pozwala również na zdecydowanie głębszą analizę zjawiska, a otrzymane wyniki można transponować na zachowanie rzeczywistych elementów konstrukcyjnych.

2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na przyczepność

Wytrzymałość betonu jest podstawowym parametrem wpływającym na przyczepność. Pobieżna analiza prowadzi do dosyć oczywistej konkluzji, iż wzrost wytrzymałości powoduje przyrost przyczepności. W początkowym okresie badań nad zjawiskiem przyczepności przyjmowano, iż maksymalna wartość naprężeń przyczepności liniowo zależy od wytrzymałości betonu na rozciąganie (lub od pierwiastka kwadratowego wytrzymałości na ściskanie). Rozwój technologii betonu, związany z rozpowszechnieniem się zastosowań betonów wysokowartościowych, o wysokiej wytrzymałości, samozageszczających się lub z dodatkami sztucznych kruszyw, skomplikował tę sytuację. Pozwoliło to dostrzec inne aspekty wpływu wytrzymałości betonu na zjawisko transferu sił ze stali na beton. Obecnie można wyróżnić trzy zakresy problematyki wpływu wytrzymałości betonu na przyczepność:

1. Wpływ na średnią wartość naprężeń przyczepności liczoną dla całego odcinka, na którym beton i stal współpracują.

2. Wpływ na sztywność połączenia stal–beton, tzn. kąt nachylenia krzywej $\tau = \tau(\Delta)$ lub wartość $d\tau/dx$.

3. Wpływ na wartość naprężenia przyczepności, przy którym następowało jej zniszczenie.

Oczywiście najistotniejsza jest wartość maksymalnych naprężeń przyczepności, ale pozostałe wielkości również mają istotne znaczenie i nie zawsze są skorelowane z $\tau_{b, \text{maz}}$. Wartość średnich naprężeń przyczepności stanowi bardzo ważną informację przy określaniu długości zakotwienia prętów. Na jej podstawie można określić minimalną długość pręta, niezbędną do przekazania się siły ze zbrojenia na otaczający go beton. Z kolei prędkość „odtworzenia się” naprężeń przyczepności odgrywa istotną rolę przy wyznaczaniu rozstawu rys. Im jest ona większa, tym szybciej „odbudowują” się odkształcenia w betonie i powstaje możliwość pojawienia się kolejnej rysy. Okazuje się, że w każdym z tych przypadków otrzymuje się nieco inne rezultaty dotyczące wpływu wytrzymałości betonu. Co więcej, część z tych problemów musi być analizowana łącznie z wpływem innych parametrów, np. typem żebrowania stali lub wielkością otuliny betonowej. Przekonano się również, że betony wysokiej jakości lub wytrzymałości wykazują w pewnych sytuacjach specyficzne zachowania, tzn. wyniki odbiegają od tendencji obserwowanych w odniesieniu do zwykłych betonów.

2.2.1. Wpływ wytrzymałości betonu na maksymalną wartość naprężeń przyczepności

W literaturze światowej występuje określenie *bond strength*, które nie ma jeszcze swojego polskiego odpowiednika (wytrzymałość na przyczepność), a oznacza ono maksymalną wartość naprężeń przyczepności, przy której następuje utrata przyczepności. Można wyróżnić dwa podstawowe mechanizmy zniszczenia [24]: skutek wyrwania pręta z betonu oraz w efekcie rozłupania otuliny betonowej. Wyciągnięcie pręta z (*pullout failure*) wiąże się ze ścięciem betonowej powierzchni wokół niego – w odległości odpowiadającej wysokości żebrek. Ten typ zniszczenia występuje w badanym elemencie wtedy, gdy pręt jest dobrze otulony betonem ($c > 3 d_b$) lub następuje „skrępowanie” odkształceń elementu dodatkowym zbrojeniem (spirała lub strzemiona). Efekt skrępowania można również osiągnąć dzięki przyłożeniu do powierzchni elementu obciążeń, wywołujących poprzeczne naprężenia ściskające. Naprężenia przyczepności i towarzyszące im przemieszczenia tuż przed zerwaniem przyczepności są wtedy bardzo duże: sięgają odpowiednio 1/3 wytrzymałości betonu na ściskanie i paru milimetrów. W rzeczywistych elementach konstrukcyjnych sytuacja taka może pojawiać się wyjątkowo rzadko. Wynika to zarówno z powszechnego stosowania zdecydowanie mniejszych otulin, jak i ograniczeń dotyczą-

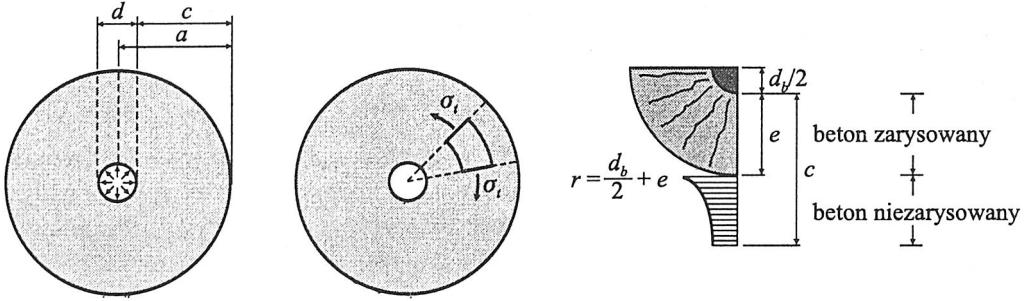
cych szerokości rozwarcia rys w konstrukcji (nie dopuszcza się tak dużych poślizgów zbrojenia). Praktyczne znaczenie tego mechanizmu zniszczenia może dotyczyć połączeń elementów (np. słup–belka), poddanych nietypowym obciążeniom typu trzęsienie.

Jeżeli otulina jest mniejsza niż dwie średnice zbrojenia, to zniszczenie przyczepności jest efektem rozłupania otuliny betonowej. Jest to związane z powstawaniem i rozwojem rys wewnętrznych, zainicjowanych przy zbrojeniu. Bardziej szczegółowa analiza tego mechanizmu pozwala wyodrębnić dwie postacie tego zniszczenia, zależne od geometrii żeberek i stanu ich powierzchni. Pierwsza z nich wiąże się ze ścięciem betonu przez żeberka, ale przy założeniu, że beton ten nie uległ odspojeniu. Skutkuje to zmniejszonym kątem nachylenia sił przyczepności. W drugiej sytuacji płaszczyzna zniszczenia jest nachylona pod kątem równym nachyleniu powierzchni żeberek. Niezależnie od postaci powierzchni zniszczenia efektem końcowym jest taki rozwój rys wewnętrznych, który doprowadza do osiągnięcia przez nie zewnętrznej powierzchni badanego elementu. Gdy rysy te osiągną zewnętrzną powierzchnię otuliny betonowej, tworzy się rysa równoległa do osi zbrojenia. Rozłupanie otuliny umożliwia w miarę swobodne przemieszczanie się pręta względem betonu.

Wyznaczanie wytrzymałości na przyczepność prowadzi się na krótkich próbkach. W zależności od charakterystyki geometrycznej (wielkość otuliny) można doświadczalnie określić zarówno wytrzymałość związaną z wyciągnięciem pręta, jak i zniszczeniem otuliny. W istocie elementy badawcze o krótkich odcinkach przyczepności nadają się głównie do analizy tego zagadnienia.

Określenie mechanizmów zniszczenia przyczepności w konstrukcji jest zdecydowanie bardziej skomplikowane i bardzo rzadko analizowane. W pojedynczym elemencie nie ma możliwości wyrwania pręta – z banalnego powodu: obciążenie nie jest do niego bezpośrednio przyłożone. Zbliżony do wysunięcia mechanizm może wystąpić jedynie w połączeniach typu belka–słup, jeżeli zbrojenie rygla jest kotwione w słupie [25]. Jednak nawet w tej sytuacji wyciągnięcie pręta ze słupa na pewno będzie poprzedzone innym mechanizmem zniszczenia tego układu. Realne pozostaje jedynie rozłupanie otuliny. O ile jednak w elementach próbnych o małych wartościach l_b powstanie rys radialnych prowadzi do zniszczenia, o tyle w rzeczywistej konstrukcji powstanie rys równoległych do zbrojenia nie jest równoznaczne z osiągnięciem jakiegokolwiek stanu granicznego nośności, jeżeli tylko wartość l_b jest odpowiednio duża [26]. Problem ten jest bardziej szczegółowo omówiony w rozdziale piątym.

Mechanizm zniszczenia przyczepności w wyniku rozłupania otuliny rozpropagował na szeroką skalę Tepfers. Analizował on pręty żebrowane, występujące pojedynczo i w połączeniach oraz wpływ usytuowania prętów w przekroju [27]. To klasyczne podejście polega na przyjęciu założenia, że przyczyną rozłupania otuliny są radialne składowe naprężeń przyczepności, równoważone przez naprężenia rozciągające w betonie (rys. 2.12).



Rys. 2.12. Mechanizm rozłupywania otuliny przez siły przyczepności według Tepfersa

Fig. 2.12. Splitting pattern for a concrete cover according to Tepfers

Składowe te działają na beton jak ciśnienie hydrostatyczne $p = \tau_b \tan \alpha$. W związku z tym powstają w betonie naprężenia styczne dane wzorem

$$\sigma_i(r) = p \frac{\left(\frac{d_b}{2}\right)^2}{\left(c + \frac{d_b}{2}\right)^2 - \left(\frac{d_b}{2}\right)^2} \left[1 + \frac{\left(c + \frac{d_b}{2}\right)^2}{r^2} \right] \quad (2.11)$$

We wzorze tym c jest otuleniem betonowym, tzn. minimalną wartością z odległości pomiędzy powierzchnią pręta, a zewnętrzną powierzchnią betonu otulającego ten pręt. Maksymalna wartość tych naprężeń występuje przy powierzchni pręta. Jeżeli przekroczą wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie, to powstają przy zbrojeniu rysy wewnętrzne o zasięgu e (rys. 2.12). Rysa ta powoduje, że parcie p rozkłada się na większą powierzchnię, ulegając tym samym jednostkowemu zmniejszeniu do wartości

$$p' = p \frac{\frac{d_b}{2}}{\frac{d_b}{2} + e} \quad (2.12)$$

Po uwzględnieniu zmniejszenia wartości parcia i faktu, że ekstremalne naprężenia pojawiają się w odległości $r = \frac{d_b}{2} + e$, ich wartość określa wzór

$$\sigma_{i,\max}(r = \frac{d_b}{2} + e) = p \frac{\frac{d_b}{2}}{\frac{d_b}{2} + e} \cdot \frac{\left(c + \frac{d_b}{2}\right)^2 + \left(e + \frac{d_b}{2}\right)^2}{\left(c + \frac{d_b}{2}\right)^2 - \left(e + \frac{d_b}{2}\right)^2} \quad (2.13)$$

Odporność betonu na spękanie będzie największa wtedy, gdy wyrażenie po prawej stronie równania (2.13) przyjmie wartość najmniejszą. Jest tak wtedy, gdy zasięg strefy zarysowanej jest równy

$$e = \sqrt{\sqrt{5}-2} \cdot c - (1 - \sqrt{\sqrt{5}-2}) \frac{d_b}{2} \approx 0,486 c - 0,257 \frac{d_b}{2} \quad (2.14)$$

Po wstawieniu wartości e z równania (2.14) do (2.13) i przyjęciu, że $\sigma_{t, \max} = f_{ct}$ otrzymuje się

$$f_{ct} = \frac{\sqrt{5}-1}{\sqrt{\sqrt{5}-2} \cdot (3-\sqrt{5})} \cdot \frac{\frac{d_b}{2}}{c + \frac{d_b}{2}} p \quad (2.15)$$

Ostatecznie po uwzględnieniu, że $p = \tau_b \tan \alpha$, otrzymuje się zależność w postaci

$$\tau_{b, \max} \approx \frac{f_{ct} \left(c + \frac{d_b}{2} \right)}{1,664 d_b \tan \alpha} \quad (2.16)$$

W swych początkowych pracach Tepfers przyjmował, że $\alpha = 45^\circ$. W późniejszych badaniach uwzględnił już możliwości zmiany tego kąta, co pozwalało na dokładniejszą analizę procesów przyczepności, ale kosztem ścisłości rozważań [10]. W jego koncepcji wytrzymałość na przyczepność jest funkcją jedynie wytrzymałości betonu na rozciąganie, średnicy zbrojenia i otulenia.

Korzystając z identycznej analogii, L. Vandewalle [28] szacowała maksymalną wartość naprężeń przyczepności, opierając się na kryterium Coulomba. Przy ustalaniu maksymalnej wartości parcia przyjmowała, że jest ona powiązana z wytrzymałością betonu na rozłupywanie, a nie na rozciąganie. Kryterium zniszczenia można zapisać w postaci (2.17), przyjmując, że $\sigma = p_{\max}$ i $\tau = \tau_{\max}$.

$$\frac{\tau_{b, \max}}{f_c} = \frac{\sqrt{K}}{2} \left[1 + (1-K) 0,706 \frac{c + \frac{d_b}{2}}{d_b} \right] \quad (2.17)$$

gdzie $K = \frac{f_{ct}}{f_c}$.

W odróżnieniu od pierwotnej koncepcji, wartość $\tau_{b, \max}$ jest powiązana również z wytrzymałością betonu na ściskanie i może osiągać znacznie większe wartości niż te, które wynikają z zależności (2.16).

Bardziej zaawansowane, a przy tym praktyczne z inżynierskiego punktu widzenia kryteria rozłupania otuliny podał również Youlin [5]. Korzystał on z kryterium Ottosena, uwzględniając kohezję betonu i zróżnicowane wartości współczynnika tarcia.

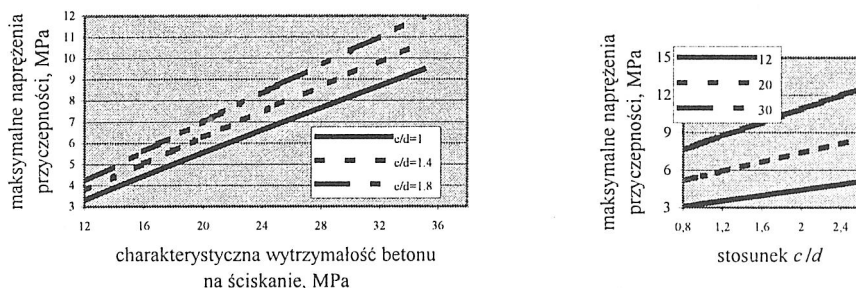
$$\tau_{h,cr} = \left(1,01 + 1,54 \sqrt{\frac{c}{d_b}} \right) f_{ct,sp} \quad (2.18)$$

Tabela 2.1. Porównanie wartości maksymalnych naprężeń przyczepności uzyskanych z trzech modeli zniszczenia (w MPa)

Table 2.1. Values of maximum bond stress according to three models of failure (in MPa)

c/d_b		B20	B25	B30	B37	B45
1,0	A	1,71	1,99	2,31	2,61	2,89
	B	4,45	5,55	6,89	8,19	9,47
	C	5,72	6,63	7,70	8,69	9,63
1,2	A	1,94	2,26	2,62	2,96	3,28
	B	4,74	5,92	7,34	8,73	10,09
	C	6,05	7,02	8,14	9,19	10,19
1,4	A	2,17	2,52	2,92	3,31	3,67
	B	5,04	6,28	7,80	9,27	10,72
	C	6,35	7,37	8,55	9,66	10,70
1,6	A	2,40	2,79	3,23	3,66	4,05
	B	5,33	6,65	8,25	9,81	11,34
	C	6,63	7,70	8,93	10,08	11,18
1,8	A	2,63	3,05	3,54	4,01	4,44
	B	5,62	7,01	8,70	10,35	11,97
	C	6,90	8,00	9,29	10,49	11,62
2,0	A	2,85	3,32	3,85	4,36	4,82
	B	5,92	7,38	9,16	10,89	12,59
	C	7,15	8,29	9,62	10,87	12,04

W tabeli 2.1 podano wartości $\tau_{h,max}$ obliczone odpowiednio ze wzorów: A – (2.16), B – (2.17) oraz C – (2.18). Widać wyraźnie dobrą zgodność wyników B i C, szczególnie w odniesieniu do betonów klasy co najmniej B30. Otrzymane z tych dwóch modeli wartości są zdecydowanie większe niż wartości ustalone przez Tepfersa. Te ostatnie wydają się mocno zaniżone, szczególnie jeżeli weźmie się pod uwagę, że nie są to wartości średnie, lecz maksymalne. Mimo to analizy Tepfersa pozostają najbardziej znanymi i cytowanymi. Trzy przedstawione podejścia do problemu modelowania wytrzymałości na przyczepność można określić jako klasyczne. Uzależniają one tę wytrzymałość od wytrzymałości betonu oraz od stosunku wartości c/d_b . Zależności te są praktycznie liniowe.



Rys. 2.13. Zależności $\tau_{b,\max} = \tau(f_{ck})$ i $\tau_{b,\max} = \tau\left(\frac{c}{d_b}\right)$ na podstawie zależności (2.17)

Fig. 2.13. Dependence of $\tau_{b,\max} = \tau(f_{ck})$ and $\tau_{b,\max} = \tau\left(\frac{c}{d_b}\right)$ according to (2.17)

Inne podejście do problemu wytrzymałości na przyczepność zostało zaprezentowane przez Cairnsa i jego współpracowników [24, 29]. Na podstawie własnych badań oraz danych zaczerpniętych z literatury stwierdził on, że analogia ciśnieniowa jest fałszywa. Zaproponował formułę o strukturze analogicznej do kryterium Coulomba-Mohra:

$$\tau_{b,\max} = \tau_{b,sp} \cot \alpha + \tau_{b,ns} \quad (2.19)$$

We wzorze tym pierwszy składnik odnosi się do wytrzymałości związanej ze składową rozłupującą otulinę, a drugi jest od niej niezależny i kojarzy się z kohezją betonu. Co więcej, ten drugi składnik ma stanowić około 70% całej wytrzymałości. Szczegółowe postacie zależności (2.19), uwzględniające różne formy zniszczenia przyczepności, zawierają składniki powiązane z kohezją i kątem tarcia wewnętrznego w betonie oraz parametry charakteryzujące sposób żebrowania stali – względne pole powierzchni żeberrek – f_R , współczynnik kształtu żeberrek – μ_{rs} i kąt nachylenia żeberka δ . Propozycja ta jest na obecnym poziomie wiedzy najbardziej wiarygodna. Jej zaletą jest zarówno uwzględnienie wpływu użebrowania na wytrzymałość na przyczepność, jak i podkreślenie istnienia i roli wytrzymałości związanej ze spójnością betonu, a nie tylko z odpornością otuliny, na rozłupywanie.

Możliwe są jeszcze inne rozwiązania zagadnienia, np. model zniszczenia przyczepności bazujący na hipotezie wytrzymałościowej Coulomba z uwzględnieniem ograniczenia w postaci maksymalnej wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie i ze współczynnikami korygującymi rzeczywiste wytrzymałości betonu tak, aby móc korzystać z analizy plastycznej. Powierzchnia zniszczenia przebiega w betonie otaczającym pręt zbrojeniowy w ten sposób, że na pewnym odcinku (począwszy od lica

zeberka) przylega ona do pręta, by w pewnej odległości stać się styczną do czoła kolejnego żeberka. W rezultacie otrzymuje się formułę w postaci $\tau_{b, \max}/f_{cm}$, w której uwzględnione są zarówno własności geometryczne pręta stalowego, jak i parametry przekroju [30].

Pod koniec lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia nastąpił intensywny rozwój najbardziej wysublimowanych modeli zniszczenia, korzystając zarówno z teorii plastyczności, jak i mechaniki kruchego pęknięcia [4]. Uwzględniają one zmniejszoną wytrzymałość betonu w obszarach występowania rys wewnętrznych oraz sprężystą lub sprężysto-plastyczną pracę betonu w pozostałym fragmencie otuliny. Otrzymywane z nich wyniki teoretyczne w zakresie otulin wynoszących 1,5–2,0 d_b dają wartości zbliżone do modelu plastycznego. Wykorzystanie teorii związanych z mechaniką kruchego pęknięcia [31] wiąże się z precyzyjnym wyznaczeniem energii pęknięcia dla danego betonu oraz określeniem liczby i szerokości rozwarcia rys wewnętrznych. Na obecnym etapie wiedzy precyzja ich oszacowania pozostawia jednak wiele do życzenia [32].

Na osobną uwagę zasługują modele przystosowane bezpośrednio do wykorzystania w analizach numerycznych – MES. W większości przypadków bazują one na istniejących już rozwiązaniach. Do bardziej oryginalnych można zaliczyć koncepcje opracowane przez Lowesa i innych [33] oraz przez Lundgren [34]. Ich wspólną cechą jest potencjalna przydatność do obliczeń konstrukcji oraz bardzo złożona postać, wynikająca z chęci kompleksowego potraktowania zagadnienia. W pracy [33] wprowadzono na przykład oryginalny parametr Γ , będący iloczynem sześciu czynników, wśród których występują takie jak parametry strukturalne betonu i stali, wpływ poziomu i historii obciążeń czy redukcje związane z kruchym pękaniem. Elementy zaproponowane w [34] pozwalają na zobrazowanie takich efektów jak powstawanie rys wewnętrznych, prowadzących do rozłupywania otuliny, tworzenia się koncentracji naprężeń przy końcu elementów, spadku przyczepności w wyniku uplastycznienia stali itp. Słabym punktem jest trudność w jednoznacznym eksperymentalnym ustaleniu wartości D_{11} , wchodzącej w skład macierzy sztywności tego elementu. Nieco złośliwie można zauważyć, że nawet błędne koncepcje [35] (później poprawione) prowadzą, przy dopasowywaniu parametrów, do poprawnych i zgodnych z badaniami wyników [36].

Te bardziej zaawansowane metody dają pełniejszy obraz zniszczenia przyczepności, ale wymagają jeszcze teoretycznego i empirycznego ustalenia zakresu ważności występujących w nich parametrów. Warto przykładowo zwrócić uwagę na fakt, że przebieg odkształceń w sąsiedztwie pręta jest w dużej mierze zdeterminowany przez wielkość otuliny [37]. Przy odpowiednio dużych otulinach występują wszystkie opisywane w modelach efekty – to znaczy zarysowanie, uplastycznienie i faza sprężysta. Dla średnich wartości c zanikają rysy wewnętrzne prowadzące do rozłupania. Jeżeli otulina jest bardzo mała, to jej zniszczenie wiąże się praktycznie tylko z uplastycznieniem betonu.

2.2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na przebieg naprężeń przyczepności

Określenie średniej wartości naprężeń przyczepności na odcinku l_b ma bardzo istotne znaczenie praktyczne, ponieważ może być podstawą do wyznaczania niezbędnych długości zakotwienia prętów. Eksperymentalne wyznaczenie zależności między wartością maksymalnych naprężeń i średnimi nie jest łatwe do przeprowadzenia, a badań dotyczących tego zagadnienia jest znikoma ilość. Sytuacja ta wiąże się w dużym stopniu z tym, że prace doświadczalne są zdominowane przez elementy o krótkich odcinkach l_b , gdzie wartość naprężeń τ_b jest stała na całej długości. Jedną z ciekawszych prób rozwiązania tego problemu przedstawili Jirsa i Kimura [38]. Przebadali oni zachowanie krótkich elementów próbnych o l_b , równym 150 mm, zbrojonych stalą o średnicy d_b równej 36 mm. Średnią wartość naprężeń przyczepności zdefiniowali jako średnią z wartości otrzymanych dla pewnych wybranych poziomów poślizgu pręta na swobodnym końcu. Maksymalna wartość tego poślizgu wynosiła 0,1 mm. Taka procedura jest wysoce arbitralna, ale pozwala określać w sposób jakościowy zależność między zmianami w wytrzymałości betonu, a średnimi naprężeniami przyczepności. Niewątpliwą zaletą tych badań było również uwzględnienie korelacji między wynikami otrzymanymi dla różnych betonów, a charakterystyką uźebrowania prętów. Dwa podstawowe wnioski płynące z tych badań można sformułować następująco:

- Efekty związane ze wzrostem średnich wytrzymałości betonu na ściskanie na wzrost średnich naprężeń przyczepności oraz początkowej sztywności przyczepności są bardzo mocno uzależnione od rodzaju uźebrowania (ogólnie od $f_R = A_{bearing}/A_{shear}$). W przypadku małych wartości f_R zmiany wytrzymałości betonu nie mają praktycznego wpływu na te wielkości.

- W przypadku prętów o większym f_R najbardziej widoczny jest wpływ wytrzymałości betonu na wartość średnich naprężeń przyczepności. Rosną one prawie proporcjonalnie do stosunku pierwiastka wytrzymałości na ściskanie, czyli prawie liniowo ze wzrostem wytrzymałości na rozciąganie. Oznacza to, że przyrost ten jest nieco wolniejszy niż wytrzymałości na przyczepność.

Innym pomysłem na określenie średnich wartości naprężeń przyczepności było wykorzystanie tak zwanego zmodyfikowanego testu duńskiego [18]. W sytuacji, kiedy długość zakotwienia pręta wynosiła 14 d_b , średnia wartość naprężeń przyczepności miała około 1/3 wartości otrzymywanych z klasycznych badań RILEM. Wyniki te jednak trudno uogólniać. Elementy badane miały stosunkowo duże otuliny równe około 3–4 d_b , a mimo to ulegały zniszczeniu w wyniku rozłupania otuliny. Wskazuje to na występowanie niekorzystnych efektów, związanych z koncentracją odkształceń przy czole próbki. Warto też pamiętać, że obserwacje z licznych badań [39] wskazują na silną zależność między długością zakotwienia pręta, a wartością maksymalnych i tym

samym średnich naprężeń przyczepności. Problem określenia przebiegu naprężeń przyczepności bywa czasem rozwiązywany w sposób drastycznie prosty. Zakłada się, że zmiany odkształceń w stali są praktycznie liniowe nawet na dłuższych odcinkach. Konsekwencją tego jest stała wartość naprężeń przyczepności [21, 40]. Zależy ona wtedy od poziomu obciążenia oraz odpowiadającego mu poślizgu (szerokości rysy). To na pozór zbyt duże uproszczenie okazuje się przydatne, jeżeli teorie przyczepności chce się zastosować do analizy problemów konstrukcyjnych. Trzeba jednak podkreślić, że problem zależności między długością zakotwionego pręta i przebiegiem naprężeń przyczepności jest jeszcze daleki od rozwiązania. Konieczne jest przy tym uwzględnienie wpływu żebrowania, a bardziej miarodajne i jednoznaczne relacje można ustalić jedynie z wykorzystaniem wyników bezpośrednich zmian odkształceń w stali mierzonych na odpowiednio długich odcinkach l_b .

2.2.3. Betony o wysokiej wytrzymałości lub szczególnych właściwościach

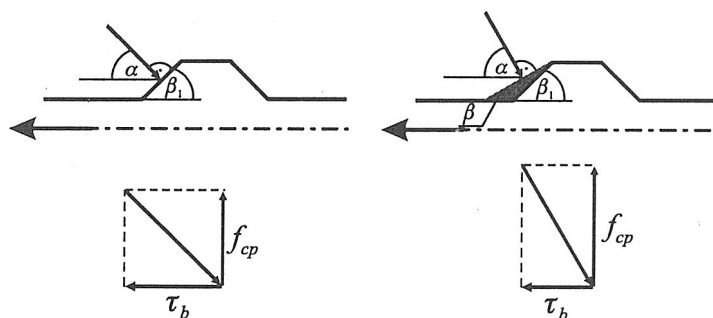
Zagadnienia związane ze specyficznymi właściwościami betonów wysokowartościowych oraz innymi modyfikacjami nie wchodzą w zakres tej pracy, lecz stanowią odrębny i bardzo obszerny krąg zainteresowań. Występują jednak pewne sytuacje, w których badania prowadzone na takich właśnie betonach pozwalają lepiej zrozumieć lub zinterpretować to, co dotyczy betonów zwykłych. Poświęcono więc nieco uwagi zjawiskom przyczepności, występującym w następujących materiałach:

- Betony o wysokiej wytrzymałości.
- Betony samozagęszczające się.
- Betony z dodatkiem zbrojenia rozproszonego (fibrobeton).

Rozwój technologii betonu spowodował, że powstaje obecnie ich szeroka gama, zawierająca zarówno betony o wysokiej wytrzymałości, betony ze zbrojeniem rozproszonym, jak i betony wykazujące specyficzne pożądane cechy jak szczelność, niska kurczliwość czy odporność na działanie wysokich temperatur. Cechą wspólną wszystkich takich betonów jest wykorzystanie w ich produkcji różnego rodzaju dodatków w postaci np. superplastyfikatorów, pyłów, mikrokrzemionki. Modyfikując parametry mechaniczne betonu, wpływa się również na zmianę warunków współpracy betonu i stali. Pył krzemionkowy zawiera od ok. 80 do 98% SiO_2 i tworzą go bardzo drobne, regularne cząsteczki o średnicy ok. $0,1 \mu\text{m}$ i ogromnej powierzchni właściwej $20 \text{ m}^2/\text{g}$. Wywołuje on wzrost wytrzymałości pasty cementowej dzięki temu, że wypełnia „puste” przestrzenie, powodując wzrost spójności, zmniejszenie segregacji i redukcję wypływu mleczka cementowego. Sprzyja również zmniejszeniu liczby i rozmiarów kryształków uwodnionego wapnia na styku zaczyn – kruszywo. Wszystko to skutkuje wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, ale z drugiej strony zmniejsza w sposób znaczny adhezję pomiędzy betonem i stalą. Dodatek superplasty-

fikatorów pozwala radykalnie zmniejszyć stosunek w/c przy zachowanej urabialności betonu. Rozwój zastosowań betonów o zmodyfikowanych domieszkami właściwościach stale rośnie i towarzyszą mu badania, związane z analizą zjawiska przyczepności w tych warunkach. Część zagadnień jest jednak nadal mało rozpoznana, a wnioski bywają kontrowersyjne.

Podczas wyznaczania maksymalnych wartości naprężeń przyczepności można zaobserwować, że betony o wytrzymałości większej niż C50 mogą wykazywać większy ich przyrost, niż wynikałoby to ze wzrostu wytrzymałości na rozciąganie. Spostrzeżenie to wydaje się kontrowersyjne w świetle opisanych własności pyłu krzemionkowego, ale zjawisko takie wystąpiło podczas badań prowadzonych przez Esfahani'ego i Ranguna [41]. Można je interpretować, korzystając z obserwacji dotyczących zachowania się betonu przy czole żeberka (rys. 2.14).



Rys. 2.14. Tworzenie się nowych płaszczyzn ścinania w betonach o zwykłej wytrzymałości
Fig. 2.14. Creation of new shear planes in ordinary concrete

W przypadku słabszych betonów przed czołem żeberka powstaje nowa powierzchnia poślizgu związana z miażdżeniem, taka że $\beta_2 < \beta_1$. Efekt jest analogiczny jak przy zmniejszeniu kąta nachylenia żeberek, tzn. wzrasta wartość składowej rozłupującej otulinę. Kruszenie się betonu zaobserwowali autorzy właśnie w przypadku betonu o najmniejszej wytrzymałości. Budzą się tu jednak wątpliwości co do takiej interpretacji. W licznych badaniach stwierdzono, że zmiana kąta nachylenia żeberek w przedziale od 40 do 90 stopni nie ma większego znaczenia. Dopiero zmniejszenie go do 30 stopni i mniej powoduje istotne zmiany w związkach przyczepności. Ponieważ w badaniach użyto prętów o kątach równych 40–47° i 23–27°, efekt ten mógł więc wystąpić. Nie oznacza to jednak, że przy zastosowaniu innej stali rezultaty byłyby podobne. Dodatkowe wątpliwości stwarza jakość betonu o $f_{cm} = 26$ MPa, gdzie stosunek $w/c = 0,7$. Wyniki otrzymane dla betonu o $f_{cm} = 50$ MPa i $f_{cm} = 75$ MPa potwierdzały z kolei hipotezę, iż przyrost $\tau_{b, \max}$ jest zależny tylko od przyrostu f_{cm} . Autorzy sugerują jednak, że efekt ten wynika z tego, że do betonu o najwyższej wytrzymałości dodano

10% pyłu krzemionkowego, co osłabiło przyczepność. Poprawę przyczepności (stwierdzoną podczas badań zakładów prętów) sugerują również badania [42].

Zdecydowanie bardziej miarodajne wyniki można otrzymać prowadząc badania, w których parametrami jest zawartość procentowa krzemionki (liczona względem zawartości cementu) oraz objętość superplastyfikatora HRWR, ujmowana w analogiczny sposób. Problematyką taką zajęli się Hamad i Itani [43], analizując zachowanie się połączeń na zakład prętów w belce zginanej. Mierzono ugięcie belek i wartość siły powodującej rozłupanie otuliny. Zakładano stałą wartość naprężeń przyczepności na długości zakładu. Przyjęcie przez autorów zasady, że suma mas cementu i pyłu krzemionkowego (około 97% SiO_2) jest stała i wynosi 450 kg/m^3 oraz przyjęcie praktycznie stałego stosunku $w/c \approx 0,33\text{--}0,37$ spowodowało zróżnicowanie wartości wytrzymałości betonu w granicach od około 55 MPa do 85 MPa (badana na walcach $150 \times 300 \text{ mm}$). Przy interpretacji wyników stosowano normalizację względem wytrzymałości $f_{cm} = 70 \text{ MPa}$. Dotyczyło to wartości siły niszczącej, a w konsekwencji również naprężeń w stali i naprężeń przyczepności. Procedura nie jest może zbyt dokładna, ale obserwacje autorów są interesujące, szczególnie ich aspekt jakościowy. Zastąpienie cementu pyłem krzemionkowym wpływa na zmniejszenie sztywności belki oraz zmniejszenie wartości siły powodującej zniszczenie przyczepności. Należy jednak podkreślić, że istotniejszy spadek zaobserwowano głównie w przypadku, gdy oprócz dodatku krzemionki zastosowano bardzo duże (4 L/100 kg cementu) ilości superplastyfikatora oraz w przypadku prętów, które podczas betonowania znajdowały się u góry. Można więc stwierdzić, że dodatek SF obniża wytrzymałość na przyczepność w granicach od 0,82 do 0,96, w zależności od położenia prętów i ilości dodanego superplastyfikatora.

Innym wytłumaczeniem względnego spadku wartości $\tau_{b, \max}$ w odniesieniu do betonów o wysokiej wytrzymałości jest zmiana rozkładu naprężeń przyczepności wzdłuż osi pręta. Przyjmuje się, że jest on bardziej niejednorodny. Ze względu na szybszy wzrost wytrzymałości na ściskanie niż rozciąganie (przy porównywalnych otulinach), w przekazywaniu przeważającej części siły ze stali na beton bierze udział mniejsza liczba żeber. Większa wytrzymałość na ściskanie powoduje, że zanim nastąpi zmiążdżenie betonu na czole żeberka, rysa wewnętrzna powstała przy jego czole może osiągnąć już krytyczny zasięg, który wyznacza wytrzymałość otuliny betonowej na rozłupanie. Hipotezę, że przyrost wytrzymałości na przyczepność rośnie wolniej niż wynika to z przyrostu wytrzymałości na ściskanie potwierdzają też wyniki innych badań [44]. Sugestie idą w kierunku przyjmowania dla betonów o wysokich wytrzymałościach zależności między wartością $\tau_{b, \max}$ a $(f'_c)^{1/3}$. Jest to wartość mniejsza niż stosowana do korelacji w odniesieniu do betonów zwykłych – $(f'_c)^{1/2}$.

Istnieją jednak badania sugerujące, że stosunek wartości maksymalnych naprężeń przyczepności do wytrzymałości betonu jest stały, pomimo stosowania domieszek w postaci krzemionki i superplastyfikatorów. Do takich wniosków dochodzą na przy-

kład M. Lorrain i jego współpracownicy [45]. Sformułowali je na podstawie pomiarów szerokości rozwarcia i rozstawu rys w elementach osiowo rozciąganych. Okazało się, że niezależnie od wytrzymałości betonu (przebadali elementy z betonu w zakresie wytrzymałości na ściskanie od 42 MPa do 101 MPa) rozstaw obserwowanych rys był taki sam. Istotny był natomiast wpływ stopnia zbrojenia oraz stosunku d_b/ρ . Wnioski są jednak nie do końca uprawnione, ponieważ – wbrew temu, co twierdzą autorzy – rozstaw rys pierwszego rzędu zależy w większym stopniu od rozkładu wytrzymałości betonu po długości elementu niż od przyczepności. Przyczepność wpływa bezpośrednio na rozstaw rys drugiego rzędu, które mogły pozostawać niewidoczne wewnątrz elementu.

Równie kontrowersyjne rezultaty można znaleźć podczas analizy wyników badań betonów nie tylko o wysokiej wytrzymałości, ale również o wysokiej szczelności, małej nasiąkliwości i skurczu. Farra i Jaccoud [46] opracowali 12 typów mieszanek, różniących się zawartością i typem cementu, stosunkiem w/c , zawartością pyłów krzemionkowych oraz superplastyfikatora. Na podstawie własnych badań podali empiryczne zależności między wytrzymałością betonu na ściskanie a średnimi naprężeniami przyczepności w postaci

$$\tau_{bm} = 4,1 + 0,056 f_{cm} \quad (2.20)$$

oraz między średnią wartością wytrzymałości na przyczepność a średnią wytrzymałością betonu na rozciąganie

$$\frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} = 0,46 - 0,0008 f_{ctm} \quad (2.21)$$

Wartości τ_{bm} otrzymali z klasycznego testu typu *pull-out*, ale prowadzonego na elementach o długości odcinka przyczepności równej $10 d_b$. Do zależności tych należy podchodzić jednak ze sporą rezerwą ze względu na znaczny rozrzut wyników, które służyły do ich sformułowania. Pomimo przedstawionych zastrzeżeń na uwagę zasługuje spostrzeżenie, że stosowanie domieszek zwiększających ogólną jakość betonu w niewielkim stopniu wpływa na poprawę przyczepności.

Na obecnym etapie wiedzy możemy się pokusić się zatem o następujące, powszechne akceptowane uogólnienia:

- Znaczny wzrost wytrzymałości betonu prowadzi do wzrostu wytrzymałości na przyczepność, ale jest on mniejszy niż wynikałoby to z przyrostu wytrzymałości na ściskanie lub nawet rozciąganie. Im większy jest udział SF (pył krzemionkowy) i superplastyfikatorów w przyroście wytrzymałości, tym mniejszy staje się przyrost wytrzymałości na przyczepność.

- Wyniki badań są bardzo mocno zależne zarówno od mechanizmu zniszczenia, jak i od sposobu zebroowania pręta. Lepsze rezultaty uzyskuje się wtedy, gdy zniszczenie polega na wyrwaniu pręta z betonu.

- Wysoka wytrzymałość betonu sprawia, że odcinki naruszenia przyczepności są krótsze (szczególnie gdy f_R jest duże). Skutkuje to koncentracją sił przyczepności na kilku tylko pierwszych żeberkach. Sprzyja to intensywnemu rozwojowi rys wewnętrznych przy czole elementu lub w sąsiedztwie rysy pierwszego rzędu.

- Betony o wysokiej wytrzymałości charakteryzują się szybkim spadkiem wartości naprężeń przyczepności po przekroczeniu przez poślizg wartości odpowiadającej $\tau_{h, maz}$ [47]. Fenomen przyczepności ma też „kruchy” charakter.

Stosowanie dodatku do mieszanki betonowej w postaci rozproszonego zbrojenia – drucików ma już swoją długą historię. Po okresie pewnej stagnacji, od pewnego czasu widoczne jest ponowne zainteresowanie taką technologią udoskonalania własności betonu. W dużej mierze wiąże się to ze stosowaniem fibrobetonu do wykonywania posadzek przemysłowych oraz w produkcji betonów o wysokiej wytrzymałości i betonów samozagęszczających się. Bez wnikania w szczegóły można ogólnie stwierdzić, że dodatek takiego zbrojenia w odpowiedniej ilości zwiększa wytrzymałość betonu na rozciąganie. Analogiczne efekty w odniesieniu do wytrzymałości na ściskanie są znacznie mniejsze. Należy przy tym pamiętać, że zbyt duża zawartość zbrojenia rozproszonego pogarsza urabialność, szczególnie zwykłych betonów uzyskiwanych w warunkach produkcyjnych, a nie laboratoryjnych.

Zmiany wytrzymałości betonu oraz fakt, że losowo usytuowane druciki mogą wpływać na rozwój rys wewnętrznych i odporność betonu na ścinanie przez żeberka prętów zbrojeniowych sugerują, iż warunki przyczepności mogą ulegać istotnym zmianom i to na korzyść. Jednymi z pierwszych obszernych badań nakierowanych na te zagadnienia były prace, przeprowadzone przez zespół kierowany przez Soroushiana i Mirza’ego [48]. Wykorzystano w nich typowe próbki o długości $l_b = 4 d_b$, $c = 3 d_b$, a parametrami były: zawartość drutu od 0,5 do 1,5% objętości betonu; rodzaj drutów – proste, powyginane, z haczykami oraz stosunek l/d od 60, 80, 100. Wyniki nie są jednoznaczne, ale autorzy formułują następujące konkluzje:

- Dodatek drucików w ilości 0,5% poprawia wytrzymałość na przyczepność o ok. 30%, ale zwiększenie ilości drutów nie powoduje już dalszych zmian.

- Redukcji ulega poślizg przy maksymalnym $\tau_{h, max}$.

- Stosunek l/d nie wpływa istotnie na wyniki.

- Lokalna wytrzymałość betonu na przyczepność może być korelowana z przyrostem sztywności betonu (modułu sprężystości).

Te pierwsze, dość optymistyczne rezultaty należy traktować z pewnym dystansem. Wiele późniejszych badań sugeruje, że o korzystnych efektach można mówić głównie w odniesieniu do takich przypadków, w których zniszczenie elementu jest związane z rozłupaniem otuliny [49] lub poślizgi zbrojenia są duże (powyżej 0,6 mm). Drugi warunek nie ma praktycznego znaczenia ze względu na wymagane ograniczenia szerokości rozwarcia rys. Zastosowanie dodatku w postaci zbrojenia rozproszonego do betonów o wysokiej wytrzymałości wydaje się bardziej celowe, gdyż podnosi energię kruchego pękania [50]. Podsumowując, trzeba jednak zwrócić uwagę na to, że w prak-

tycznych zastosowaniach ich ilość musi być ograniczona, a losowy rozrzut położenia w elemencie jest tak znaczący [51] [52], że trudno o przekonanie, iż znajdują się na pewno wszędzie tam, gdzie są potrzebne (okolice pręta) i do tego odpowiednio zorientowane.

Wśród nowych typów betonu na uwagę zasługuje beton samozagęszczający, który znajduje coraz to większe zastosowanie. Swoje właściwości zawdzięcza dużej zawartości piasków oraz dodatkom typu lotne popioły lub zmielony węglan wapnia i superplastyfikatorom. Dosyć oczywistą konsekwencją podstawowej cechy tego betonu jest jego większa jednorodność cech mechanicznych. W związku z tym, że zniszczenie zaczyna się od najsłabszego ogniwa, poprawa jednorodności niejako automatycznie poprawia przyczepność [51]. Można ten przyrost szacować na około 10–40% [53]. Drugim powszechnie obserwowanym zjawiskiem jest zmniejszenie się różnic w warunkach przyczepności pomiędzy prętami usytuowanymi w górnej i dolnej części wysokich belek [54], [55], nawet jeżeli ich wysokość przekracza 1000 mm. Nie oznacza to oczywiście całkowitego ich wyrównania.

Betony o wysokiej wytrzymałości i jakości są coraz częściej stosowane w praktyce inżynierskiej. Ich projektowanie i badanie cech wytrzymałościowych rozwija się bardzo dynamicznie. Analiza zagadnień przyczepności pozostaje daleko w tyle. Próby adaptowania rozwiązań przyjmowanych dla zwykłych betonów trudno uznać za zadowalające [49], [56]. Źródła kontrowersji w otrzymywanych wynikach można doszukać się nie tylko w zróżnicowanej metodyce badań, ale również w braku standardu badań i w przyjmowaniu różnych wstępnych założeń, związanych z wcześniej omawianymi elementami próbnymi. Postęp w badaniach wymaga spełnienia kilku wstępnych warunków:

- W badaniach musi być uwzględnione kryterium zniszczenia otuliny, uwzględniające zarówno wytrzymałość betonu na ściskanie, jak i rozciąganie (model Tepfersa jest nieprawdziwy).
- Jednoznacznie musi być określona geometria pręta, a szczególnie tak zwana względna powierzchnia żeber – f_R , ponieważ istotnie wpływa ona na mechanizm zniszczenia.
- Zanim przystąpi się do badań na elementach konstrukcyjnych (belki zginane, elementy rozciągane itp.), należy przeprowadzić próby na prostych elementach, gdzie liczba parametrów jest ograniczona do typowych komponentów betonów o wysokiej wytrzymałości.

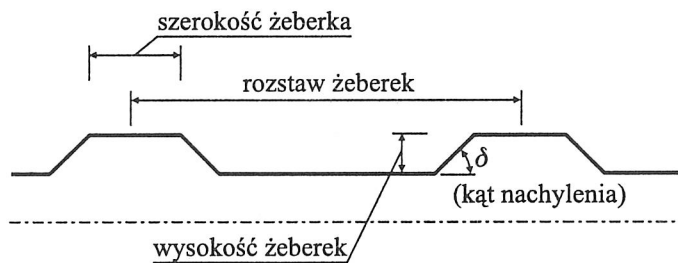
2.3. Wpływ geometrii pręta na przyczepność

Charakter działania sił przyczepności, pokazany schematycznie na rysunku 1.3, uzmysławia oczywisty wpływ geometrii uźebrowania pręta zbrojeniowego na funkcjonowanie mechanizmu przekazywania się siły ze stali na beton. Ta dość banalna

obserwacja nie jest jednak właściwie uwzględniana w modelowaniu zjawiska przyczepności. Podstawowe zastrzeżenie budzą dwa istotne fakty:

1. Zdecydowana większość badań, których rezultaty są szeroko rozpowszechniane jest prowadzona na próbkach RILEM, pokazanych na rysunku 2.3. Nie oddają one stanu odkształceń panującego w rzeczywistej konstrukcji [57], [58].

2. Zagadnienia wpływu geometrii pręta są najczęściej analizowane w oderwaniu od innych aspektów i parametrów przyczepności. Z istniejących modeli zniszczenia przyczepności jedynie nieliczne i do tego mało popularne uwzględniają łączny wpływ wytrzymałości betonu, wielkości otuliny i sposobu żebrowania stali.



Rys. 2.15. Podstawowe parametry wpływające na geometrię pręta

Fig. 2.15. Basic parameters of the ribbed bar geometry

Poważnym problemem jest również prawidłowe ustalenie geometrii badanego pręta. Ogólnie dostępna na rynku stal charakteryzuje się usankcjonowaną przez normy dużą zmiennością tej geometrii [59]. Szczegółowe badania wpływu użebrowania prowadzone są najczęściej na specjalnie przygotowanych prętach, umożliwiających dokładniejsze ustalenie wartości poszczególnych parametrów (kosztem ograniczenia liczby dostępnych wzorów użebrowania). Elementy specjalnie przygotowywane do badań są pod względem tolerancji wymiarowych nieco lepsze, ale nawet w odniesieniu do nich dokładność tradycyjnych punktowych pomiarów bywa bardzo często niewystarczająca. Rozwój technologii w zakresie numerycznego wykorzystania optyki pozwala pozbyć się tych kłopotów [58], ale oczywiście podnosi to znacznie koszty badań.

Podstawowymi parametrami geometrycznymi pręta wpływającymi na przyczepność są: rozstaw żeber – s_r , ich wysokość – h_r , kąt nachylenia płaszczyzny czołowej żeberka do osi pręta δ i oczywiście średnica – d_b . Typów i rodzajów użebrowania jest bardzo dużo i pojawiają się stale nowe, również na polskim rynku [60]. W większości krajów (nie w Polsce) wprowadzono do syntetycznej oceny geometrii użebrowania miarę – f_R . Jest ona stosunkiem powierzchni żeber, rzutowanej na kierunku prostopadły do osi pręta, do powierzchni nominalnej przekroju. Dana jest wzorem

$$f_r = \frac{kA_r \sin \beta}{\pi d_n s_r} + \frac{ih_l}{jd_n} \quad (2.22)$$

We wzorze tym przyjęto następujące oznaczenia: A_r – pole powierzchni podłużnego przekroju pojedynczego „wzorku” żeberka, β – kąt nachylenia żeberka do osi pręta, k – liczba „wzorków” tworzących żeberko, i – liczba podłużnych żeberek, h_l – wysokość podłużnego żeberka, j – nachylenie żeberek spiralnych. W wielu krajach podaje się zalecenia dotyczące minimalnej wartości f_R . Według ASTM na przykład $f_R \geq 0,056$, a DIN wymaga, aby $f_R \geq 0,065$. W Polsce producenci stali nie podają wartości f_R . Na podstawie norm można je jedynie oszacować. W tabeli 2.2 podane są ich orientacyjne wartości.

Tabela 2.2. Orientacyjne wartości f_R dla stali produkowanych w Polsce

Table 2.2. Approximated values for steel bars produced in Poland

Średnica nominalna mm	Średnica rdzenia mm	Wysokość żeberka mm	Rozstaw żeberek mm	Względna powierzchnia żeberek
8	7,5	0,5	5	0,089
10	9,3	0,5	7	0,064
12	11	0,8	7	0,103
14	13	0,8	7	0,102
16	15	1	10	0,089
18	17	1	10	0,089
20	19	1	10	0,089
22	21	1	10	0,089
25	24	1	10	0,088
28	26,5	1,4	10	0,124

Badanie wpływu uźebrowania ma na celu znalezienie optymalnego wzoru żebrwania. Istnieją jednak poważne rozbieżności, jak rozumieć to pojęcie. Pod uwagę trzeba wziąć wiele elementów, częściowo związanych z różnymi aspektami przyczepności, ale nie tylko, np.:

- wpływ uźebrowania na szerokość powstających rys w konstrukcji,
- zachowanie się stali w zakresie posprężystym,
- wpływ na powstawanie przegubów plastycznych,
- różnice pomiędzy stalami gorąco i zimno walcowanymi,
- możliwości wykonywania zagięć (np. przy strzemionach).

W praktyce nie jest możliwe uwzględnienie w pojedynczym cyklu badań całego spektrum zagadnień. Za interesujące uważa się te, w których udaje się połączyć i uwzględnić choćby część z nich. Kolejnym skomplikowanym zagadnieniem jest ustalenie, czy i na ile zachodzi interakcja pomiędzy wpływami zmian w uźebrowaniu i wytrzymałości betonu. W uproszczeniu sprowadza się to do odpowiedzi na praktyczne pytania typu: czy poprawa przyczepności wywołana na przykład wzrostem f_R sumuje się

z efektami osiągniętymi dzięki zastosowaniu betonu o wyższej wytrzymałości? Podanie wiążącej odpowiedzi wymaga wykorzystania zarówno wyników badań, jak i ich weryfikacji na bazie określonej koncepcji teoretycznej. Na obecnym etapie wiedzy spotyka się bardzo nieliczne opracowania traktujące w ten sposób problem przyczepności. Dominują badania nieco oderwane od ogólniejszych ustaleń teoretycznych, co utrudnia porównywanie wyników różnych badań i formułowanie bardziej zdecydowanych konkluzji.

Określenie wpływu uźebrowania na przyczepność (analogicznie jak wytrzymałości betonu) polega na podaniu zależności dotyczących maksymalnej osiągananej wartości naprężeń przyczepności, ich średnich wartości na pewnym odcinku – na przykład odpowiadającym typowym długościom zakotwienia oraz prędkości przyrastania naprężeń przyczepności. Obecne badania w zdecydowanej większości są tak prowadzone, że nie można udzielić odpowiedzi na te pytania. Dominują prace eksperymentalne prowadzone na krótkich próbkach, co pozwala formułować opinie jedynie na temat wpływu uźebrowania na wartość wytrzymałości na przyczepność. Nie oznacza to jednak całkowitego braku informacji istotnych z praktycznego i teoretycznego punktu widzenia. Wiele ciekawych obserwacji wynikło podczas badań, które prowadzili Soretz i Hölzenbein [61]. Ich celem było ustalenie zasad kształtowania uźebrowania pręta w ten sposób, aby zachowując dobrą przyczepność, zabezpieczyć się przed możliwością kruchego pęknięcia odginanych prętów. Zjawisko to może mieć istotny wpływ na pręty odgięte lub strzemiona. Ich prace były prowadzone w latach siedemdziesiątych, ale zachowują swoją wartość, szczególnie jeżeli weźmie się pod uwagę obecny „rozkwit” nowych rodzajów stali.

Chcąc określić korzystny sposób kształtowania powierzchni zbrojenia, trzeba wykonać szereg elementów o określonej stałej wartości f_R przy zmiennych wartościach charakterystyk geometrycznych uźebrowania. Aby zachować stałą wartość f_R , należy pamiętać, aby zmienne wartości wysokości i rozstawu żeberk były odpowiednio skorelowane (tzn. małym wysokością żeberk np. $0,025 \phi$ muszą towarzyszyć ich małe rozstawy – $0,3 \phi$, a dużym $0,1 \phi$ – duże $1,2 \phi$). W badaniach [61] $f_R = 0,065$, a pomiary ograniczono do poślizgu swobodnego końca równego 1 mm . Różnice w wartości siły były pomijalnie małe, co oznacza, że wartości naprężeń przyczepności również były praktycznie takie same. Badania giętności wykazały też jednoznacznie, że wzrost wysokości żeberk istotnie zwiększał ryzyko powstania kruchych pęknięć pręta. Autorzy sugerują, że optymalnym rozwiązaniem byłoby przyjęcie wysokości żeberk równej $0,03 \phi$, a ich rozstawu $0,3 \phi$. Kolejnym parametrem, który wzięto pod uwagę w tych badaniach był kąt nachylenia żeberk do osi pręta β . Wykonano sześć różnych profili, różniących się zarówno kątem nachylenia żeberk, jak i względną powierzchnią żeberk. Kształt żeberka był w każdym przypadku jednakowy. Charakterystyki tych prętów przedstawiono w tabeli 2.3. W tym przypadku nie było możliwe utrzymanie stałej wartości f_R . Badania przyczepności wykazały, że wpływ kąta nachylenia na wzrost sztywności (naprężeń przyczepności) jest zauważalny, ale co najmniej trzykrotnie mniej istotny niż względnej powierzchni żeberk. Ze wzrostem kąta przyczepność wzrasta,

następuje jednak bardzo znaczny spadek własności giętnych. Przykładowo przy średnicy odgięcia 3 ϕ zniszczeniu ulegało 70% prętów o żeberkach prostopadłych do osi pręta i tylko poniżej 20% o kącie 67°.

Tabela 2.3. Charakterystyka prętów użytych do badania wpływu kąta nachylenia żeberk do osi pręta

Table 2.3. Characteristic of bars used for checking an influence of lugs inclination

Rodzaj profilu	Nachylenie do osi pręta β	Względna powierzchnia f_R
I	89,7	0,0680
II	89,4	0,0585
III	74,3	0,0579
IV	61,1	0,0439
V	55,6	0,0489
VI	44,6	0,0528

Wpływ nachylenia powierzchni bocznej żeberka przebadano na czterech typach żeberk o kątach równych odpowiednio 12°, 45°, 90° i 135°. Pręty zostały tak wykonane, że wartość f_R była jednakowa dla wszystkich typów i wynosiła około 0,1. Nie stwierdzono żadnych istotnych różnic w zachowaniu się badanych elementów z wyjątkiem pierwszego z nich, gdzie wartość naprężeń przyczepności przy poślizgu równym 1 mm była o około 15% mniejsza. Tu również zachodzi zależność między wzrostem kąta nachylenia a spadkiem zdolności pręta do zginania się. Konkludując można stwierdzić, że o przyczepności stali decyduje odpowiednia wartość f_R . Należy ją jednak realizować w ten sposób, aby wysokość żeberk ani kąt ich nachylenia – zarówno do osi podłużnej jak i do przekroju poprzecznego – nie były nadmierne.

Podobnego typu badania przeprowadzili Kimura i Jirsa [62], którzy przebadali 15 różnych profili, w tym 14 było specjalnie przygotowanych, a ostatni typ był handlowy. Wszystkie bazowały na średnicy nominalnej $d_n = 35,8$ mm. Podstawowymi parametrami związanymi z uźebrowaniem były: stosunek h_r/d_b oraz s_r/d_b . Dodatkowo sprawdzono wpływ kąta nachylenia żeberk dla pręta o charakterystyce uźebrowania jak w pręcie handlowym. W badaniach wykorzystano trzy rodzaje betonów o wytrzymałości 40, 80 i 120 MPa, wykonanych z kruszywa o uziarnieniu 10 mm i z dodatkami lotnych popiołów i pyłu krzemionkowego (do 120 MPa). Pozwala to na łączną ocenę wpływu wytrzymałości betonu i geometrii pręta. Pomiary dotyczyły wartości przyłożonej siły i poślizgu swobodnego końca, uznając, że poślizg powyżej 0,25 mm nie ma już praktycznego dla konstrukcji znaczenia.

W analizie wyników posłużono się praktycznymi wskaźnikami „dobrej” przyczepności:

a) dobrą początkową sztywnością, tzn. wysokim stosunkiem π/Δ (przyjęto $\Delta \approx 0,0127$ mm),

b) wysokimi wartościami naprężeń przyczepności przy różnych poziomach poślizgu (przyjęto $\Delta_1 = 0,025$ mm, $\Delta_2 = 0,051$ mm, $\Delta_3 = 0,076$ mm i $\Delta_4 = 0,102$ mm) i obliczoną dla nich średnią,

c) wartościami naprężeń w chwili powstania efektów rozłupania (poziomy odcinek zależności $\tau - \Delta$).

Pod tym kątem zinterpretowano wpływy poszczególnych parametrów. Należy jednak zaznaczyć, że dobór prętów był taki, iż zmiany badanych parametrów wiązały się ze zmianami wartości f_R i co więcej – znacznie odbiegały od wartości charakteryzujących pręty wytwarzanych w skali przemysłowej. Ich charakterystyki przedstawiono w tabeli 2.4. Literą k oznaczono typowy pręt produkowany na rynek.

Tabela 2.4. Charakterystyka geometryczna prętów użytych do badań
Table 2.4. Characteristic of bars used for checking an influence of lugs geometry

Oznaczenie pręta	f_R	h_r/d_b	h_r/s_r	s_r/d_b
1	0,318	0,05	0,25	0,2
2	0,191	0,05	0,17	0,3
3	0,136	0,05	0,13	0,4
4	0,292	0,08	0,27	0,3
5	0,211	0,08	0,2	0,4
6	0,16	0,08	0,16	0,5
7	0,131	0,08	0,13	0,6
8	0,111	0,08	0,11	0,7
9	0,411	0,11	0,37	0,3
10	0,295	0,11	0,28	0,4
11	0,226	0,11	0,22	0,5
12	0,185	0,11	0,18	0,6
13	0,157	0,11	0,16	0,7
14	0,137	0,11	0,14	0,8
k	0,086	0,052	0,08	0,7

Wpływ rozstawu żeber

W przypadku niskich żeber ($h_r/d_b = 0,05$) wpływ ich rozstawu był niewielki zarówno w odniesieniu do średniej wartości naprężeń przyczepności, jak i początkowej sztywności. Wyniki sugerują, że pośredni z rozstawów (0,3) jest najlepszy. Przy średnich żeberkach ($h_r/d_b = 0,08$) widoczna jest tendencja spadkowa w odniesieniu do średnich naprężeń i początkowej sztywności. W przypadku początków rozłupywania betony wyższych klas dają ekstrema dla rozstawów 0,5 i 0,6. W przypadku wysokich żeber ($h_r/d_b = 0,11$) najniższe wartości naprężeń przyczepności przy rozłupywaniu otrzymano dla rozstawu równego 0,5.

Wpływ wysokości żeberek

Wzrost wysokości żeberek powoduje wzrost sztywności oraz średniej wartości naprężeń przyczepności – szczególnie betonów wysokiej wytrzymałości. Nie ma jednak jednoznacznego wpływu na wartość naprężenia powodującego rozłupanie.

Wpływ stosunku wysokości żeberek do ich rozstawu

Średnie naprężenie przyczepności wzrasta ze wzrostem tego stosunku i osiąga wartość stałą, gdy $h_r/s_r = 0,2$. Podobnie dzieje się z początkową sztywnością. Całkowicie odwrotne zjawisko zaobserwowano w odniesieniu do naprężeń rozłupujących.

Wpływ kąta nachylenia żeberek

Wzrost kąta powyżej 45° nie powodował istotnych zmian w przyczepności.

Wnioski wypływające bezpośrednio z badań sugerują też istnienie ograniczenia dla poprawy przyczepności, wynikające ze wzrostu f_R . Co więcej, są powiązane ze sposobem poprawy f_R – inne dla zmian rozstawu żeberek, a inne ze względu na zmiany ich wysokości. Warto zwrócić uwagę, że przyrosty wszystkich charakterystyk przyczepności związane ze wzrostem wytrzymałości betonu były dobrze skorelowane z wartościami $f_c^{0,5}$. Oznacza to, że były nieco gorsze niż wynikałoby to z przyrostu wytrzymałości betonu na rozciąganie. Należy również zauważyć, że zachowanie typowego handlowego zbrojenia o $f_R = 0,085$ było „dziwne”, to znaczy w niewielkim stopniu i bez określonego trendu zależało od wytrzymałości betonu, w którym był on kotwiony. Powinno to stanowić pewnego rodzaju ostrzeżenie przy próbach praktycznego wykorzystywania wyników badań nad przyczepnością w praktyce inżynierskiej.

Opisane badania, podobnie jak wiele innych, prowadzi się głównie na krótkich próbkach. To dodatkowo komplikuje próby praktycznego zinterpretowania ich rezultatów. Dość powszechnie przyjmuje się [57], że szerokość rozwarcia rys jest w dominującym stopniu kontrolowana przez wartość f_R . Im wartość ta jest większa, tym szerokość rozwarcia rysy jest mniejsza. Znalazło to również potwierdzenie w badaniach prowadzonych na belkach zginanych [58]. Okazało się jednak, że istnieje granica tej zależności, szacowana na wartość równą około $f_R \approx 0,13$ i co więcej – na szerokość rozwarcia rysy mają bardzo istotny wpływ również inne czynniki, niezwiązane z przyczepnością. Typowe badania przyczepności, oparte na zaleceniach [3], nie wykazały jednak praktycznie żadnych różnic w wartościach $\tau_{h, \max}$, pomimo zmian f_R w przedziale od 0,077 do 0,183. Stanowi to kolejny dowód na to, że zasady badań podane przez RILEM nie sprawdzają się w praktyce inżynierskiej.

To samo można powiedzieć o badaniach prowadzonych na próbkach pierścieniowych (*ring test*) [10]. Zaletą tych badań jest takie sformułowanie problemu wpływu uźebrowania pręta na przyczepność, że występuje bezpośredni związek z modelem

zniszczenia. Badana jest mianowicie zależność między f_R a kątem nachylenia kierunku działania sił przyczepności. Przydatność praktyczna wyników jest jednak niewielka ze względu na to, że analiza bazuje na poślizgach odpowiadających maksymalnym wartościom τ_b , a więc znacznie przekraczających 1 mm. Nietypowe jest też żebrowanie ze względu na kąt nachylenia żeberek wynoszący 90° . Stąd też wniosek, że wzrost f_R powoduje spadek wartości kąta jest zapewne słuszny, natomiast zaproponowana formuła ilościowa – wątpliwa.

Specyficznym problemem jest przyczepność prętów o dużych średnicach. W przypadku zarówno EC – 2, jak i PN pręty o średnicy $\phi \geq 32$ mm są traktowane w odrębny sposób. W badaniach omówionych w pracy [63] skoncentrowano się na prętach o średnicy 51 mm. We wnioskach autorzy podkreślili, że praktycznie jedynym mechanizmem zniszczenia przyczepności jest rozłupywanie. Zwiększenie otuliny i dodatkowe zabezpieczenie strzemionami poprawia warunki przyczepności, ale i tak nie jest w stanie doprowadzić do sytuacji, aby zniszczenie następowało w wyniku ścinania betonu na powierzchniach zewnętrznych żeberek. Takie rezultaty wynikają po części z faktu, że otuliny były stosunkowo małe (od 37,5 do 75 mm). Typowy średni rozstaw żeberek wynosił $0,58 \phi$, a wysokość $0,09 \phi$. Daje to duży wskaźnik rzędu $f_R = 0,15$. Jeden z prętów (o uzebrowaniu pierścieniowym) miał wskaźnik $f_R = 0,23$. Taka charakterystyka prętów w dużym stopniu rzutuje na otrzymane rezultaty.

Wyniki badań prowadzonych na elementach o większej długości l_b sugerują zdecydowanie mniejszy wpływ uzebrowania na przyczepność. W elementach tych wyznacza się pewną średnią wartość naprężeń przyczepności, na którą lokalne wartości mają mocno złożony wpływ i dodatkowo wydają się zależne od długości tego odcinka. Przy odpowiednio długim odcinku, na którym beton przylega do stali, mamy do czynienia z bardzo zróżnicowanymi poślizgami zbrojenia i w konsekwencji ze zmiennymi wartościami sił działającymi na poszczególne żeberka. Przy dużych wartościach f_R i wysokiej wytrzymałości betonu można zasadnie przyjąć, że gros siły zostanie przekazane ze stali na beton przez kilka pierwszych żeberek. Jeżeli f_R jest znacznie mniejsze, ale odcinek l_b jest długi, to również zostanie przekazana taka sama siła, z tym że aktywnych będzie zdecydowanie więcej żeberek. Tym samym mierzone średnie efekty będą bardzo zbliżone. W ten sposób można wyjaśnić, że w badaniach prowadzonych na tak zwanych belkach wspornikowych [64] nie stwierdzono wpływu typu uzebrowania, byleby tylko spełniał on minimalne wymagania ASTM. Warto też wspomnieć, że w elementach o dużym l_b nie obserwuje się takiego natężenia zniszczeń jak to pokazano na rysunku 2.5. Dominującymi mechanizmami umożliwiającymi przemieszczanie się pręta względem betonu są mikrorysy powstałe przy czole żeberek oraz odkształcenia związane ze zginaniem betonu w przestrzeni między żeberkami [65]. Istnienie rys wewnątrz elementu po raz pierwszy wykazał Goto [66]. Dzięki rozwojowi techniki nowsze eksperymenty, które wykorzystywały badania rentgenowskie [67], pozwoliły uściślić pierwotne ustalenia Goto. Okazało się, że rysy wewnętrzne powstają jedynie w części pręta przylegającej do obciążonego końca. Zmienny jest też

ich kąt nachylenia. Maleje on w miarę oddalania się od czoła elementu. Zjawisko to stanowi kolejne potwierdzenie hipotezy, że średnia wartość naprężeń przyczepności nie jest tak ściśle skorelowana z wartością f_R jak wytrzymałość na przyczepność. Zależy natomiast od długości odcinka l_b . Przykładowo przy czterokrotnym wzroście długości zakotwienia obserwowano 25% spadek średniej wartości naprężeń przyczepności $\tau_{b,avr}$ [54].

Można zatem stwierdzić, że wpływ uźebrowania na przyczepność zwykłych prętów jest złożony. Z punktu widzenia ograniczenia szerokości rozwarcia rysy korzystne jest stosowanie zbrojenia o zwiększonej wartości f_R . Takie pręty wykazują szybki przyrost naprężeń przyczepności, co sprzyja tworzeniu się rys o małych rozstawach. Należy jednak pamiętać, że tendencja ta ma swoje ograniczenie do wartości $f_R \approx 0,15$. Dodatkowo trzeba zdawać sobie sprawę, że wartość f_R nie jest jedynym i głównym parametrem wpływającym na szerokość rozwarcia rys. Zależność pomiędzy f_R a średnimi wartościami $\tau_{b,avr}$ jest niewielka, co oznacza w szczególności, że nie wpływa ona na długości zakotwienia czy też długości zakładów prętów, byleby znajdowała się w typowym przedziale 0,05–0,15. Zbyt duże wartości f_R mogą też negatywnie wpływać na zachowanie się konstrukcji. Dotyczy to zarówno możliwości lokalnego rozłupania otuliny, jak i ograniczenia możliwości powstawania przegubów plastycznych (obrotów nad podporami). Szczególnie ma to znaczenie przy małych stopniach zbrojenia [57]. Zjawisko to stało się impulsem do badań nad przyczepnością w zakresie posprężystym [68], [57]. Znalazło też swoje odzwierciedlenie w nowszych modelach zniszczenia i elementach stosowanych w analizie konstrukcji z wykorzystaniem MES [69], [34]. Uplastycznienie stali wiąże się ze zmniejszeniem średnicy pręta i w konsekwencji z odspojeniem od otaczającego betonu. Zmniejsza to w zdecydowany sposób powierzchnię kontaktu i tym samym wartość sił przyczepności. Dodatkowo rejestruje się zwiększone wartości poślizgu zbrojenia względem betonu. O ile pierwszy z tych czynników istotnie zmienia warunki przyczepności, o tyle drugi z nich wpływa głównie na postać zależności $\tau = \tau(\Delta)$. Potęguje to efekt spadku przyczepności, ale bez fizycznego źródła – przy innej postaci zależności, np. $\tau = \tau(x)$ nie będzie on uwzględniony. Uplastycznienie również zmniejsza znaczenie wpływu f_R na przyczepność. Pozostaje on jednak istotny i pozytywny w przypadku konstrukcji poddanych obciążeniom cyklicznym [70] oraz takich obciążeniach, gdzie poślizgi mogą być większe od Δ_{max} (opadająca część krzywej $\tau = \tau(\Delta)$).

Osobnym zagadnieniem jest przyczepność do betonu prętów wstępnie zabezpieczonych przed korozją przez pokrycie epoksydowe lub galwaniczne. Takie rozwiązania stosuje się od połowy lat siedemdziesiątych. Pod koniec lat osiemdziesiątych w Japonii i Stanach Zjednoczonych oraz w 1990 roku w Anglii wprowadzono normy, dotyczące produkcji takich prętów. W początkowym okresie wymagane były badania przyczepności takich prętów, ale obecnie przyjęte są w USA gotowe ustalenia normalizacyjne [71]. Dotyczą one długości zakotwienia prętów – *development length*. Jeżeli otulenie takiego pręta jest mniejsze niż $3 d_b$ lub ich rozstaw w świetle mniejszy niż

$6 d_b$, to długość zakotwienia należy zwiększyć o 50%. Gdy natomiast warunki te są spełnione, wystarczy 20% przedłużenie w porównaniu ze zbrojeniem tradycyjnym. Norma amerykańska opiera się na badaniach, według których spadek wytrzymałości na przyczepność może być duży, rzędu 40% [72]. Późniejsze badania nie potwierdziły tych pesymistycznych przewidywań. Okazało się [73], że spadek przyczepności jest zdecydowanie mniejszy i nie przekracza 30%, a w pewnych sytuacjach nie ma on w ogóle miejsca. Wyniki są warte uwagi, gdyż badania prowadzono tak, że głównym mechanizmem zniszczenia było rozłupanie otuliny przez pojedynczy pręt. Konkluzje z tej pracy można sprowadzić do dwóch zasadniczych tez:

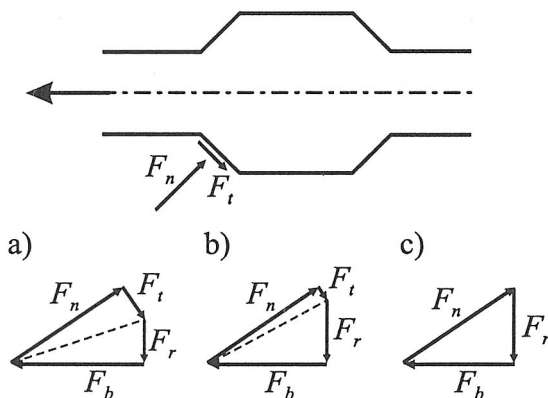
a) przy mocnym użebrowaniu (f_R) zanikają różnice między przyczepnością prętów zwykłych i powlekanych,

b) optymalne żebrowanie jest następujące: $\beta = 60^\circ - 75^\circ$, $s_r = 0,5 d_b$, $h_r = 0,1 d_b$, $f_R \approx 0,2$.

W świetle wcześniejszych rozważań, dotyczących wpływu f_R na własności giętne pręta oraz na możliwości tworzenia się przegubów plastycznych, należy stwierdzić, że przyjmowanie prętów o takiej charakterystyce nie jest celowe i należy raczej „godzić” się z pewnym spadkiem wytrzymałości na przyczepność.

Również badania, w których testowano zbrojenie powlekane w belkach poddanych obciążeniom cyklicznym [74] potwierdziły jedynie niewielki spadek wytrzymałości na przyczepność. Pokazały jednak w sposób pośredni (wzrost szerokości rozwarcia rysy), że spadek średnich wartości naprężeń przyczepności może być większy i przekraczać 20%.

Podstawę do analizy teoretycznej wpływu powłok na przyczepność może stanowić układ sił, pokazany na rysunku 2.16.



Rys. 2.16. Działanie składowych sił przyczepności: a) pręt zwykły, b) pręt powlekany, c) po całkowitym wyeliminowaniu tarcia

Fig. 2.16. Bond forces components action: a) pure bar, b) coated bar, c) without any friction

Zastosowanie powłoki praktycznie eliminuje adhezję, natomiast tarcie ulega wówczas jedynie zmniejszeniu do poziomu około 60%. Dotyczy to szczególnie zmniejszenia siły tarcia na powierzchni bocznej żeberek. Wzrasta wtedy rozłupująca składowa siły przyczepności. Powleczenie nieco zmienia kąt nachylenia powierzchni żeberka i w konsekwencji wartość f_R , ale przy typowej grubości powłoki rzędu $0,2 \pm 0,05$ mm zmiana ta jest nieznaczna, szczególnie dla dużych kątów nachylenia. Nawet wzrost tej grubości do około 0,4 mm nie ma znaczącego negatywnego wpływu [75].

Zastosowanie powłoki epoksydowej może zmienić szczegółowy mechanizm zniszczenia przyczepności związany z rozłupaniem otuliny [24]. Typowy dla zwykłych prętów polega na powstaniu przed czołem żeberka betonowych klinów o kącie nachylenia mniejszym niż nachylenie powierzchni żeberka. Przylegają one do żeberka, a zniszczenie wiąże się ze ścięciem tego klina. Powierzchnia zniszczenia przechodzi przez beton. Drugi mechanizm jest związany z odspojeniem się betonu od powierzchni żeberka, na jego czole i w części rozciąganej. Powierzchnia zniszczenia przebiega na styku stal–beton, a jej kąt nachylenia jest identyczny z nachyleniem samego żeberka. Zniszczenie następuje, gdy ścinanie na powierzchni styku jest większe niż tarcie i adhezja między żeberekami i betonem. Ten drugi typ zniszczenia jest charakterystyczny dla pokryw epoksydowych. Jeśli przemieszczające się żeberka pręta zbrojeniowego ścinają beton, ale nie ulega on odspojeniu, to formuła jest następująca:

$$\tau_{b, \max} = \frac{1,5F\mu_{rs}}{l_b d_b} \cot \Omega + 2f_{\text{coh}} f_R \cot \Omega \quad (2.23)$$

gdzie: $\Omega = \frac{\pi}{4} - \frac{\tau}{2}$, μ_{rs} – współczynnik kształtu żeberek, δ – kąt nachylenia żeberek, f_{coh} – wytrzymałość kohezijna, τ – kąt tarcia wewnętrznego.

Gdy zniszczenie wiąże się z przekroczeniem sił adhezji i tarcia wzór ma postać

$$\tau_{b, \max} = \frac{1,5F\mu_{rs}}{l_b d_b} \tan(\delta + \tau) + f_{\text{coh}} f_r [\cot \delta + \tan(\delta + \tau)] \quad (2.24)$$

O tym, który z powyższych mechanizmów wystąpi, decyduje wiele czynników, przede wszystkim siły „krępujące” otulinę i kąt nachylenia żeberek. Z punktu widzenia wpływu powleknięcia na przyczepność istotne jest, że przejście z mechanizmu drugiego do pierwszego dla stali zwykłej zachodzi przy kącie 35° – 45° , a w stali powlekanej dla kątów o około 5° – 10° większych.

Badania zakładów prętów, interpretowane według zależności (2.23) i (2.24), prowadziły do znanych już konkluzji [24], [76]:

Względna powierzchnia żeberek f_R . Ze wzrostem f_r spada wartość $\tau_{\text{powł}}/\tau_{\text{zwyk}}$ od 0,9 do 0,8; począwszy od $f_R = 0,12$ jest prawie stała i wynosi 0,8.

Kąt nachylenia żeberek. Zmieniał się on w przedziale od 25 do około 55°. Względne zmiany były rzędu 4% i stosunek $\tau_{\text{powł}}/\tau_{\text{zwyk}}$ pozostawał w przedziale 0,82–0,85.

Wpływ wytrzymałości betonu. Jest on też pomijalnie mały. Przy zmianie wytrzymałości w zakresie od 35 MPa do 75 MPa następuje lekki spadek $\tau_{\text{powł}}/\tau_{\text{zwyk}}$ z 0,83 do 0,79.

Napężenia ściskające. Wzrost naprężeń od otulenia istotnie poprawia stosunek wytrzymałości $\tau_{\text{powł}}/\tau_{\text{zwyk}}$. Wraz ze wzrostem naprężeń od 0,5 MPa do 2,5 MPa rośnie wartość $\tau_{\text{powł}}/\tau_{\text{zwyk}}$ (0,8–0,9). Jest to szczególnie widoczne, gdy wartości $f_R = 0,065$ są małe.

Na podstawie badań, w których zniszczenie otuliny jest niemożliwe, o naprężeniach przyczepności można wnioskować mierząc poślizg pręta. Stwierdzono, że przy niewielkich poślizgach, sięgających około 0,01 mm, różnice w naprężeniach wynoszą 40%, ale za wzrostem obciążenia maleją i przy poślizgu wynoszącym 0,1 mm są już mniejsze niż 20%. Przy poślizgu rzędu 0,6 mm różnice te zanikały. Gdy poślizg przekraczał 1 mm, pręty powlekane zachowywały się lepiej niż zwykłe. Przy poślizgu rzędu 0,1 mm zmiana kąta nachylenia od 30° do 70° powoduje zmniejszenie spadku przyczepności z poziomu 75% do ponad 90%. We wnioskach sugeruje się istotny aspekt doboru prętów do powlekania – o mocno nachylonych żeberkach. Pręty żebrowane o kącie 66° powlekane są tak samo dobre jak pręty zwykłe o kącie 30° przy poślizgach rzędu 0,1 mm. Oznacza to, że można dobierać pręty przeznaczone do powlekania o odpowiednio zwiększonym kącie nachylenia żeberek. Problem polega jednak na tym, że są one trudniejsze w produkcji i bardziej podatne na kruche pękanie i zmęczenie. Nawet jednak zwykłe komercyjne pręty, wstępnie zabezpieczone przed korozją, wykazują w konstrukcji zadowalającą przyczepność [77], lepszą niż to wynika z zaleceń normowych. Warto jednak zasygnalizować problem praktyczny, związany ze stosowaniem zbrojenia powlekanego żywicami. Zmniejszenie przyczepności prowadzi w ogólności do zwiększenia szerokości rozwarcia rysy. Jeżeli powłoka jest dobrze wykonana, to zjawisko takie można akceptować. Trzeba jednak liczyć się z możliwością jej lokalnych uszkodzeń, powstałych na przykład w czasie transportu lub składowania prętów na budowie. Stawia to pewien znak zapytania odnośnie do celowości stosowania takich prętów.

Pręty powlekane dyfuzyjnie żywicą są już w wielu krajach standardem. Obecnie obserwuje się wzrost zainteresowania innego rodzaju zabezpieczeniami antykorozyjnymi, polegającymi na galwanicznym pokrywaniu prętów powłokami z cynku. Badania są jeszcze w fazie początkowej, ale pojawiają się problemy zbliżone do opisywanych – reakcje cynku ze świeżym betonem prowadzą do zmniejszania adhezji i powstawania por zmniejszających tarcie [78]. Bardziej szczegółowe informacje o praktycznym znaczeniu można znaleźć w pracach dotyczących wpływu wytrzymałości betonu [79], skrępowania [80], obciążeń zmiennych itp.

2.4. Wpływ „uogólnionego skrępowania”

W języku polskim brak jest odpowiednika angielskiego słowa *confinement*. Oznacza ono ograniczenie, skrępowanie czegoś. W odniesieniu do problematyki przyczepności jego sens sprowadza się do takich oddziaływań, które krępując odkształcenia wywołane działaniem sił przyczepności, zapobiegają wczesnemu zniszczeniu otuliny. Jeśli uda się zrównoważyć ich wpływ, to zniszczenie przyczepności następuje przy dużo wyższym poziomie wyężenia i jest wynikiem ścięcia betonu na poziomie góry żeberek. Elementarnym ograniczeniem jest sama otulina pręta, której efekty działania wyjaśnił Tepfers w swych pracach. Przyrost wartości otuliny powoduje możliwość wzrostu naprężeń przyczepności. Praktycznie przyjmuje się, że począwszy od $c = 2,5-3 d_b$ (dla typowych betonów i stali) sama otulina stanowi wystarczające zabezpieczenie przed jej zniszczeniem w wyniku rozłupania. Rolę ograniczenia dla sił rozłupujących mogą też pełnić naprężenia ściskające, działające na zewnętrznej powierzchni betonu oraz strzemiona.

Mechanizm działania tych naprężeń można zilustrować korzystając z analogii do rury poddanej zarówno działaniu ciśnienia wewnętrznego p_s , jak i zewnętrznego naprężenia ściskającego p_c [81]. Ograniczające odkształcenia radialne mogą doprowadzić do powstania lokalnych naprężeń przyczepności rzędu $f_{cm}/3$. Korzystne działanie sił ściskających jest widoczne, jeżeli otulina betonowa nie jest zbyt duża – nie przekracza $2,5 d_b$. Jest to zrozumiałe w świetle wcześniej omówionego efektu skrępowania, wywołanego przez samą otulinę betonową. Ograniczenie stanowi też minimalny poziom wyężenia elementu. W zakresie małych poślizgów (do 0,1 mm) wpływ sił ściskających jest pomijalnie mały. Dopiero po pojawieniu się poślizgu przekraczającego 0,2 mm naprężenia przyczepności są znacząco większe w elementach mocniej ściskanych. Najbardziej oczywiste wyniki uzyskuje się jednak po całkowitym spękaniu otuliny i przy poślizgach rzędu 1 mm i więcej, choć nie mają one już praktycznego znaczenia dla konstrukcji. Lokalny przyrost wytrzymałości na przyczepność jest rzędu od 25 do 100%.

Same badania efektu działania zewnętrznych naprężeń wymagają znacznej precyzji, ponieważ ich wyniki są bardzo wrażliwe na sposób przekazywania obciążenia oraz na kształt próbki. Bardzo ważne jest zapewnienie warunków, aby reakcje ściskające były oddalone od pręta oraz aby w miejscu przykładania sił ściskających było wyeliminowane tarcie. Jest to jedno ze źródeł występowania znacznego rozrzutu otrzymanych wyników.

Istnieje wiele formuł empirycznych, pozwalających szacować efekt działania naprężeń ściskających na przyczepność. Na podstawie własnych badań Malvar [82] zaproponował formułę zależności między wartością naprężeń ściskających σ_n a przyrostem naprężeń przyczepności:

$$\Delta\tau_{b, \max} / f_{ct} = a + b \left[1 - e^{-c\sigma_n / f_{ct}} \right] \quad (2.25)$$

Parametry eksperymentalne miały następujące wartości: $a = 0,9$, $b = 3,5-4,4$, $c = 0,35$. Inną formułę uwzględniającą wpływ otuliny zaproponowano w pracy [83]. Na podstawie własnych badań oraz wyników prac innych autorów podali następującą zależność:

$$\frac{\tau(p_c)}{\tau(p_c = 0)} = 1 + k_1 \frac{p_c}{f_{cm}} \quad (2.26)$$

We wzorze tym

$$k_1 = 1,93 \left(2,5 - \frac{c}{d_b} \right) \frac{c}{3d_b} \quad (2.27)$$

Istotne jest też, że gdy $p_c/f_{cm} > 0,3-0,4$, wtedy wzrost obciążenia nie powoduje już wzrostu naprężeń przyczepności.

Korzystny wpływ zewnętrznych obciążeń ściskających uwzględnia też Polska Norma [84]. Jeżeli pręty poddane są poprzecznemu naprężeniu ściskającemu σ_{cb} , to obliczeniową wartość naprężeń przyczepności można zwiększyć, mnożąc ją przez czynnik równy

$$\frac{1}{1 - 0,04\sigma_{cb}} \leq 1,4 \quad (2.28)$$

Również norma europejska [85] uwzględnia korzystny wpływ naprężeń ściskających. Pozwala zredukować niezbędną długość zakotwienia pręta. Wynika to z przyjęcia czynnika w postaci $\alpha_5 = 1 - 0,04\sigma_{cp} \geq 0,7$, który w porównaniu z normą [84] jest nieco bardziej konserwatywny ze względu na dolne ograniczenie. Należy jednak zdawać sobie sprawę, że praktyczne znaczenie tych naprężeń jest niewielkie i w zasadzie ograniczone do strefy podpory oraz do elementów poddanych złożonym stanom naprężeń (rozciąganie-ściskanie).

Analogicznie działające obciążenia rozciągające powodują gwałtowny spadek wytrzymałości na przyczepność [83]. Niezależnie od wielkości otuliny powstaje rysa prostopadła do kierunku działania naprężeń rozciągających. Spadek naprężeń przyczepności można oszacować w tym przypadku z zależności empirycznej (z zapasem bezpieczeństwa 26%):

$$\frac{\tau(p_s)}{\tau(p_s = 0)} = \left(0,755 \frac{p_s}{f_{ct}} - 1 \right) \left(\frac{p_s}{f_{ct}} - 1 \right) \quad (2.29)$$

Przyłożone bezpośrednio do elementu naprężenia rozciągające występują rzadko, ale opisane analizy mogą być przydatne w przypadku elementów dwukierunkowo rozciąganych lub do analizy wpływu korozji na przyczepność. To drugie zjawisko stało się obecnie modnym tematem. W przeszłości ograniczano się raczej do opisów jakościowych. Obecnie stosuje się zarówno wyrafinowane metody badawcze, jak i metody obliczeniowe i modele [86], [87], [88], [36]. Istota problemu pozostaje jednak niezmienna – jest nią rozłupujące działanie produktów korozji. Podsumowując to zagadnienie należy stwierdzić, że o ile teoretycznie jest dosyć jasne, iż naprężenia przyłożone do otuliny pręta mogą modyfikować wartość naprężeń przyczepności, o tyle precyzyjne uwzględnienie tego zjawiska jest jeszcze dalekie od jednoznacznego ustalenia, a jego praktyczne znaczenie nie jest w istocie wielkie.

Dużo większe znaczenie praktyczne mają strzemiona, mogące odgrywać rolę ograniczenia dla sił radialnych. Ta ich funkcja może być nawet większa w odniesieniu do kontrolowania rys, powstałych przy rozłupywaniu otuliny niż przy ścinaniu. Wynika to z dwóch powodów: strzemiona stanowią znaczny stopień (procent) otuliny oraz są usytuowane prostopadłe do kierunków powstawania potencjalnych rys. Najczęściej badania nad wpływem strzemion prowadzi się na elementach belkowych – wspornikach symulujących przypodporowy fragment belki. Badane elementy zbrojone są kilkoma prętami wyciąganymi z elementu, a ich usytuowanie i wielkość otulin – bocznej c_s i dolnej c_b bardzo istotnie wpływają na sposób niszczenia otuliny, a tym samym na interpretację otrzymanych wyników.

Wpływ strzemion na przyczepność należy analizować na trzech płaszczyznach. Po pierwsze, strzemiona oddziałując na otulinę, zwiększają poziom maksymalnych naprężeń przyczepności i w ten sposób opóźniają jej rozłupanie. Oddziaływanie to jest związane z naprężeniami występującymi w strzemionach pod wpływem obciążeń. Ta rola ma duże znaczenie praktyczne i jest uwzględniana w normach i zaleceniach projektowych. Jeszcze istotniejsze jest znaczenie strzemion w sytuacji, gdy w wyniku obciążenia nastąpiło pęknięcie otuliny i powstała w niej rysa równoległa do zbrojenia o mocno ograniczonej szerokości rozwarcia. Najczęściej jest to poprzedzone pojawieniem się rys prostopadłych (lub niekiedy ukośnych) do zbrojenia i jego lokalnym uplastycznieniem [69], [89]. Wtedy strzemiona umożliwiają kontrolę szerokości rozwarcia rysy podłużnej i zapobiegają całkowitemu zniszczeniu otuliny przy dalszym wzroście obciążenia. Na tym etapie najbardziej widoczny stale się też wpływ uzbrojowania [90]. W praktyce projektowej nie dopuszcza się raczej do powstawania rys równoległych do zbrojenia, ale można ten stan potraktować jako graniczny, przyjmując jakieś restrykcyjne ograniczenie na dopuszczalną szerokość ich rozwarcia. Jeszcze inna jest rola strzemion (lub prętów poprzecznych), które ze względu na swój rozstaw mogą istotnie wpływać na rozstaw rys, a tym samym na przebiegi naprężeń przyczepności [91].

Dla praktyki projektowej najistotniejsza jest pierwsza z opisanych ról, którą mogą pełnić strzemiona. W wielu starszych badaniach, szczególnie prowadzonych w USA,

np. [92], [64], sugerowano bezpośredni wpływ wytrzymałości strzemion, ich pola powierzchni oraz rozstawu na przyrost wytrzymałości na przyczepność. W tych analizach proponuje się różne empiryczne formuły, bazujące na stopniu zbrojenia strzemionami oraz na wytrzymałości stali, z której są wykonane. Zaletą jest prostota formy, ale ceną staje się precyzja. Takiego typu relację zaproponował przykładowo Kemp:

$$\Delta\tau_{b, \max} = k_3 \frac{A_{st} f_{yt}}{s_1 d_b} \quad (2.30)$$

gdzie $k_3 = 0,13$ ($k_3 = 0,191$).

W podobny sposób Jirsa [93] szacował wpływ strzemion na nośność połączeń prętów. Odształcenia w strzemionach zależały od ich położenia: im bliżej końca połączenia, tym były większe. Do czasu powstania rys odształcenia były małe (do 10% f_{yt}/E_s), później następował ich gwałtowny przyrost. Strzemiona podnosiły zawsze nośność połączenia – od 10 do 90% w zależności od liczby strzemion. Zniszczenie nie było przy tym tak gwałtowne.

Na podstawie badań podano zależność między naprężeniami przyczepności a wytrzymałością betonu na ściskanie.

$$\Delta\tau_{b, \max} = 0,0241 \frac{A_{st} f_{yt}}{s_1 d_b} \sqrt{f_{cm}} \quad (2.31)$$

W rzeczywistości o istotnej roli strzemion można mówić tylko wtedy, kiedy występują w nich znaczne odształcenia. W związku z tym o ich korzystnym wpływie na wzrost maksymalnej wartości naprężeń przyczepności można mówić jedynie w odniesieniu do tych, które są usytuowane blisko podpór belek lub zostały w inny sposób wyteżone. Hipotezę tę w pomysłowy sposób zweryfikowali Reynolds i Beeby [94]. Badania były prowadzone na belkach, w których stosowano łączenie prętów na zakład. Na pięciu elementach próbnym założono strzemiona otwarte – typu „U”. W czterech przypadkach dokonano ich naprężenia. Siły ze strzemion przekazywały się jedynie w poziomie (pionowe gałęzie umieszczono w rurach plastikowych). Okazało się, że przyrost siły niszczącej przyczepność (w porównaniu ze strzemieniem nienaprężonym) praktycznie odpowiadał przyrostowi wielkości siły w strzemieniu (nawet od 0,8 do 1,03). Dodatkowy argument przemawiający za tym, że najważniejszym czynnikiem wpływającym na skuteczność działania strzemion są panujące tam odształcenia stanowią wyniki badań, prowadzonych przez Morita i Fujii [95]. Wykazano, że zastosowanie strzemion ze stali żebrowanej i gładkiej dawało praktycznie identyczne rezultaty. Wyniki tych badań, prowadzonych na elementach typu *beam-test* należy uznać za wiarygodne i odpowiadające pracy konstrukcji. Wynika to z doboru

parametrów zbliżonych do rzeczywistych konstrukcji – wyciągano równocześnie dwa lub cztery pręty (średnica $\phi 19$ i $\phi 25$). Otulina betonowa była równa 3 cm, a długość zakotwienia wynosiła 50 cm. Strzemiona $\phi 6$ i $\phi 9$ stosowano w czterech rozstawach: 5,0, 6,25, 10,0 i 12,5 cm. Postać wzoru, który autorzy polecają do obliczania wpływu strzemion na wzrost wytrzymałości na przyczepność jest następująca:

$$\Delta\tau_{h,\max} = 24,91 \frac{A_{st}k}{s_1 d_h N} \sqrt{f_{cm}} \leq 0,87 \sqrt{f_{cm}} \quad (2.32)$$

We wzorze tym N jest liczbą prętów w przekroju, a $A_{st}k$ to efektywne pole powierzchni strzemion przeciętych przez powierzchnię, powstającą podczas rozłupywania otuliny. W zależności od położenia pręta i wielkości otuliny parametr k może przyjmować wartości $\sqrt{2}$, 1 i 0. Takie podejście do problemu wynikało z zauważalnych różnic we wpływie strzemion na pręty położone w narożach ($k = \sqrt{2}$) i przy dolnej powierzchni ($k = 1$). W przypadku zniszczenia narożnego (*corner-split*), odkształcenia przyrastały stopniowo i więcej strzemion pracowało. Jeżeli zniszczenie było typu *side-split*, odkształcenia były stosunkowo małe i gwałtownie rosły tuż przed zniszczeniem. Koncentrowały się one na pierwszych dwóch strzemionach. Jedynie przy mniejszym rozstawie więcej strzemion „pracowało”, a przyrost odkształceń był bardziej zauważalny. Znaczny wzrost rozstawu strzemion powoduje zanik różnicy, wynikającej z położenia prętów w przekroju. Efekt położenia pręta bywa jednak kwestionowany. Przykładowo, na podstawie intensywnych badań wpływu rozstawu prętów, otuliny, strzemion oraz siły poprzecznej na przyczepność, prowadzonych na 150 elementach, Kemp nie stwierdził, aby przyczepność prętów usytuowanych w narożach belki była lepsza niż pozostałych.

Praktyczne znaczenie strzemion w poprawie warunków przyczepności znalazło swoje odzwierciedlenie zarówno w praktyce projektowej w USA [71], jak i w Europie [85]. W Stanach Zjednoczonych wykorzystuje się tak zwany indeks zbrojenia poprzecznego K_{tr} . Uwzględnia on wytrzymałość strzemion, ich rozstaw oraz liczbę prętów zbrojenia głównego objętych strzemieniem. Przy obliczaniu długości zakotwienia

parametr ten wchodzi w skład współczynnika o postaci: $\left(\frac{c + K_{tr}}{d_h} \right) \leq 2,5$. Oznacza to,

że w pewnych okolicznościach długość zakotwienia może być zredukowana dzięki samym strzemionom o około 50%. W Europie wprowadzono rozróżnienie na strzemiona zwykłe i przyspawane do zbrojenia głównego. W tym drugim przypadku możliwa jest redukcja długości zakotwienia o 30%, natomiast wpływ zwykłych strzemion jest mniejszy i zależy od powierzchni strzemion, ich usytuowania oraz przekroju pojedynczego kotwionego pręta. Nowsze badania mniej optymistycznie określają wpływ strzemion na nośność zakładów [96], [97]. Ważnym aspektem jest natomiast ta rola

strzemion, która polega na łagodzeniu efektów pęknięcia otuliny (szczególnie ważne dla betonów o wysokiej wytrzymałości) i „uaktywnianiu” większej liczby żeber w przenoszeniu sił przyczepności.

Efektywność strzemion jest uzależniona od panujących w nich odkształceń. Jeżeli strzemiona występują w obszarze, gdzie moment jest prawie stały, to nie poprawiają przyczepności, chyba że odkształcenia w nich pojawią się pod wpływem radialnej rysy wywołanej siłami przyczepności. Ta obserwacja stała się podstawą do przyjęcia tezy, że warto dopuścić do sytuacji, w której możliwe jest występowanie rysy podłużnej (efekt lokalnego rozłupania otuliny), ale o bardzo ograniczonej i ściśle kontrolowanej szerokości. Problem polega na sprawdzeniu, ile zbrojenia w postaci strzemion jest wtedy nieodzowne, aby nie nastąpiło całkowite zniszczenie przyczepności. Prekursorem takiego podejścia do zagadnienia był Gambarowa [14]. Sformułował je w następujący sposób (oznaczenia oryginalne): Połowa szerokości rysy powstałej w wyniku zginania jest poślizgiem pręta δ , dane są również naprężenia w zbrojeniu, co można przeliczyć na „potrzebne” naprężenia przyczepności. Rysę od przyczepności o szerokości δ_n tworzy się sztucznie i utrzymuje stałą jej wartość podczas całego procesu obciążania. Algorytm postępowania jest następujący:

a) tworzy się krzywą zależności pomiędzy poślizgiem pręta i wartością naprężeń ściskających,

b) na podstawie wartości δ i δ_n oblicza się poślizg pręta i sprawdza, czy istniejące strzemiona są wystarczające.

Badania takie wymagają wyjątkowej staranności i precyzji. Przeprowadzono je na siedmiu specyficznych próbkach (pomiaru wykonywano w sposób mechaniczny, a czas badania jednego elementu wynosił ponad 3 dni).

W czasie badań wartość δ_n utrzymywano stałą (3 wartości), a zmiennymi były:

- a) naprężenie ściskające σ_n ,
- b) średnie naprężenie przyczepności τ ,
- c) poślizg pręta δ_r .

Obserwacje autorów były następujące:

1. Ograniczenie (*confinement*) zaczyna odgrywać rolę, gdy naprężenia przyczepności przekraczają 20% maksymalnych, tzn. $0,2 \cdot 0,3 f_{cm} \cong 0,06 \cdot 32,8 = 1,97 \text{ MPa}$.

2. Podczas tworzenia się rysy w otulinie powstaje swobodny poślizg pręta δ_{r0} spowodowany odspojeniem; trwa on do czasu ponownego zazębienia pręta o beton, $\delta_{r0} = 7,5 \delta_n / d_b$.

3. Przy pewnym poziomie poślizgu stosunek τ / σ_n jest stały i można go określić jako współczynnik tarcia; im δ_n jest większe, tym stosunek ten bardziej maleje.

4. Maksymalna wartość τ nie zależała od wartości δ_n i sięgała 10–11 MPa.

5. Przy poślizgu rzędu 1,0–1,1 mm następował spadek wartości τ , związany z kruszeniem się betonu i powstawaniem dodatkowych rys; na tym etapie spadek τ był szybszy niż σ_n .

6. Przy poślizgach rzędu 2,2–2,4 mm wykresy τ i σ_n znowu były równoległe, ale mniejszą wartość miał stosunek $\tau/\sigma_n \rightarrow$ tarcie pomiędzy stalą i betonem.

Prace Gambarowa spowodowały powstanie całej włoskiej szkoły [98], [99], koncentrującej się na analizie pracy konstrukcji, w której występują rysy będące efektem zginania – o szerokości w_f , oraz pojawiają się rysy podłużne w otulinie, ale o bardzo ograniczonej szerokości rozwarcia w_s . Rysa taka, przechodząc przez strzemiona, „uaktywnia” w nich naprężenia nawet w obszarze, gdzie siły tnące są minimalne. W takiej sytuacji rozwój rysy rozłupującej otulinę w kierunku równoległym do osi zbrojenia głównego jest ograniczony przez oddziaływanie strzemion i rezydualną wytrzymałość betonu na rozciąganie. Autorzy przedstawiają wiele zależności, powstałych na bazie badań eksperymentalnych:

a) zależności między naprężeniami przyczepności τ_b a poślizgiem przy danej szerokości rysy w_s ,

b) zależności między naprężeniami normalnymi σ_n wywołanymi przez rozłupujące działanie żeberk pręta a naprężeniem przyczepności.

Czynnikami równoważącymi działanie sił rozłupujących są naprężenia w strzemionach i rezydualna wytrzymałość betonu. Zależność między szerokością rysy w_s a naprężeniem w strzemionach ma postać:

$$\sigma_{st} = E_s \sqrt{a_2 \left(\frac{\frac{w_s}{\varphi_p}}{\frac{\alpha_s \varphi_{st}}{\varphi_p}} \right)^2 + a_1 \frac{\frac{w_s}{\varphi_p}}{\frac{\alpha_s \varphi_{st}}{\varphi_p}} + a_0} \quad (2.33)$$

Rezydualne naprężenia rozciągające istnieją dzięki zazębianiu się ziaren kruszywa o średnicy ϕ_a i zależą od szerokości rysy.

$$\sigma_{rc} = \frac{f_{ct0}}{\kappa \frac{w_s}{\varphi_p} \frac{\varphi_p}{\varphi_a} + 1} \quad (2.34)$$

W dalszym ciągu korzysta się z warunku równowagi sił radialnych i po przekształceniach otrzymuje się zależność, z której można wyliczyć wartość w_s w funkcji w_f . Bardzo duża liczba parametrów doświadczalnych – 12 i skomplikowana postać tej zależności skłoniły autorów do zaproponowania uproszczonej wersji:

$$\frac{w_s}{\varphi_p} = \frac{\frac{1}{2} \frac{w_f}{\varphi_p} - 0,0022 + 0,0034 \Omega}{59,78 \Omega + 0,6703} \quad (2.35)$$

Występujący w tym wzorze parametr Ω jest między innymi funkcją pola powierzchni strzemion. Teoretycznie pozwala na obliczanie niezbędnej ich ilości gwarantującej, że rysa wywołana przez siły rozłupujące będzie mieć minimalną dopuszczalną szerokość. Należy jednak zachować pewien dystans do otrzymanych wyników, szczególnie przy próbach praktycznych zastosowań, gdyż wpływ rysy podłużnej na korozję jest zdecydowanie większy niż rys prostopadłych do osi zbrojenia.

2.5. Wpływ historii obciążenia na przyczepność

Zdecydowana większość badań i analiz przyczepności ogranicza się do elementów poddanych działaniu obciążenia monotonicznego. Rzeczywista konstrukcja jest poddana obciążeniom zmiennym zarówno w czasie, jak i przestrzeni. Jeżeli obciążenia zmienne nie są zbyt intensywne, a ich wartość nie przekracza znacznie wartości obciążeń stałych, to w większości sytuacji można zaprojektować konstrukcję, wykorzystując informacje dotyczące jej zachowania przy obciążeniu monotonicznym, prowadzącym do jej zniszczenia. Zdarzają się jednak takie typy obciążeń, które mogą znacząco zmieniać zachowanie się elementu. Historia obciążenia staje się wtedy jednym z istotniejszych czynników wpływających na zmiany przyczepności. Dotyczy to przede wszystkim:

- a) obciążenia cyklicznego,
- b) obciążenia długotrwałego,
- c) obciążenia dynamicznego.

Każdy z tych typów obciążeń ma specyficzne charakterystyki, które muszą być precyzyjnie zdefiniowane na etapie projektowania eksperymentu i później przy interpretacji wyników. Ważne jest też szczegółowe określenie parametrów omawianych w poprzednich rozdziałach, a w szczególności warunków otulenia, geometrii zbrojenia, ewentualnej specyfiki betonu, typu wymuszenia itp.

Za najbardziej istotne z punktu widzenia przyczepności należy uznać obciążenia cykliczne [39]. Ze względu na ich wpływ na konstrukcję dzieli się je na nisko i wysoko cykliczne. Typowym przykładem tych pierwszych są oddziaływania powstające podczas trzęsienia Ziemi. Charakteryzuje je duża i zmienna amplituda i relatywnie krótki czas działania oraz mała liczba cykli. Problemy związane z działaniem obciążeń nisko cyklicznych (i dynamicznych) są ściśle powiązane ze stanami granicznymi nośności. To ich wymagania są decydujące i z tego względu „samodzielna” analiza zjawisk przyczepności związanych z tymi obciążeniami nie jest specjalnie eksponowana.

Zdecydowanie inaczej przedstawia się problematyka związana z obciążeniami wysoko cyklicznymi. Ze względu na stosunkowo niski poziom obciążenia dużo więk-

szego znaczenia nabierają warunki wynikające ze stanów granicznych użytkowania, a te są ściśle powiązane z problematyką przyczepności. Zagadnienia projektowania takich konstrukcji są uwzględniane w normach [84], [85] pod hasłem wpływu obciążeń wielokrotnie zmiennych. Podane tam wymagania i zalecenia stosuje się na przykład przy projektowaniu niektórych belek podsuwnicowych lub konstrukcji hydrotechnicznych. Obciążenia te implikują w konstrukcji problemy związane ze zmęczeniem. Najczęściej następuje zniszczenie zmęczeniowe stali lub betonu zanim dojdzie do zniszczenia przyczepności. Typową metodą postępowania jest ograniczenie naprężeń (lub zakresu ich zmian) w stali i betonie, które zapewniają spełnienie innych wymagań, również tych dotyczących przyczepności.

Aby prawidłowo interpretować zjawiska przyczepności zachodzące podczas obciążeń cyklicznych, trzeba koniecznie wprowadzić dodatkowe rozróżnienia. Szczegółnej wagi nabiera tu rozróżnienie między przyczepnością w elemencie badawczym i w konstrukcji [101]. Ważne jest też jednoznaczne ustalenie przebiegu obciążenia – czy wymuszane jest przemieszczenie (poślizg) pręta, czy też naprężenie przyczepności (siła) oraz czy obciążenie cykliczne ma miejsce przy stałym znaku działania wymuszenia, czy też następuje zmiana jego kierunku.

Procesy powodujące degradację przyczepności podczas obciążeń cyklicznych bardzo mocno zależą od rodzaju badanego elementu. Podstawowym kryterium jest występowanie (lub brak) takiego miejsca w próbce, gdzie przemieszczenia pręta względem otaczającego go betonu są równe zeru. Może to być zarówno efektem istnienia odpowiednio długiego odcinka zakotwienia, jak i takiej długości elementu, że powstanie w nim szereg rys. W tej drugiej sytuacji zerowe przemieszczenie występuje w punktach usytuowanych w okolicach połowy odległości pomiędzy rysami. Zerowego przemieszczenia nie należy w żadnym przypadku kojarzyć z warunkiem równości odkształceń $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_s$, ani z zerowaniem się naprężeń przyczepności. Brak miejsca, w którym pręt nie ulega jakimkolwiek przemieszczeniom jest charakterystyczny dla wszystkich badań, prowadzonych na elementach o małych wartościach długości odcinka przyczepności – $l_b \leq 5 d_b$. Stanowią one zdecydowaną większość publikowanych prac i tym samym mocno rzutują na obraz przyczepności w ogólnym odbiorze. Nie jest to jednak obraz odpowiadający sytuacji, którą obserwuje się w rzeczywistych konstrukcjach.

W każdej zarysowanej konstrukcji żelbetowej, niezależnie od poziomu wyężenia, występują przekroje, w których pręt zbrojeniowy nie przemieścił się względem betonu. Wynika to z faktu, że przemieszczenie jest ciągłą funkcją, która zmienia znak ze względu na zmianę kierunku działania sił przyczepności – działają one zawsze w kierunku najbliższej rysy. Podczas pierwszego cyklu obciążenia następuje przyrost odkształceń w pręcie. Jest on największy w przekroju, który jest zarysowany i stopniowo maleje w miarę oddalania się od tego miejsca. Spadek tych odkształceń wiąże się z działaniem sił przyczepności, które stopniowo przekazują część siły na beton. Nawet jednak przy obciążeniu niewiele większym od rysującego, odkształcenia w stali

w każdym (!) przekroju są większe niż w betonie. Konsekwencją różnicy odkształceń jest poślizg zbrojenia [102]. Narasta on sukcesywnie – począwszy od punktu, gdzie $\Delta = 0$, aż do przekroju przez rysę. W rysie jest największy i można go interpretować jako równy połowie szerokości jej rozwarcia. Przemieszczanie się pręta powoduje zmiany na styku pręt zbrojeniowy–beton. Nawet niewielkie różnice odkształceń skutkują zniszczeniem adhezji na tym styku. Wartość naprężeń przyczepności związanych z nią jest szacowana na około 0,5–1,0 MPa. W miarę zbliżania się do przekroju zarysowanego rosnące różnice odkształceń powodują odspojenie betonu od żeberka po tej stronie, gdzie beton jest rozciągany. Towarzyszą temu stosunkowo duże odkształcenia ściskające w betonie po drugiej stronie żeberka. Występują też odkształcenia rozciągające, działające w płaszczyźnie prostopadłej do osi pręta. W przypadku zaawansowanego poziomu obciążenia mogą one w bezpośrednim sąsiedztwie rysy pierwszego rzędu spowodować powstanie rys radialnych o ograniczonym zasięgu. Jeżeli przemieszczenie jest ograniczone dopuszczalną szerokością rozwarcia rysy, to jedynymi nieodwracalnymi procesami są powstałe odspojenia przy żeberkach oraz rysy radialne. W czasie odciążenia stopniowo maleją odkształcenia w stali i pręt zaczyna cofać się w kierunku rysy. Ruch ten napotyka jednak na opory. W przekrojach, które usytuowane są w pobliżu miejsca, gdzie $\Delta = 0$, są one największe i wiążą się z siłami przyczepności, które aktualnie działają w drugim kierunku. Nawet niewielkie cofnięcie się pręta powoduje odtworzenie kontaktu między betonem i licem żeberka od tej strony, gdzie uprzednio nastąpiło odspojenie. Generuje to powstanie sił ściskających i związanych z nimi sił tarcia. W sąsiedztwie rysy opory są mniejsze ze względu na to, że powstały tam rysy radialne, a dodatkowo znaczne naprężenia w stali; powodując przewężenie pręta, ułatwiły i powiększyły zasięg lokalnych odspojień. W efekcie działania sił oporu i pewnych niewielkich odkształceń trwałych niemożliwe jest całkowite zamknięcie się rysy. Rezydualne poślizgi pozostają we wszystkich przekrojach, ale oczywiście największy poślizg jest w samej rysie. Ściśle z tym związane są pozostające w zbrojeniu odkształcenia. Również one są największe w rysie (lub bezpośrednim jej sąsiedztwie, jeżeli cały przekrój jest zarysowany). Trzeba jednak podkreślić, że relatywne wartości odkształceń pozostających (odniesione do stanu obciążenia) są największe nie przy rysie, ale w okolicach przekroju, gdzie $\Delta = 0$. Dotyczy to również pozostających przemieszczeń. Pozostającym odkształceniom w stali odpowiadają rezydualne odkształcenia – ściskające – w betonie otaczającym pręt. Na uwagę zasługuje również spostrzeżenie, że proces odciążania ma charakter bardziej „sprężysty” niż obciążania. Obrazuje to zależność $\Delta = \Delta(\sigma_s)$, która jest w tym przypadku bardziej zbliżona do liniowej. Z punktu widzenia fizycznej istoty zjawiska można to wyjaśnić tym, że podczas odciążania główne opory związane są z tarciem i powstawaniem odkształceń ściskających w betonie przy żeberkach, podczas gdy obciążeniu towarzyszy niszczenie adhezji, powstawanie rys radialnych oraz odspajanie się betonu rozciąganego od zbrojenia.

Jeżeli po odciążeniu następuje obciążenie do poprzedniego poziomu, to siły przyczepności działają już w zmienionych warunkach. W sąsiedztwie rysy są one mniejsze, ponieważ nastąpiły tu trwałe zmiany. Konsekwencją tego jest oddalenie się miejsca występowania ekstremum naprężeń przyczepności w kierunku przekroju, gdzie $\Delta = 0$. Wartość tych naprężeń jest porównywalna z występującymi podczas pierwszego cyklu obciążeń. Zmniejszeniu ulega natomiast wartość średnia τ_b na całym odcinku. Jest to skutkiem wyrównywania się wartości odkształceń w stali na analizowanym odcinku. Można to wyjaśnić przyjmując założenie, że aktualny stan odkształceń w zbrojeniu jest efektem superpozycji skutków aktualnego obciążenia i odkształceń rezydualnych. Zmniejszenie się wartości τ_b tylko w niewielkim stopniu wiąże się natomiast z degradacją styku stal zbrojeniowa–beton. Występuje ona jedynie w okolicach rysy, podczas gdy w przekrojach położonych blisko miejsca zerowego poślizgu zmian tych praktycznie nie ma. Obciążenie cykliczne powoduje wzrost wartości poślizgu (szerokości rysy) przy równoczesnym spadku średniej wartości naprężeń przyczepności. Nie jest to jednak równoznaczne ze znaczącym pogorszeniem warunków współpracy stali i betonu. Podczas kolejnych cykli następuje stopniowa stabilizacja warunków przyczepności. Przyrosty poślizgów tworzą ciąg malejący, a układ odkształceń zarówno rezydualnych, jak i wywołanych aktualnym obciążeniem nie ulega już istotniejszym zmianom. Poprzednie obciążenia powodują, że większość efektów związanych z trwałymi zmianami miała już miejsce i skutkowała utrwaleniem się praktycznie stałej wartości rezydualnego poślizgu i rezydualnych odkształceń w stali i betonie. Kolejne cykle charakteryzują się więc sprężystym charakterem. W skrócie można powiedzieć, że obciążenia cykliczne typu zmęczeniowego mogą stanowić jedynie problem ze względu na ewentualne przekroczenie dopuszczalnej szerokości rozwarcia rysy, nie jest jednak możliwe całkowite wyciągnięcie pręta. Trudno również wyobrazić sobie całkowite zniszczenie przyczepności w wyniku rozłupania otuliny – wartości τ_b maleją podczas kolejnych cykli. Ten optymistyczny obraz może być zmaćony jedynie wtedy, gdy poziom wyężenia jest bardzo wysoki (zbliżony do $\tau_{b, \max}$), a wytrzymałość betonu ulega szybkiemu spadkowi związanemu z procesami zmęczenia.

Do podobnych wniosków prowadziły badania typu *pull-out* na elementach o odpowiednio dużej wartości l_b . Moro i Ogawa przedstawili wyniki takich właśnie badań, gdzie zmiennymi były długości zakotwienia, wynoszące 20,30 i 50 d_b [103]. Odkształcenia w stali mierzono czujnikami elektrooporowymi, przyklejonymi na stali pomiędzy żeberkami w odległościach około 9–10 cm. Pomimo przyjęcia wysokich poziomów obciążenia, odpowiadających 0,8, 0,95, 1,05, 1,2 i 1,4 granicy plastyczności pręta i liczby cykli od 100 do 1000, w żadnym elemencie pręt nie został wyciągnięty. Zniszczeniu uległy niektóre pręty w wyniku zmęczenia stali. Po badaniach cyklicznych zastosowano obciążenie aż do zniszczenia. Jedynie z próbki o $l_b = 20 d_b$ udało się wyrwać pręt. Zaobserwowano również, że ze wzrostem liczby cykli położenie maksimum naprężeń przyczepności odsuwa się od miejsca przyłożenia siły. Im krótszy był odcinek zakotwienia, tym zjawisko to było wyraźniejsze.

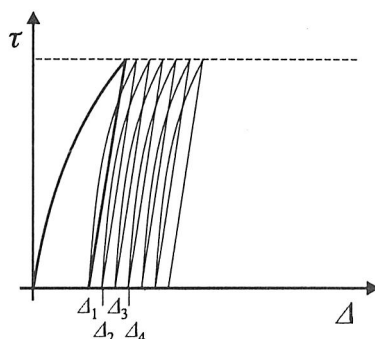
Również badania prowadzone przez Rehm i Eligehausen w tej części, gdzie testowano zmiany rozkładu naprężeń w stali w funkcji położenia i liczby cykli – na próbkach o $l_b = 18 d_b$ – prowadziły do podobnych wniosków [104]. W miarę wzrostu liczby cykli obciążenia następował przyrost naprężeń we wszystkich przekrojach, a przy tym wyrównywanie się ich wartości w części pręta przylegającej do czoła próbki. Oznacza to stopniowe niszczenie przyczepności w tych okolicach. W dalszej odległości zmiana odkształceń w stali staje się przy dużej liczbie cykli liniowa, tzn. naprężenia przyczepności są praktycznie stałe. Nie ma mowy o zniszczeniu przyczepności w odniesieniu do całego pręta.

Jeszcze inny aspekt tego zagadnienia widoczny był w badaniach Balázsa [105]. Były one prowadzone według procedur *pull-out*, w których l_b miało wartości od $3 d_b$ do $24 d_b$. Stosowano zarówno wymuszone stałe wartości siły, jak i poślizgu. Przy dłuższych odcinkach l_b po określonej liczbie cykli wartości poślizgu (przy wymuszeniu siły) pozostawały niezmiennie. Wyraźny był też wpływ długości zakotwienia na poziom tego obciążenia, przy którym następuje stabilizacja poślizgu. Efekt ten był obserwowany wtedy, gdy dzięki odpowiednio dużej wartości l_b poślizg na swobodnym końcu pręta był zerowy.

Całkowicie inny obraz tego samego zjawiska otrzymuje się na podstawie typowych badań, prowadzonych na próbkach o krótkich odcinkach przyczepności. Jest on zdecydowanie mniej optymistyczny, ale – jak już powiedziano – nie dotyczy to konstrukcji. Można przyjąć, że obraz ten przedstawia potencjalne zmiany wartości $\tau_{b, \max}$ lub $\Delta_{\max}$. Względna prostota umożliwia realizowanie szeregu badań. W szczególności możliwe jest obciążenie, w którym podczas kolejnych cykli stałą wymuszaną wielkością jest poślizg (*slip-control test*) lub siła (*bond-control test*). Wielu informacji dostarczają też badania, w których wymuszenia mają zmienny znak (*reversal cycling*).

Najbardziej rozpowszechnione są badania prowadzone w ten sposób, że stała jest wartość siły wymuszającej, która cyklicznie zmienia się w przedziale $0 - F$. Na rysunku 2.17 pokazane są typowe zależności $\tau = \tau(\Delta)$, otrzymane w takich wyidealizowanych warunkach. Miarą degradacji przyczepności jest tu przyrost poślizgu zbrojenia, rejestrowany zarówno przy maksymalnym obciążeniu, jak i pozostający po odciążeniu. Można wyróżnić trzy etapy, różniące się charakterem tych przyrostów. Na pierwszym przyrosty tworzą ciąg malejący, przy czym jak – już wspomniano – pierwszy pozostający poślizg jest niewspółmiernie duży. Na następnym etapie przyjmują one wartość stałą. Gdy sumaryczny poślizg osiąga wartość odpowiadającą poślizgowi towarzyszącemu w obciążeniu monotonicznym maksymalnej wartości naprężeń przyczepności, następuje przyrost wartości kolejnych poślizgów prowadzący do całkowitego zniszczenia przyczepności. Hipotezę tę potwierdził wspomniany już Balázs [105], ale jedynie w odniesieniu do elementów o $l_b \leq 5 d_b$. Występowanie trzech takich etapów jest niezależne od wartości innych parametrów, takich jak średnica zbrojenia, wytrzymałość betonu itp. Jedynie w przypadku bardzo dużych naprężeń nie ma praktycznie odcinka stałych przyrostów, jest tylko punkt przegięcia. Z przedstawione-

go opisu wynika, że przy odpowiednio dużej liczbie cykli, niezależnie od wartości siły wymuszającej, musi dojść do zniszczenia przyczepności. Ma ono formę ścięcia betonu na styku z prętem i w konsekwencji następuje wyrwanie pręta z betonu.



Rys. 2.17. Wyidealizowana zależność między naprężeniami i przyczepnością przy cyklicznych obciążeniach i stałej wielkości wymuszanej siły

Fig. 2.17. Idealized relationship between stresses and slips during cyclic loading with a constant acting force

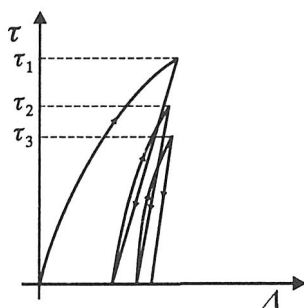
Do podobnych wniosków można też dojść analizując analogiczne wyniki [104]. Obszerne badania przeprowadzone na 308 elementach sugerują, że przyrost poślizgu jest w praktyce zdeterminowany wartością początkowego poślizgu s_0 (Δ_0) oraz liczbą cykli n . Inne parametry nie odgrywały istotnej roli (ograniczały się do wpływu na s_0). Zmiennymi tymi były takie wielkości jak: wartość maksymalnego obciążenia, amplituda obciążeń, średnica pręta (8, 14 i 28 mm przy $f_R = 0,075$), jakość betonu, długość zakotwienia. Autorzy zaproponowali następującą formułę, zbliżoną do zależności opisujących pełzanie betonu, uzależniającą wartość aktualnego poślizgu s_n od wartości początkowej s_0 :

$$s_n = s_0 \left[1 + (1 + n)^{0,107} \right] \quad (2.36)$$

Konieczne jest jednak przypomnienie, że opisane wnioski dotyczą takich elementów, w których poślizg występuje zarówno na obciążonym, jak i swobodnym końcu.

Innego typu informacje o zjawisku przyczepności uzyskuje się z badań, w których stałą wartość ma wymuszany poślizg (premieszczenie), a degradację przyczepności można mierzyć spadkami wartości siły (naprężeń przyczepności), niezbędnej do wywołania założonego przemieszczenia. Typowy wyidealizowany kształt zależności $\tau = \tau(\Delta)$, pokazany jest na rysunku 2.18. Podczas tego typu badań obciążenia cykliczne prowadzą do stopniowego zmniejszania się wartości naprężeń przyczepności, odpowiadających ustalonej wartości poślizgu. W ostateczności prowadzi to albo do

całkowitego zniszczenia przyczepności ($\tau = 0$), albo do ustalenia końcowej minimalnej wartości tych naprężeń na poziomie $\tau = \tau_{\text{res}}$. Pierwszy przypadek może zachodzić, jeżeli wartość wymuszanego poślizgu jest zbliżona do rozstawu żeberek. Jest on zależny od rodzaju stali i średnicy pręta. W przypadku polskiej stali waha się on w granicach od 5 mm do 14 mm. Trudno wyobrazić sobie możliwość pojawienia się w prawidłowo zaprojektowanej konstrukcji takiego rzędu szerokości rozwarcia rys. Rezydualne wartości naprężeń przyczepności τ_{res} są bardzo często kojarzone z tarcieniem występującym na styku betonu i górnej powierzchni żeberek. Spadek wartości τ_b wiąże się ze stopniowym zmniejszaniem się wartości składowych, związanych z tarcieniem pomiędzy stalą i betonem. Składowe zależne od oporu stawianego przez żeberka nie ulegają natomiast w tych warunkach zmianom. Zmniejszenie się sił tarcia wynika z „wygładzania” się (i tym samym zmniejszania współczynnika tarcia) powierzchni styku. W istocie wymuszanie stałego przemieszczenia o realnej wartości prowadzi do asymptotycznego zmniejszania się wartości τ_b , która jest zdeterminowana końcową minimalną wartością współczynnika tarcia i wytrzymałością bazującą na oporze ścisiskanego przez żeberka betonu. Poziom tych naprężeń przyczepności zależy od wartości wymuszonych przemieszczeń.

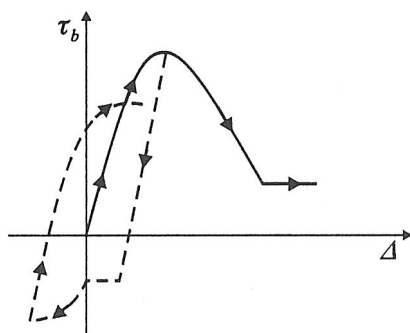


Rys. 2.18. Wyidealizowany kształt zależności $\tau = \tau(\Delta)$ przy obciążeniach cyklicznych, gdy czynnikiem wymuszającym jest przemieszczenie

Fig. 2.18. Idealized shape of relationship $\tau = \tau(\Delta)$ for cyclic loading with a constant value of slip

Gdy kierunek obciążenia ulega cyklicznym zmianom, możliwe jest wymuszanie albo stałych przemieszczeń, albo stałych naprężeń przyczepności. Krzywe otrzymane z badań są analogiczne do wcześniej przedstawianych. Jeżeli stała jest wartość wymuszonego poślizgu, to w każdym cyklu następuje spadek wartości naprężeń. Odciążenie przebiega po liniach praktycznie prostych, a ich kąt nachylenia jest bardzo zbliżony do początkowego. Drobne różnice wynikają z przyrostu rezydualnego poślizgu podczas kolejnych cykli. Aby podczas kolejnego cyklu zlikwidować pozostający poślizg, należy zmienić kierunek działania siły. Wartość związanego z tym naprężenia jest prak-

tycznie stała przy zmiennym poślizgu i zależy tylko od charakterystyk tarcia (musi zostać pokonane tarcie). Po zlikwidowaniu poślizgu „ujemna” przyczepność ma identyczny charakter jak pozytywna – znika jedynie adhezja i stąd ogólny spadek wartości τ_b . Przy następnych cyklach następuje stopniowy spadek zarówno maksymalnej wartości naprężeń przyczepności, jak i wartości naprężeń rezydualnych.



Rys. 2.19. Wykres zależności $\tau_b = \tau(\Delta)$ przy zmiennych kierunkach obciążenia

Fig. 2.19. Relationship $\tau_b = \tau(\Delta)$ for reversal loading

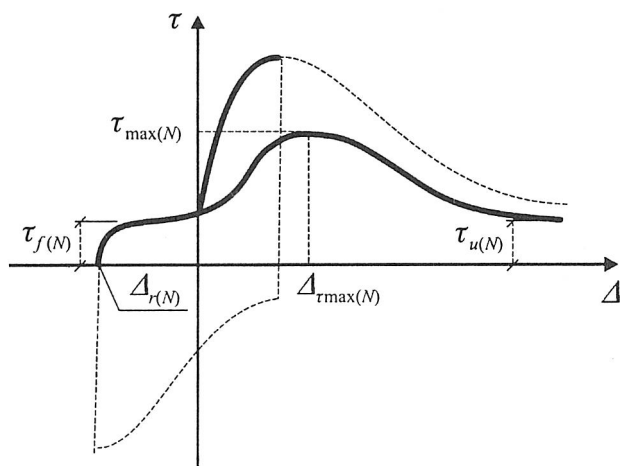
Jest on gwałtowniejszy w porównaniu z obciążeniami cyklicznymi bez zmiany kierunku działania wymuszeń. Jest to zrozumiałe w świetle faktu, że nieodwracalne zmiany, polegające na powstawaniu mikrorys przy żeberkach i wygładzaniu styku stal–beton, występują na odcinku dwukrotnie dłuższym. Począwszy od drugiego cyklu obciążenia wzrasta również dwukrotnie długość odcinka, niezbędnego do pojawienia się sił oporu przy czole żeberek. Linie, po których przebiega odciążenie są praktycznie równoległe, niezależnie od liczby kolejnego cyklu. Zmianie ulega natomiast kształt krzywych, odpowiadających obciążeniom. Podczas pierwszego cyklu są one opadające (wypukłe do góry), ale przy następnych cyklach, gdy przekracza się poziom poprzedniego maksymalnego poślizgu, stają się wklęsłe (wypukłe do dołu). Zmiany znaków obciążenia powodują w porównaniu ze zwykłym obciążeniem około cztery razy większe poślizgi. W tym przypadku za poziom bezpieczny należy przyjmować poślizg o połowę mniejszy.

Rezultaty badań nad wpływem obciążeń cyklicznych są wykorzystywane do formułowania odpowiedzi na pytania o następującym charakterze:

- Jaka jest ogólna postać prawa przyczepności dla obciążeń cyklicznych i jak powiązać ją z zależnościami występującymi przy monotonicznym obciążeniu?
- Jakie można przyjąć kryterium zniszczenia przyczepności i tym samym określić, od czego zależy liczba cykli prowadzących do zniszczenia?
- W jaki prosty sposób można uwzględnić efekty obciążeń cyklicznych w obliczeniach numerycznych konstrukcji bazujących na metodzie elementów skończonych?

• Jak pierwotne obciążenia cykliczne wpływają na dalsze zachowanie się elementu pod obciążeniem monotonicznym?

Zarówno te pytania, jak i padające na nie odpowiedzi ograniczają się do elementów o małym l_b i są interpretowane w postaci formuł $\tau = \tau(\Delta)$. Wymagają przyjęcia ogólnego modelu matematycznego zjawiska i jego eksperymentalnej weryfikacji. Najbardziej spójną próbę sformułowania ogólnego modelu teoretycznego prezentuje praca [106]. Podobnie jak i inne rozwiązania, model ogranicza się do sytuacji, w której wykluczone jest zniszczenie w wyniku rozłupania otuliny. Na rysunku 2.20 pokazano typowy przebieg zależności $\tau = \tau(\Delta)$ dla N -tego cyklu obciążenia.



Rys. 2.20. Typowa zależność $\tau = \tau(\Delta)$ dla N -tego cyklu

Fig. 2.20. Typical relationship $\tau = \tau(\Delta)$ for N cycle

Cykl ten zaczyna się od poślizgu, pozostałego po poprzednim cyklu $s_r(\Delta_r)$. Wzrostowi obciążenia towarzyszy przyrost naprężeń przyczepności. Linia ukośna jest pochylona pod kątem nieco mniejszym niż dla pierwszego cyklu. Naprężenie przyczepności osiąga wartość τ_f , która pozostaje praktycznie stała tak długo, jak poślizg ma wartość ujemną. Przy dodatnich poślizgach rośnie wartość naprężeń przyczepności i osiąga swe maksimum $\tau_{\max}(N)$, które jest mniejsze od ekstremum z poprzedniego cyklu. Odpowiadająca temu wartość poślizgu $s_{\tau, \max}(N)$ jest natomiast większa od odpowiadającej poprzedniemu obciążeniu. Później krzywa opada do wartości $\tau_{ult}(N)$. Stopniowe zmiany $\tau_{\max}(N)$, $s_{\tau, \max}(N)$ i $\tau_{ult}(N)$ są efektem niszczenia przyczepności podczas każdego cyklu obciążenia.

Aktualna wartość naprężeń przyczepności jest sumą trzech składników. Pierwszym i najważniejszym jest zazębienie betonu pomiędzy kolejnymi żeberkami zbrojenia. Powstaje ono, gdy po zmianie kierunku obciążania żeberka wchodzi ponownie

w kontakt z betonem, co odpowiada poślizgowi równemu s_l . Wzrost naprężeń wynika ze stopniowego osiągania coraz mniej zniszczonego betonu. Drugim składnikiem przyczepności jest tarcie stali o beton. W tym przypadku naprężenia powstają, gdy tylko pręt zaczyna się cofać i mają praktycznie stałą wartość $\tau_f(N)$. Przy kolejnych cyklach spada ona ze względu na szlifowanie powierzchni betonu przez stal. Jeżeli poślizg przekracza wartość osiągniętą w poprzednim cyklu, to pojawia się pierwotne tarcie. Przyrasta ono ze wzrostem poślizgu, a jego wartość wynosi $\tau_{ult}(N) - \tau_f(N)$. Funkcje przyczepności spełniają warunek

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 + \tau_3 \quad (2.37)$$

gdzie:

$$\tau_1 = C(s + s_l)^D \exp[-\alpha(s + s_l)] \quad (2.38)$$

$$\tau_2 = \frac{(s + s_r)K\tau_f(N)}{(s + s_r)K + \tau_f(N)} \quad (2.39)$$

$$\tau_3 = \tau_f + \frac{(s - s_{\max})(\tau_u - \tau_f)}{(s - s_{\max}) + B(\tau_u - \tau_f)} \quad (2.40)$$

Głównym parametrem zniszczenia, zależnym od maksymalnej wartości poślizgu jest D . Parametry C , α są zależne od liczby cyklu i amplitudy poślizgu. Wylicza się je z warunku, że dla maksymalnego naprężenia przyczepności styczna do wykresu jest pozioma, tzn.:

$$\frac{d\tau}{ds}(s = s_{r,\max}) = 0 \quad (2.41)$$

K jest tangensem nachylenia krzywej $\tau = \tau(s)$ dla pierwszego obciążenia, a $B = 1,176 s_{\max}$.

Podczas obciążeń cyklicznych następuje stopniowa redukcja końcowej wartości naprężeń przyczepności – $\tau_{ult}(N)$ i maksymalnej wartości naprężeń przyczepności – $\tau_{\max}(N)$. Mają one następujące postacie:

a) końcowa wartość przyczepności po odciążeniu

$$\frac{\tau_{ult}(N)}{\tau_{ult}(1)} = \frac{f_1(N)s_{\max}^2 + f_2(N)s_{\max} + f_3}{f_4(N)s_{\max}^2 + f_5(N)s_{\max} + f_6} \quad (2.42)$$

b) maksymalna wartość przyczepności

$$\frac{\tau_{\max}(N)}{\tau_{\max}(1)} = \frac{g_1(s_{\max})N + g_2(s_{\max})}{g_3(s_{\max})N + g_4(s_{\max})} \quad (2.43)$$

c) tarcie

$$\tau_f = \frac{\tau_{ul}(N)s_{\max}}{as_{\max} + b} \quad (2.44)$$

d) końcowa wartość tarcia

$$\tau_u(N) = \frac{2\tau_{\max}(N)\tau_u(1)}{\tau_{\max}(1) + \tau_{\max}(N)} \quad (2.45)$$

Koncepcja ta, mimo że elegancka matematycznie, nie ma jednak praktycznego znaczenia. Konieczność określenia dziesięciu funkcji (!), o parametrach związanych z bliżej niesprecyzowanymi własnościami zbrojenia i geometrią przekroju, wyklucza raczej dalszy rozwój tej koncepcji.

Zdecydowanie praktyczniejsze podejście do zagadnienia sprowadza je do modyfikacji znanej już funkcji postaci $\tau = \tau(\Delta)$. Zmiany polegają na wprowadzeniu ograniczonej liczby parametrów, uwzględniających stopniową degradację przyczepności. Im precyzyjniej są one powiązane ze znanymi wielkościami wpływającymi na przyczepność przy monotonicznym obciążeniu, tym rozwiązanie jest praktyczniejsze. Najprostsza koncepcja polega na wprowadzeniu pojęcia zredukowanej obwiedni funkcji $\tau = \tau(\Delta)$. Powstaje ona na bazie zależności ustalonej dla obciążenia monotonicznego, reguł dotyczących odciążenia i ponownego obciążenia oraz parametrów degradacji. Zasady dotyczące uproszczonego przebiegu procesu odciążenia są przede wszystkim następujące:

- Odciążenie przebiega po liniach prostych, praktycznie bez zmiany poślizgu.
- Jeżeli nie ma zmiany znaku poślizgu, to ponowne obciążenie przebiega liniowo i po osiągnięciu obwiedni porusza się po niej.
- Przy zmianie kierunku działania siły, jeżeli jej wartość jest większa od aktualnej wartości sił związanych z tarciami, wystąpi poślizg o przeciwnym znaku, a dalszy przebieg będzie związany ze zredukowaną obwiednią (redukcja wynika ze „zniszczenia” przyczepności, towarzyszącego temu poślizgowi).
- Po dojściu tą ścieżką (związaną z tarciami) do zredukowanej obwiedni o przeciwnym znaku następuje przeskok na tę obwiednię.

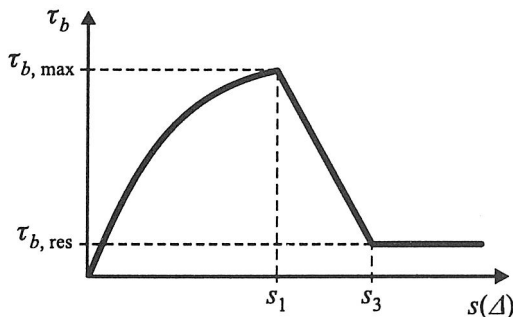
Odcinki, na których działają wyłącznie siły tarcia są poziome, co jest równoznaczne z przyjęciem założenia, że na całym odcinku, gdzie uprzednio wystąpił poślizg,

wartość sił tarcia jest stała. W takiej koncepcji należy podać zasady redukcji maksymalnych wartości $\tau_{b, \max}$ oraz wartości τ_f odpowiadającej tarcia. Yannopoulos [107] proponuje prostą formułę, polegającą na wprowadzeniu mnożnika ρ w następującej postaci:

$$\rho = 1 - \sqrt{\frac{N}{\delta}} \quad (2.46)$$

gdzie $\delta = 7-70$.

Redukcję można też wprowadzić bazując nie na liczbie cykli, lecz na aktualnym zasięgu poślizgu. Przy takim podejściu do zagadnienia formułuje się dodatkowe hipotezy, dotyczące degradacji naprężeń przyczepności. Harmon i Pochanard [108] zaproponowali wykres obwiedni $\tau = \tau(\Delta)$ dla obciążeń monotonicznych w postaci pokazanej na rysunku 2.21.



Rys. 2.21. Wyidealizowany kształt zależności $\tau = \tau(\Delta)$

Fig. 2.21. Idealised shape of relationship $\tau = \tau(\Delta)$

Poślizg s_3 , który związany jest z występowaniem rezydualnej przyczepności $\tau_3 = \tau_{res}$, odpowiada mniej więcej odległości żeberk w zbrojeniu. Poślizg s_1 zależy od względnej powierzchni żeberk f_R . Maksymalna wartość naprężeń przyczepności τ_1 jest funkcją wielu parametrów, omówionych już w poprzednich rozdziałach. Jeżeli na rysunku 2.19 wrysuje się linię łączącą początek układu z punktem, który wyznacza początek występowania jedynie naprężeń związanych z tarcia, to otrzyma się podział na składową związaną z wytrzymałością (pole ponad tą linią) oraz z tarcia. Zniszczenie składowej wytrzymałościowej przyczepności jest funkcją względnego poślizgu s/s_3 (biliniową), a wartość składowej związanej z tarcia liniowo wzrasta wraz z zasięgiem poślizgu. Przy stałej wartości poślizgu tarcie ulega stopniowej redukcji. Takie podejście do problemu pozwala na powiązanie charakterystyk przyczepności z własnościami pręta zbrojeniowego.

- Im mniejsza jest wartość s_1 (większe f_R), tym większa jest liczba cykli do zniszczenia.
- Zwiększenie wysokości żeberek podwyższa trwałość – zwiększa liczbę cykli.
- Zwiększenie rozstawu żeberek zwiększa poślizg, ale wzrasta liczba cykli prowadzących do zniszczenia.

Mimo sygnalizowanych nieścisłości i braków wprowadzenie do obliczeń numerycznych funkcji przyczepności w postaci $\tau = \tau(\Delta)$ poprawia wyniki, ale nadal pozostaje duża rozbieżność między nimi a rezultatami badań, jeżeli element poddany jest obciążeniom cyklicznym. Podejmuje się więc próby takich modyfikacji funkcji przyczepności, aby można było ją wykorzystać w MES. Najprostsza polega na wprowadzeniu zmiany, czyli zastąpieniu wartości Δ przez $\Delta\alpha$ w typowej zależności ($\alpha < 1$). Tak postępując, Gerstle i Shipman [109] wykonali obliczenia zarysowanych tarcz i uzyskali w miarę zadowalające rezultaty. Wartość $\alpha = 0,05$ przyjęli arbitralnie, a postać funkcji przyczepności była analogiczna do formuły zaproponowanej przez Nilsona.

$$\tau_b = C_1(\alpha\Delta) + C_2(\alpha\Delta)^2 + C_3(\alpha\Delta)^3 \quad (2.47)$$

Bardziej wyrafinowane podejście do problemu polega na symulowaniu przyczepności za pomocą „sprężynek” dyskretnie połączonych z prętem lub innych opisywanych już elementów. Ich charakterystyki są ustalane na podstawie zależności, powstających na bazie badań na krótkich elementach niereprezentatywnych dla konstrukcji [110]. Zdarzają się również próby analizy konstrukcji z wykorzystaniem metody różnic skończonych, w której równania różniczkowe zastępuje się równaniami różnicowymi (przyrostowymi). Zdarza się, że w szczegółowych obliczeniach autorzy muszą stosować „triki”, aby otrzymać sensowne rozwiązania. Polegają one na przykład na przyjęciu, że w okolicach rysy nie stosuje się standardowej funkcji $\tau = \tau(\Delta)$, lecz przyjmuje się liniową zmianę wartości naprężeń przyczepności (w rysie $\tau = 0$) [107].

Przy okazji badań wpływu obciążeń cyklicznych wychodzi na jaw jeszcze jedna istotna wada próbek rekomendowanych przez RILEM. W elementach o odpowiednio długim odcinku l_b obserwuje się z jednej strony fizyczną degradację przyczepności w bezpośrednim sąsiedztwie rysy (lub czoła próbki), a z drugiej jej odtwarzanie w nieco dalszej odległości. Towarzyszy temu omawiane już przemieszczanie się miejsca występowania ekstremum naprężeń przyczepności. W krótkim elemencie proces ten nie może zachodzić. Praktycznie całą długość odcinka l_b obejmuje tu strefa szybkiego zniszczenia przyczepności i to niemal niezależnie od poziomu obciążenia. Dodatkowym czynnikiem fałszującym obraz zjawiska jest gładka powierzchnia czołowa elementu (lub „skokowa” zmiana przekroju, przechodząca z całkowicie swobodnego pręta do przekroju żelbetowego). W rzeczywistej konstrukcji odpowiada to sytuacji, która ma miejsce, gdy proces zarysowania jest już bardzo mocno zaawansowany.

Odształcenia pozostające po odciążeniu zależą od poziomu poprzedniego obciążenia i związanej z tym szerokości rozwarcia rysy. Przy czole próbki „rysa” ma praktycznie nieograniczoną szerokość, niezależnie od poziomu przyjętego obciążenia. Skutkuje to niewspółmiernym do rzeczywistości efektem, polegającym na rejestrowaniu podczas tego cyklu bardzo dużych wartości odształceń i przemieszczeń pozostających. Błędnie interpretuje się je jako efekt zniszczenia sił adhezji, gdyż są one znacznie mniejsze. Kolejne cykle charakteryzują się już „normalnymi” przyrostami poślizgów rezydualnych, ale związanymi z pierwszym cyklem, który w istocie odpowiada jakiemuś poziomowi obciążenia, na pewno większemu niż rzeczywiście przyłożone [101].

Warto wspomnieć, że obciążenia cykliczne powodują, że zanikają podczas nich stopniowo różnice w zachowaniu się elementów zbrojonych stalą zwykłą i powleczoną żywicami. Jest to zrozumiałe, jeżeli przyjmie się, że podstawowym czynnikiem wpływającym na zmniejszanie się przyczepności jest stopniowe zmniejszanie się sił tarcia. Ponieważ stal powlekana wykazuje od samego początku zredukowany wpływ tarcia, kolejne cykle nie wprowadzają już zatem istotnych zmian. Tym samym warunki pracy prętów zwykłych i powlekanych stają się bardzo podobne. Potwierdzeniem są liczne badania takich prętów, prowadzone zarówno w ramach typowych testów, jak i w połączeniach prętów na zakład w belkach. Zaletą badań prowadzonych na belkach [74] było przyjęcie otuliny równej 3ϕ , co umożliwiało niszczenie otuliny w wyniku rozłupywania. Pręty zbrojeniowe miały spiralne żebrowanie o kącie nachylenia spirali $\alpha = 70^\circ$ i żeberek do osi pręta $\beta = 50^\circ$. Względna powierzchnia żeberek była równa $f_R = 0,084$ dla zwykłej stali i $f_R = 0,072$ dla prętów powlekanych. Parametrami, które zmieniano były długości zakładu, wytrzymałości betonu i amplitudy zmian naprężeń w stali. Nie stwierdzono różnic w obciążeniu powodującym zarysowanie od zginania. Stosunek tych obciążeń dla belek ze zbrojeniem powlekanym do belek zbrojonych zwykłą stalą wynosił $E/U = 0,986$. Z porównania wartości sił, przy których pojawiały się rysy od sił rozłupujących wynika, że stosunek ten był rzędu 0,916. Interesujące jest porównanie stanu zarysowania. Liczba rys w przypadku E jest nieco mniejsza (na etapie pełnego zarysowania. $E/U = 0,897$). Sumaryczna szerokość rozwarcia rys na początku była w stosunku $E/U = 1,08$ i malała do 1,00 ze wzrostem cykli obciążeń. Oznacza to, że szerokości rozwarcia rys były większe. Na początku procesu obciążania wynosiły $E/U = 1,23$, by później zmaleć do $E/U = 1,13$. Zwiększenie się szerokości rys w sytuacji zastosowania powłok może być niebezpieczne, jeżeli powłoka ta uległaby zniszczeniu wskutek powstania rysy.

Rozwój technologii betonu zmusza również do prowadzenia badań dotyczących zachowania się betonów o specyficznych cechach, np. [111]. W zasadzie wyniki nie wnoszą istotnych informacji, pozwalających lepiej zrozumieć procesy zachodzące podczas obciążeń cyklicznych.

Zagadnienia związane z wpływem obciążeń długotrwałych na przyczepność są jeszcze bardziej złożone, a wyniki różnych badań wysoce kontrowersyjne. Podstawo-

wym problemem jest ustalenie, czy istnieje w ogóle samoistne zjawisko, które można by nazwać pełzaniem przyczepności, czy też zmiany w odkształceniach betonu i stali wynikające z pełzania i skurczu betonu są jedynym rzeczywistym źródłem w zmianach przyczepności. Wiadomo, że w belkach zginanych pod wpływem czynników reologicznych następuje wzrost odkształceń w stali zarówno w rysie, jak i na odcinkach między rysami. Większy przyrost naprężeń w zbrojeniu pomiędzy rysami prowadzi do wyrównywania się odkształceń przy równoczesnym wzroście szerokości rozwarcia rysy. Jeżeli zjawisko to opisze się z punktu widzenia przyczepności, to można powiedzieć, że nastąpił znaczny spadek przyczepności. Wzrósł mianowicie poślizg (szerokość rysy), a spadły naprężenia przyczepności (zmałyły różnice pomiędzy odkształceniami w stali w sąsiadujących przekrojach). Podstawowe pytania są następujące: czy oprócz tego zjawiska występują również inne, związane z fizycznym sensem przyczepności; na przykład, czy rozwijają się mikrospeknięcia w betonie przy zeberkach, czy spada opór betonu związany z przesuwem pręta itp. Wydaje się, że odpowiedź na nie jest negatywna [112], ale brak jest jeszcze wystarczających badań, aby można ją uznać za kategorię. Przesłanką wskazującą na specyficzny charakter pełzania przyczepności może być dość powszechnie obserwowane zjawisko, polegające na tym, że znaczny spadek sztywności badanych elementów następował w krótkim okresie, zdecydowanym wykluczającym wpływy reologicznych własności samego betonu.

Efekty pełzania (relaksacji) przyczepności są widoczne już bezpośrednio po obciążeniu elementu [104]. Okazuje się mianowicie, że jeżeli podczas jakiegoś cyklu badań utrzymuje się stałą wartość naprężeń przyczepności, to można zaobserwować zjawisko „pełzania przyczepności”, polegające na ujawnianiu się dodatkowych poślizgów zbrojenia w funkcji czasu. Zjawisko to pojawia się począwszy od poziomu obciążenia odpowiadającego około połowie wartości maksymalnych naprężeń przyczepności. Przyrosty poślizgu są znaczące w ciągu pierwszych 15–20 minut po ustabilizowaniu obciążenia. Podobnie jak klasyczne pełzanie są funkcją wieku betonu w chwili jego obciążenia. W analogiczny sposób można opisać zjawisko polegające na „relaksacji przyczepności”. Trzeba jednak zachować sporą ostrożność w interpretowaniu tych zjawisk. Ze względu na krótki czas ich działania (do 30 minut) należy mówić raczej o problemie występowania opóźnionych „odpowiedzi” elementu na wymuszenia niż o zjawisku reologicznym. Faktem pozostaje jednak, że w ciągu pierwszego dnia rejestrowano spadki naprężeń przyczepności rzędu 25% [113].

Badania wpływu obciążeń długotrwałych, prowadzone na krótkich próbkach, są dość powszechne [114], mimo że beton jest tu ściskany, a nie rozciągany jak w rzeczywistym elemencie konstrukcyjnym. Jeżeli istotą problemu jest również pełzanie i skurcz betonu, to różnica ta może mieć zasadnicze znaczenie. W związku z tym do formułowanych na podstawie tych badań wniosków należy podchodzić z daleko posuniętym krytycyzmem. Taki status mogą mieć wnioski płynące z pracy [114]. Jej autorzy stwierdzają mianowicie:

- Przyrost poślizgu można zapisać w postaci

$$\Delta(t, t_0) = \Delta(t_0) \phi_b(t, t_0) \approx \Delta(t_0) \phi(t) \quad (2.48)$$

Oznacza to, że do opisu efektów działania obciążenia długotrwałego można używać współczynnika pełzania przyczepności, który jest praktycznie niezależny od wieku betonu w chwili obciążenia (byle tylko beton nie był bardzo młody).

- W odróżnieniu od betonu, pełzanie przyczepności realizuje się w ponad 50% w czasie pierwszych 100 godzin.

- Różnica występuje również, gdy porównuje się odwracalność zjawiska. W odróżnieniu od pełzania jest ona niewielka i nie przekracza 10%.

- Charakterystyczna jest również praktyczna niezależność wartości ϕ_b od wytrzymałości betonu (porównywano B55 i B25). Bardzo ważny jest natomiast wpływ f_R . Nawet przy niewielkich różnicach (0,095 i 0,082) obserwuje się istotne różnice w wartościach ϕ_b , niezależnie od czasu trwania obciążenia. Sugeruje to istotne znaczenie pełzania betonu ściskanego przez żeberka.

W licznych pracach przyjmuje się, że obciążenia długotrwałe można interpretować analogicznie jak obciążenia cykliczne. Liczbę cykli traktuje się wówczas jak odpowiedni przyrost czasu, najczęściej przedstawiając przy tym przyrosty poślizgu w funkcji czasu w skali logarytmicznej [115]. Podejście takie może być użyteczne w praktyce inżynierskiej ze względu na prostotę używanych formuł:

$$s(t) = s_0 \left\{ 1 + \left[(1 + 10t)^a - 1 \right] \right\} \quad (2.49)$$

$$s(N) = s_0 \left\{ 1 + \left[(1 + N)^b - 1 \right] \right\} \quad (2.50)$$

Jednak w świetle tego, co przedstawiono wcześniej należy przyjąć, że są to jedynie dość zgrubne przybliżenia.

Kluczem do rozwiązania problemu lub przynajmniej jego prawidłowego sformułowania jest wyraźne wydzielenie efektów, związanych ze skutkami łącznego działania skurczu i pełzania w elementach rozciąganych i opracowanie wiarygodnych metod ich szacowania. W odniesieniu do elementów ze strefą ściskaną dochodzi do tego określenie wpływu zjawisk reologicznych w betonie w tej strefie na zmiany odkształceń w stali w strefie rozciąganej.

Rozpowszechnienie się badań nad nowymi typami betonu, np. w pracach [116], [117], nie zmieniło panującej sytuacji. Nadal nad interpretacją wyników badań ciąży brak pomysłu na wyseparowanie jedynie zmian samych warunków przyczepności z całokształtu zjawisk reologicznych. Ciekawe są próby sformułowania warunków stanu granicznego ze względu na przyczepność w warunkach obciążeń cyklicznych i długotrwałych [118], ale są one niestety również obciążone opisanymi już wadami.

2.6. Inne czynniki wpływające na przyczepność w konstrukcji

Opisane w poprzednich podrozdziałach aspekty przyczepności są najistotniejsze ze względu na istotę zjawiska, nie wyczerpują natomiast wszystkich możliwych czynników wpływających na przyczepność. Wiele praktycznych problemów prowadzi do sytuacji, w których warunki przyczepności są na tyle różne od typowych, że wymagają osobnych analiz. Do najbardziej popularnych można obecnie zaliczyć zagadnienia związane ze współpracą betonu i stali w podwyższonych temperaturach (problematyka pożarowa) [119] oraz wpływ korozji zbrojenia na przyczepność [36], [86], [87], [88], [120]. Są to jednak badania, które – mimo swojej wagi – w niewielkim stopniu wiążą się z główną problematyką. Zdecydowanie istotniejsze i bardziej podstawowe znaczenie mają następujące czynniki:

- a) położenie pręta w czasie betonowania,
- b) efekt związany z usytuowaniem prętów w przekroju,
- c) odginanie prętów.

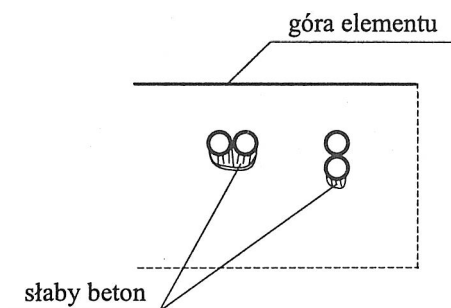
Położenie pręta w czasie betonowania

Przez położenie pręta w czasie betonowania należy rozumieć zarówno jego lokalizację w elemencie, jak i orientację względem kierunku betonowania. Fizyczne podstawy zjawiska związane są z procesami sedymentacji i osiadania świeżej mieszanki betonowej. Wynika z tego, że w pełniejszej analizie zjawiska trzeba również uwzględnić własności samej mieszanki, sposoby jej zagęszczania i proces dojrzewania betonu. W sumie prowadzi to do dosyć poważnego i złożonego zjawiska. W aspekcie praktycznym wymaga ono jednak określenia stosunkowo prostych reguł analizy i postępowania na etapie projektowania konstrukcji.

Obowiązująca obecnie Polska Norma PN-B-03264:02 nawiązuje do amerykańskich ustaleń z początku lat pięćdziesiątych. Określają one pręty poziome usytuowane w elemencie w części górnej jako pręty górne, gdy poniżej nich znajduje się warstwa betonu o grubości nie mniejszej niż 300 mm. Przypisano im zmniejszoną przyczepność, którą należy rekompensować przedłużoną o 40% (w porównaniu z prętami „dolnymi”) długością zakotwienia. Takie uproszczone podejście nie znajduje obecnie potwierdzenia [121]. Podstawowym czynnikiem wpływającym na powstanie kawern lub miejsc, gdzie beton w sąsiedztwie pręta jest słabszy (rys. 2.22) jest konsystencja mieszanki betonowej.

W przypadku mieszanek o niskiej wartości stożka rozplywu (np. 75 mm) spadek przyczepności jest znikomy. Jeśli średnice prętów nie przekraczają 25 mm i wysokość elementu $h \leq 500$ mm, spadek ten nie przekracza on 10%. Dopiero w przypadku elementów o wysokości 1000 mm i średnicy 28 mm obserwowano dwudziestoprocento-

wy spadek przyczepności. Gdy natomiast zastosowano mieszankę o konsystencji płynnej (stożek rozplywu 215 mm), spadek przyczepności w elementach o wysokości 1000 mm prowadzi nawet do 60% redukcji. Widoczne jest, że zarówno konsystencja mieszanki, jak i całkowita wysokość elementu istotnie wpływają na przyczepność.



Rys. 2.22. Widok kawern przy zbrojeniu w zależności od usytuowania prętów

Fig. 2.22. View of cavern near differently situated steel bars

Dodatkowy aspekt zjawiska występuje podczas analizy betonów o wysokiej wytrzymałości [43]. Okazuje się mianowicie, że niewielkie osłabienie betonu przylegającego do pręta może korzystnie wpływać na przyczepność. Podczas badań okazało się, że rozłupywanie otuliny następuje szybciej w przypadku prętów usytuowanych na dole elementu niż w jego górnej części. Można to wytłumaczyć w ten sposób, że słabszy lokalnie beton (ale i tak o dużej wytrzymałości) sprzyja powstaniu dłuższego odcinka naruszenia przyczepności pierwotnej. W ten sposób składowe siły przyczepności, które rozłupują otulinę betonową są rozłożone na kilka żeberek pręta zbrojeniowego. Dzięki temu są znacznie mniejsze niż wtedy, gdy minimalny poślizg „aktywizuje” tylko pojedyncze żeberka w bezpośrednim sąsiedztwie rysy.

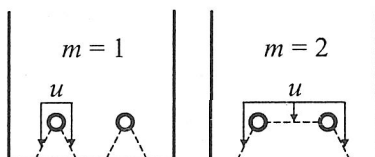
Okazało się również [53], [56], [122], że w odniesieniu do betonów samozagęszczających się zróżnicowanie między warunkami przyczepności prętów górnych i dolnych traci na znaczeniu. Dotyczy to nawet belek o wysokości przekraczającej 1000 mm [122].

Wyniki badań odnoszące się do betonów o wysokiej jakości jednoznacznie wskazują na konieczność nowego sformułowania pojęcia dobrych warunków przyczepności.

Wpływ innych prętów znajdujących się w przekroju

Również to zagadnienie wydaje się dosyć oczywiste, ale są to tylko pozory. Zgodnie z opisanymi już wcześniej mechanizmami przyczepności, przesuw pręta powoduje powstanie sił (naprężeń) rozciągających, działających radialnie na otaczający beton. Bardzo bliskie sąsiedztwo prętów (np. połączenie na zakład) wywołuje efekt sumo-

wania się tych naprężeń. Zgodnie z koncepcją Tepfersa [27] powinno to prowadzić do dwukrotnie szybszego zniszczenia przyczepności (rozłupania otuliny). W pracach, które rozwijano na bazie tego modelu, uwzględnione jest położenie prętów w przekroju i wielkość otuliny (rys. 2.23).



Rys. 2.23. Wpływ położenia prętów na wartość sił przyczepności

Fig. 2.23. The influence of bars situation on bond forces

Do oceny wartości sił przyczepności zastosowano dodatkowe parametry, uwzględniające zarówno całkowitą długość linii, wzdłuż której może zachodzić (zachodzi) rozłupywanie otuliny – u , jak i liczbę prętów znajdujących się w jej obrębie – m [123].

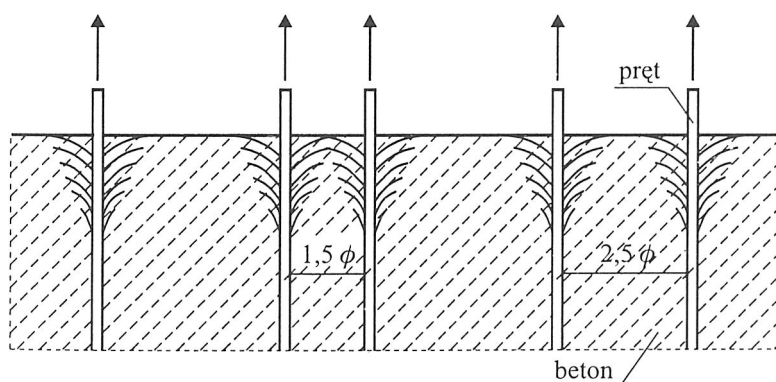
Okazuje się jednak, że wynikający z teorii Tepfersa wynik (podwojenie siły rozłupującej) nie potwierdza się empirycznie. W zdecydowanej większości badań stwierdzono, że efekt wywołany przez połączenie dwóch prętów na zakład jest albo identyczny z oddziaływaniem pojedynczego pręta, albo jedynie większy o jakieś 30%. Próbę wyjaśnienia tego paradoksu przedstawili Reynolds i Beeby [94]. Sugerują oni, że beton pomiędzy sąsiadującymi prętami jest „sztywniejszy” niż pozostała część otuliny i on przejmuje główną część sił przyczepności. Inaczej mówiąc, szybciej powstanie rysa pomiędzy prętami niż spękanie w kierunku zewnętrznej powierzchni betonu.

Jak już jednak przedstawiono, istnieją również konkurencyjne hipotezy, które zakładając istnienie nierozłupujących składowych przyczepności, powodują istotny spadek sumarycznego efektu działania sił przyczepności pochodzący od sąsiadujących prętów. Na marginesie trzeba wspomnieć, że na wyniki eksperymentalne istotny wpływ może wywierać omawiany wcześniej efekt tworzenia się kawern pod prętami. Gdy pręty usytuowane są parami, może on występować nie tylko w prętach usytuowanych w górnej części wysokich belek.

W nieco innym kontekście zjawisko to objawia się, gdy otulina jest na tyle duża, że zniszczenie przyczepności jest możliwe jedynie w wyniku ścięcia betonu na styku z powierzchnią żeberek. Aby taki mechanizm zniszczenia mógł być zrealizowany, długości zakotwienia muszą być stosunkowo niewielkie. Takiego typu badania przeprowadzili między innymi Otsuka i Ozaka [67]. Dzięki zastosowaniu techniki iniekcji oraz wykorzystaniu metod opartych na promieniowaniu X , możliwe było obserwowanie układu rys wewnętrznych, powstających przy prętach zbrojeniowych.

W przypadku pojedynczych prętów postać zniszczenia przyczepności była taka, że przy czole elementu tworzył się betonowy stożek, którego podstawa znajdowała się na zewnętrznej powierzchni betonu, a oś pokrywała się z osią pręta. Na dalszym odcinku pręta powierzchnia zniszczenia przylegała już do zbrojenia. Im dłuższe zakotwienie, tym zarówno średnica podstawy tego stożka jak i jego wysokość malały. Przykładowo przy długości zakotwienia równej 7 cm ($\approx 4,4 d_b$) średnica stożka wynosiła około 14 cm, a jego wysokość 2,6 cm ($\approx 1,62 d_b$). Po wzroście długości zakotwienia do nieco ponad $8 d_b$ wysokość stożka była rzędu średnicy pręta, a średnica podstawy stożka wynosiła 10 cm. Analogiczne zjawisko zaobserwował autor monografii podczas badań elementów mimośrodowo rozciąganych. Stożki, będące w tym przypadku obszarami koncentracji naprężeń, występowały przy czole elementu oraz w miejscach, gdzie powstały rysy pierwszego rzędu. Ich powstanie nie wiązało się ze zniszczeniem elementu, lecz jedynie z lokalną utratą przyczepności (odspojeniem). Warto przy tym podkreślić, że wysokość stożka powstającego przy rysie była wielokrotnie mniejsza niż przy czole próbki i miała długość rzędu średnicy pręta.

Dzięki zastosowanej przez autorów technice badań widać wyraźnie, że za tworzenie się stożkowych powierzchni zniszczenia odpowiedzialne są rysy wewnętrzne, powstające przy żeberkach zbrojenia.



Rys. 2.24. Widok rys wewnętrznych powstających przy czole elementu [67]

Fig. 2.24. View of internal cracks at loaded end [67]

Jeżeli w przekroju znajduje się więcej niż jeden pręt, to dochodzi do sumowania się naprężeń rozciągających i łączenia się rys. Powierzchnia zniszczenia jest utworzona przez zachodzące na siebie stożki i jest znacznie większa; dodatkowo wysokość pojedynczego stożka (zasięg odspojenia) również wzrasta. Oznacza to ewidentne pogorszenie warunków przyczepności. „Zachodzenie” na siebie stożków obserwowano nawet wtedy, gdy odległość między prętami sięgała $4 d_b$. Zasięg tego stożka można obliczać ze wzoru

$$l_s = \frac{n\pi d_b \tau_b - 2f_{ct} a \tan \alpha}{2\pi f_{ct} \tan^2 \alpha} \quad (2.51)$$

We wzorze tym a jest odległością pomiędzy prętami, natomiast α jest kątem tworzącej stożka, n zaś liczbą prętów. Kąt można przyjmować równy 45° . W tabeli 2.5 pokazano zmiany stosunku l_s/d_b w zależności od odległości pomiędzy prętami i poziomu naprężeń przyczepności. Z jej analizy wynika, że przy typowym rozstawie osiowym prętów ($a/d_b = 2$) wpływ zaburzający drugiego pręta pojawia się, jeżeli wartość naprężeń przyczepności ponad dwuipółkrotnie przekracza wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie. Nawet jeżeli $\tau_b/f_{ct} = 4$, to efekty związane ze zniszczeniem przyczepności ograniczają się do około $3,4 d_b$, co stanowi w normalnym elemencie jedynie niewielki fragment długości odcinka naruszenia przyczepności pierwotnej. Z drugiej jednak strony przy bardzo małym rozstawie rys podwojona długość tego odcinka staje się z nim porównywalna.

Tabela 2.5. Wpływ rozstawu prętów na względny zasięg odspojenia
Table 2.5. The influence of bar spacing on the relative distance of debonding

$a/d_b \backslash \tau_b/f_{ct}$	1	2	3	4
2	0,363	1,363	2,363	3,363
3	0,045	1,045	2,045	3,045
4	–	0,727	1,727	2,272

Wpływ strzemion, prętów poprzecznych i haków

Elementy te wpływają na przyczepność głównie w ten sposób, że ograniczają w znacznym stopniu poślizg zbrojenia. Z istoty ich roli wynika, że najbardziej skuteczne są wtedy, gdy ich połączenie ze zbrojeniem głównym jest trwale (np. dzięki zgrzewaniu lub spawaniu). Ten aspekt przyczepności ma znaczenie praktyczne i dlatego znajduje odzwierciedlenie zarówno w praktyce inżynierskiej, jak i w normach projektowych.

Polska Norma [84] (bez wnikania w szczegóły) zaleca stosowanie zbrojenia poprzecznego w belkach i płytach na długości zakotwienia prętów. Wymaga się przy tym, aby łączne pole przekroju zbrojenia poprzecznego usytuowanego na długości zakotwienia było nie mniejsze niż 25% pola powierzchni pojedynczego pręta, który jest kotwiony. Zastosowanie się do tego wymagania nie skutkuje możliwością zmniejszenia podstawowej długości zakotwienia. Korzystny wpływ zbrojenia, pozwalający nieco ograniczyć długość zakotwienia, jest uwzględniony jedynie w odniesieniu do siatek zgrzewanych. Rozróżnia się przy tym rodzaj zbrojenia. Jeżeli są one wykonane ze stali żebrowanej, to zastosowanie nawet jednego pręta poprzecznego pozwala na

redukcję długości zakotwienia o 30%. W przypadku prętów gładkich stopień redukcji zależy od liczby prętów poprzecznych oraz klasy stali. Dodatkowo należy spełnić wymagania dotyczące rozstawu tych prętów i ich średnicy.

Korzystny wpływ zbrojenia poprzecznego trwale związanego ze zbrojeniem głównym stwierdził również Schießl [124]. Na podstawie własnych badań oraz korzystając z istniejących analiz przedstawił on efekt działania takiego zbrojenia na wartość naprężeń przyczepności oraz na niezbędną długość zakotwienia. Na uwagę zasługuje obserwacja, z której wynika, że bardzo istotnymi parametrami są położenie zbrojenia poprzecznego na długości odcinka zakotwienia oraz stosunek średnic zbrojenia podłużnego do poprzecznego. Im bliżej początku tego odcinka usytuowane jest zbrojenie poprzeczne, tym większa następuje redukcja długości zakotwienia. Podobny efekt przynosi zwiększenie stosunku ϕ_l/ϕ_t . Może to prowadzić w skrajnych przypadkach do redukcji rzędu 70%. Oczywiście sprawą jest, że zwiększenie ilości zbrojenia poprzecznego (gęstszy rozstaw) poprawia warunki przyczepności.

W nieco innym aspekcie problem zbrojenia poprzecznego badali eksperymentalnie i analizowali Rizkalla i Hwang [91], [100]. Określali oni mianowicie wpływ tego zbrojenia na rozstaw rys w elementach osiowo rozciąganych. Uważa się dość powszechnie, że w takich elementach rozstaw rys jest sumą długości dwóch odcinków. Na pierwszym, który przylega bezpośrednio do przekroju, gdzie powstała rysa, następuje praktycznie całkowite zniszczenie przyczepności. Na drugim natomiast, dzięki działaniu przyczepności, następuje przyrost odkształceń w betonie aż do poziomu umożliwiającego powstanie kolejnej rysy. Z ich badań wynika się, że występowanie zbrojenia poprzecznego wpływa modyfikująco na obserwowany rozstaw rys. Oznacza to, że wpływało ono na rozkład naprężeń przyczepności. Efekty były zależne od wzajemnej relacji między rozstawem zbrojenia poprzecznego, a rozstawem rys charakteryzującym element bez tego zbrojenia. Jeżeli rozstaw zbrojenia był zdecydowanie mniejszy niż teoretyczny rozstaw rys, to układ rys w elemencie miał charakter losowy, a część rys powstała w miejscu występowania zbrojenia. Gdy różnice były mniejsze i nie przekraczały 30%, rysy pojawiły się tylko w miejscach występowania tej stali. Jeżeli natomiast rozstaw zbrojenia poprzecznego przekraczał dwukrotnie teoretyczny rozstaw rys, to autorzy zaobserwowali, że najpierw rysy powstały w miejscu zbrojenia, a później w każdym przedziale pomiędzy prętami zbrojenia poprzecznego. Należy przy tym podkreślić, że we wszystkich przypadkach średnia szerokość rozwarcia rys była zgodna z obliczeniami teoretycznymi. Sugestia, że zbrojenie poprzeczne modyfikuje rozkład naprężeń przyczepności jest więc w pełni uzasadniona. Zależność między rozstawem rys, gdy nie ma zbrojenia poprzecznego – s_m , a średnim rozstawem rys w obecności zbrojenia poprzecznego – s_c ma postać

$$s_c = \beta s_m \quad (2.52)$$

gdzie $\beta = \frac{0,96}{R^{2,02}}$, a R jest stosunkiem rozstawu strzemion s_{tr} do s_m .

Podobny sposób rozumowania można zastosować do oceny roli strzemion w belce [125]. Modyfikując rozstawy rys sprawia się, że wpływają one na rozkłady odkształceń w stali i betonie wzdłuż osi elementu. Jeżeli szkielet zbrojenia jest w wyniku trwałego połączenia strzemion i prętów podłużnych odpowiednio sztywny, to w przekrojach gdzie są strzemiona nie ma praktycznie poślizgu. Jeśli w przekroju o najsłabszej wytrzymałości betonu pojawi się rysa, to podzieli ona segment pomiędzy strzemionami na dwa nierówne odcinki. W osi strzemienia występuje skokowa zmiana odkształceń w stali i betonie, przy czym odkształcenia w betonie są maksymalne, a w stali minimalne w przekroju od strony rysy. Po drugiej stronie strzemienia odkształcenia w stali i betonie są równe. Wraz ze wzrostem obciążenia rosnące odkształcenia w betonie doprowadzają do powstania rysy przy zbrojeniu poprzecznym. Analogiczna sytuacja jest w innych przekrojach zawierających strzemiona, ponieważ w obszarze między strzemionami odkształcenia pozostają stałe, a ilość betonu i jego wytrzymałość w tym miejscu jest generalnie słabsza. Opisane zjawisko powstaje, gdy teoretyczny rozstaw rys i strzemion są zbliżone. Przy bardzo rzadkim rozstawie strzemion wzrasta prawdopodobieństwo powstania rys również na odcinkach pomiędzy strzemionami. Gdy natomiast rozstaw strzemion jest bardzo mały, wtedy rysy powstaną przy nich, ale niekoniecznie przy każdym. W analizie zakłada się, że zbrojenie poprzeczne jest sztywno połączone ze zbrojeniem głównym. W rzeczywistości dużo częściej występuje sytuacja, gdy możliwy jest jednak jakiś poślizg. Wtedy opisane zjawisko nie występuje w tak czystej postaci. Mimo to charakter zjawiska jest bardzo zbliżony, ponieważ ograniczenie poślizgu zbrojenia powoduje zawsze spadek naprężeń w stali przy równoczesnym ich wzroście w betonie. To w połączeniu ze słabszą lokalnie wytrzymałością betonu i ewentualnymi naprężeniami skurczowymi predysponuje te miejsca to pojawiania się rys.

Techniczny aspekt oceny wpływu zbrojenia poprzecznego przedstawia się w kontekście oceny skuteczności zakotwień. Szacuje się wówczas wartość maksymalnej siły, jaka może być wygenerowana w kotwionym pręcie [126]. Wykorzystuje się zależność (2.53), która ma postać analogiczną do funkcji przyczepności $\tau = \tau(s)$.

$$F = F_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (2.53)$$

Analogia taka jest w pełni uprawomocniona, ponieważ w badaniach prowadzonych na elementach o $l_b < 5 d_b$ przyjmuje się, że $\tau = F/(\pi d_b l_b)$. W związku z tym charakterystyki i oceny skuteczności zakotwienia można dokonać wyznaczając wartość maksymalnej siły, która może działać w zakotwieniu – F_1 , odpowiadający jej poślizg swobodnego końca elementu – s_1 oraz wartość parametru α . Na podstawie obszernych badań prętów stosowanych w Finlandii wartość siły F_1 określono w postaci

$$F_1 = 18 k_{F\beta} \frac{d_{b,l}}{d_{b,l}} f_{c, cube} A_s \quad (2.54)$$

która jest prawdziwa, jeśli nie nastąpi rozłupanie otulina betonowa. Odpowiadająca tej sile wartość poślizgu s_1 dana jest wzorem

$$s_1 = (0,03 d_{b,l} + 0,1) k_{s\beta} \frac{d_{b,l}}{d_{b,l}} \quad (2.55)$$

W powyższych wzorach współczynniki $k_{s\beta}$ i $k_{F\beta}$ uwzględniają położenie pręta w przekroju.

Wyniki badań i obliczeń można przedstawić w układzie współrzędnych – długość zakotwienia–poślizg pręta przy zadanej wielkości siły, np. równej $F = A_{s1} f_{yd}$. Pozwala to zarówno oceniać skuteczność zakotwienia w zależności od średnicy zbrojenia poprzecznego, jak i ustalać niezbędną długość zakotwienia gwarantującą nieprzekroczenie określonej wartości poślizgu. Takie sformułowanie zagadnienia umożliwia praktyczną ocenę zakotwień, ale należy zwrócić uwagę, że równie istotny jest wybór dopuszczalnej wartości poślizgu – s . Wydaje się, że powinien on być skorelowany z dopuszczalnymi szerokościami rozwarcia rys, a przy tym uwzględniać zawyżanie tych wartości w badaniach prowadzonych na krótkich próbkach.

Wpływ haków na zmiany przyczepności jest podobny w tym sensie, że redukują one wartość poślizgu kotwionego zbrojenia i tym samym zmniejszają odkształcenia w stali kosztem wzrostu odkształceń w betonie. Ogólnie jednak ich działanie jest mniej skuteczne niż zbrojenia poprzecznego. Ze swojej istoty znajdują się one na końcu pręta, gdzie i tak ewentualne poślizgi są niewielkie. Co więcej, ich skuteczność w zmniejszaniu niezbędnej długości zakotwienia wymaga pojawienia się dodatkowych wartości poślizgu w porównaniu ze zwykłym prętem. Można przyjąć, że jeżeli dopuści się przyrost tego poślizgu wynoszący około 15%, to redukcja długości zakotwienia może sięgać 30%. Warto jednak pamiętać, że sam hak wymaga dodatkowego fragmentu pręta zarówno na wygięcie jak i na swój końcowy fragment. Pewne wątpliwości budzi również wpływ promienia odgięcia i kąta na nośność zakotwienia. W niektórych pracach stwierdza się, że parametry te są nieistotne, a innych wynika, że nośność jest proporcjonalna do pierwiastka ze stosunku promienia zagięcia do średnicy pręta. Ogólnie można stwierdzić, że zgodnie z długoletnią praktyką inżynierską warto stosować haki w przypadku zbrojenia wykonanego ze stali gładkiej, natomiast ich użycie do poprawy przyczepności zbrojenia żebrowanego nie jest uzasadnione.

W praktyce inżynierskiej ważne jest też odpowiednie wibrowanie (lub jego pominięcie) betonu, które może prowadzić do znacznych zmian warunków przyczepności [127].

Literatura

- [1] Abrishami H., Mitchell D., *Analysis of Bond Stress Distribution in Pullout Specimens*, Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 3, 1996, s. 255–261.
- [2] Abrishami H., Mitchell D., *A new approach for studying bond characteristics*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.28–1.37.
- [3] RILEM/CEB/FIP, *Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete*, Revised edition of RC6 Bond test for reinforcement steel: (2). Pull-out test. CEB News, No. 73, May 1983.
- [4] CEB-FIP, Task Group Bond Models: *Bond of reinforcement in concrete*, biulletin 10, 2000.
- [5] Youlin X., *Experimental study of bond-anchorage properties for deformed bars in concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.9–1.17.
- [6] Jankowski L., Pędziwiatr J., Styś D., *Analiza przyczepności w mimośrodowo rozciąganych elementach żelbetowych*, [w:] VII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania. Kielce–Cedzyna, 1999, s. 166–176.
- [7] Cairns J., Plizzari G., *Do we need a standard test for bond*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 259–267.
- [8] Kankam Ch., *Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, 1997, s. 79–85.
- [9] Tepfers, R., *Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars*, Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, 1979, s. 3–12.
- [10] Tepfers, R., Olsson P., *Ring Tests for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.89–1.99.
- [11] Nilson A., *Internal Measurement of Bond Slip*, ACI Journal 69(7), s. 439–441.
- [12] Jiang D., Shah S., Andonian A., *Study of the transfer of tensile Forces by Bond*, ACI Journal 1984(3), s. 351–359.
- [13] Tassios T., Koroneos E., *Local Bond-Slip Relationships by Means of the Moiré Method*, ACI Journal 1984(1), s. 27–34.
- [14] Gambarowa P., Karakoc C., *Shear-confinement Interaction at the Bar-to-Concrete Interface*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 82–96.
- [15] Gambarowa P., Rosati P., Sharif O., *Bond and Splitting in Reinforced Concrete*, Proceedings, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.48–1.57.
- [16] Chapman R., Shah S., *Early-age Bond Strength in Reinforcing Concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 84, No. 6, 1987, s. 501–510.
- [17] Russo G., Pauletta M., *Bond solution for RC elements with concrete in tension*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 316–323.
- [18] Tastani S., Pantazopoulos J., *Experimental evaluation of direct tension – pullout bond test*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 268–276.
- [19] Chan H., Cheung Y., Huang Y., *Crack Analysis of Reinforced concrete Tension Members*, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 8, August 1992, s. 2118–2132.
- [20] Yang S., Chen J., *Bond Slip and Crack Width Calculations of Tension Members*, ACI Structural Journal, July–August 1988, s. 414–422.
- [21] Kankam CH., *A routine method for measuring bond stress, steel strain and slip in RC beams at service loads*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, No. 3, 2003, s. 85–93.
- [22] Base G., *Bond, and Control of Cracking in Reinforced Concrete*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 446–447.
- [23] Cairns J., Plizzari G., *Towards a harmonized European bond test*, Materials and Structures, 2003, Vol. 36, No. 262, s. 487–506.

- [24] Cairns J., Abdullah R., *Bond Strength of Black and Epoxy-Coated Reinforcement – A Theoretical Approach*, ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 4, July–August 1996, s. 362–369.
- [25] Popov E.P., *Bond and Anchorage of Reinforcing Bars under cyclic loading*, ACI Journal, July–August 1984, s. 340–348.
- [26] Jeppsson J., Thelandersson S., *Behavior of RC beams with loss of bond at longitudinal reinforcement*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 10, 2003, s. 1376–1382.
- [27] Tepfers R., *Lapped Tensile Reinforcement Splices*, Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST1, s. 283–301.
- [28] Vandewalle L., *Theoretical Prediction of the Ultimate Bond Strength Between a Reinforcement Bar and Concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.1–1.8.
- [29] Cairns J., Jones K., *An Evaluation of the Bond-Splitting Action of Ribbed Bars*, ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 1, January–February 1996, s. 10–19.
- [30] Andreasen S., *Anchorage of Ribbed Reinforcing Bars*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.18–1.27.
- [31] Nielsen C., Bičanić N., *Radial fictitious cracking of thick-walled cylinder due to bar pull-out*, Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 3, 2002, s. 215–221.
- [32] Lackner R., Mang H., *Scale Transition in Steel-Concrete Interaction. I: Model*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 4, 2003, s. 393–402.
- [33] Lowes L., Moele J., Govindjee S., *Concrete-Steel Bond Model for Use in FE Modeling of RC Structures*, ACI Structural Journal, 2004, Vol. 101, No. 4, s. 501–511.
- [34] Lundgren K., *Bond between bars and concrete. Part 1: Modified model*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 7, 2005, s. 371–382.
- [35] Lundgren K., Magnusson J., *Three-Dimensional Modeling of Anchorage Zones in RC*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 7, 2001, s. 693–699.
- [36] Lundgren K., *Modeling the effect of corrosion on bond in reinforced concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 3, 2002, s. 165–173.
- [37] Vogel T., Schenkel M., *Bond behavior of reinforcement with inadequate concrete cover*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 359–366.
- [38] Kimura H., Jirsa J., *Effects of Bar Deformation and Concrete Strength on Bond of Reinforcing Steel to Concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.100–1.109.
- [39] ACI Committee 408, *State of art the Art-Report: Bond under Cyclic Loads*, ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 6, 1991, s. 669–673.
- [40] Beeby A., Scott R., *Cracking and deformation of axially reinforced members subjected to pure tension*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 10, 2005, s. 611–621.
- [41] Esfahani R., Rangan V., *Local Bond Strength of Reinforcing Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 2, 1998, s. 96–106.
- [42] Harajli M., Al-Hajj J., *Bond stress-slip response of reinforcing bars in high-strength concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 570–577.
- [43] Hamad B., Itani M., *Bond Strength of Reinforcement in High-Performance Concrete: The Role of Silica Fume, Casting Position, and Superplasticizer Dosage*, ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 5, 1998, s. 499–511.
- [44] Alavi-Foud, Marzouk H., *Bond of high-strength concrete under monotonic pull-out loading*, Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 9, 2004, s. 545–557.
- [45] Lorrain M., Maurel O., Seffo M., *Cracking Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Tension Ties*, ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 5, 1998, s. 626–635.
- [46] Farra B., Jaccoud J-P., *Bond Behavior, Tension Stiffening and Crack Prediction of High Strength Concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 9.1–9.10.

- [47] Esfahani M., Kianush M., *Development/Splice Length of Reinforcing Bars*, ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 1, 2005, s. 22–30.
- [48] Soroushian P., Mirza F., Alhozaimy A., *Bonding of Confined Steel Fiber Reinforced Concrete to Deformed Bars*, ACI Materials Journal, Vol. 91, No. 2 March–April 1994, s. 141–149.
- [49] Vandewalle L., Dupont D., *Influence of steel fibers on local bond behavior*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 783–790.
- [50] Plizzari G., Lundgren K., Balazs G., *Bond and splitting in fiber reinforced concrete under repeated loading*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 221–229.
- [51] Bigaj A., Walraven J. i inni, *Bond of reinforcing bars in self-compacting steel fiber reinforced concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 823–830.
- [52] Hamad B., Harajli H., *Effect of fiber reinforcement on bond strength in tension lap splices*, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 5, 2001, s. 638–647.
- [53] Bartos P., Sonebi M., *Bond behavior and pull-off test of self compacting concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 511–519.
- [54] Lorrain M., Daoud A., *Bond in self-compacting concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 529–536.
- [55] Chan Y.-W. i inni, *Development of bond Strength of Reinforcement Steel in SCC*, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, 2003, s. 490–498.
- [56] Nakano K. i inni, *Bond between novel types of concrete matrices and reinforcing bars*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 545–553.
- [57] Eligehausen R., Mayer U., *Influence of relative rib area of reinforcement on the structural behavior of RC members – does an optimal rib pattern exist?*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 335–342.
- [58] Álander C., *The effect of rib geometry on crack widths and the service life of structures*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 343–350.
- [59] PN –82/H- 93215: Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu.
- [60] Biuletyn Informacyjny CPJS 01/2006: Stal zbrojeniowa o podwyższonej ciągliwości ze znakiem EPSTAL.
- [61] Soretz S., Hölzenbein H., *Influence of Rib Dimension of Reinforcing Bars on Bond and Bendability*, ACI Journal – Symposium Paper, January 1979, s. 111–125.
- [62] Kimura H., Jirsa J., *Effects of Bar Deformation and Concrete Strength on Bond of Reinforcing Steel to Concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.100–1.109.
- [63] Morita S., Kaku T., *Splitting Bond Failures of Large Deformed Reinforcing Bars*, ACI Journal Proc., Vol. 76, January 1979, s. 99–110.
- [64] Kemp E., Wilhelm J., *Investigation of the Parameters Influencing Bond Cracking*, ACI Journal, Proc., Vol. 76, January, s. 49–71.
- [65] Mirza S., Houde J., *Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete*, ACI Journal, Proc., Vol. 76, January, s. 19–46.
- [66] Goto Y., *Cracks formed in concrete around deformed bars*, Journal of ACI, Vol. 68, No. 4., April 1971, s. 244–251.
- [67] Otsuka K., Ozaka Y., *Group effect on anchorage strength of deformed bars embedded in massive concrete block*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.38–1.47.
- [68] Engström B., *Anchorage of ribbed bars in post-yield stage*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.110–1.119.
- [69] Salem H., Maekawa K., *Pre-and Post yield Finite Element method simulation of bond of ribbed Reinforcing Bars*, Journal of Structural Engineering, 2004, Vol. 130, No. 4, s. 671–680.

- [70] Darwin D., Zuo J., *Bond slip of High Relative Rib area Bars under Cyclic Loading*, ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 2, 2000.
- [71] ACI 318-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2002.
- [72] Treece R., Jirsa J., *Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars*, ACI Materials Journal, Vol. 86, No. 2, 1989, s. 167–174.
- [73] Hamad B., *Comparative Bond Strength of Coated and Uncoated Bars with Different Rib Geometries*, ACI Materials Journal, 1995, Vol. 92, No. 6, November–December, s. 579–590.
- [74] Cleary D., Ramirez J., *Epoxy-Coated Reinforcement under Repeated Loading*, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 4, July–August 1993, s. 451–458.
- [75] Miller G., Kepler J., Darwin D., *Effect of Epoxy Coating Thickness on Bond Strength of Reinforcing Bars*, ACI Structural Journal, 2003, Vol. 100, No. 3, s. 314–320.
- [76] Cairns J., Abdullah R., *Influence of Rib Geometry on Strength Of Epoxy-Coated Reinforcement Splices*, ACI Structural Journal, 1995, Vol. 92, No. 1, s. 23–27.
- [77] Moehle J.P., et al., *Bond Strength of Prefabricated Epoxy-Coated Reinforcement*, ACI Structural Journal, 2006, Vol. 103, No. 2, s. 226–233.
- [78] Tukiainen P., et al., *Bonding of hot-dip galvanized reinforcement in concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 324–331.
- [79] Hamad B., Mike J., *Experimental Investigation of Bond Strength of Hot-Dip Galvanized Reinforcement in Normal and HSC*, ACI Structural Journal, 2003, Vol. 100, No. 3, s. 465–470.
- [80] Hamad B., Fakham M., *Effect of Confinement on Bond Strength of Hot Dip Galvanized Lap Splices*, ACI Structural Journal, 2006, Vol. 103, No. 1, s. 48–56.
- [81] Malvar J., *Confinement Stress Dependent Bond Behavior*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1–79 to 1–88.
- [82] Malvar J., *Bond of Reinforcement Under Controlled Confinement*, ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 6, 1992, s. 593–601.
- [83] Nagatomo K., Kaku T., *Bond Behavior of Deformed Bars under Lateral Compressive and Tensile Stress*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1–69 to 1–78.
- [84] PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Grudzień 2002.
- [85] EN 1992-1-1, EC2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [86] Cornelli D., *Corrosion Cracking and Bond Strength Modeling for corroded Bars in RC*, Magazine of Concrete Research Vol. 99, No. 3, 2002.
- [87] Mirza S., Amleh L., *Effect of concrete w/c ratio and corrosion in concrete mix on bond between steel and concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 285–292.
- [88] Wong X., Liu X., L., *Modeling effect of corrosion on cover cracking and bond in reinforced concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 4, 2004, s. 191–199.
- [89] Elfgren L., Noghabai K., *Tension of reinforced concrete prism. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements*. Summary of a RILEM round-robin investigation arranged by TC 147-FMB „Fracture Mechanics to Anchorage and Bond”, Materials and Structures, Vol. 35, July 2002, s. 318–325.
- [90] Oan Chul Choi, Woong Se Lee, *Interfacial Bond Analysis of Deformed Bars to Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 6, 2002, s. 750–756.
- [91] Rizkalla S., Hwang L., Shahawi M., *Transverse reinforcement effect on cracking behavior of R. C. members*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 10, 1983, s. 566–581.
- [92] Jimenez R., White R., Gergely P., *Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete*, ACI Journal, 1979, Vol. 76, No. 1, s. 73–92.

- [93] Jirsa J. et al., *Behavior of Multiple Lap Splices in Wide Sections*, ACI Journal, January 1979, Vol. 76, No. 1, s. 227–248.
- [94] Reynolds G., Beeby A., *Bond Strength of Deformed Bars*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 434–445.
- [95] Morita S., Fujii S., *Bond Capacity of Deformed Bars due to Splitting Of Surrounding Concrete*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 331–341.
- [96] Harajli M., Hamad B., Rteil A., *Effect of Confinement of Bond Strength between Steel Bars and Concrete*, Vol. 101, No. 5, 2004, s. 595–603.
- [97] Hamad B., Najjar S., *Evaluation of the role of transverse reinforcement in confining tension lap splices*, Materials and Structures, 2002, Vol. 35. No. 248, s. 219–228.
- [98] Giuriani E., Plizzari G., Schumm C., *Role of Stirrups and Residual Tensile Strength Of Cracked Concrete on Bond*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, 1991, s. 3–18.
- [99] Giuriani E., Plizzari G., *Interrelation of Splitting and Flexural Cracks in RC Beams*, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 9, 1998, s. 1032–1040.
- [100] Rizkalla S., Hwang L., *Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension*, ACI Journal, 1984, s. 572–579.
- [101] Pędziwiatr J., *The influence of cyclic loading on the bond between concrete and steel bars*, Arch. Of Civ. Mech. Eng., 2005, Vol. 5, No. 3, s. 43–58.
- [102] Pędziwiatr J., Minch M., *Metoda szacowania wpływu obciążeń cyklicznych na zmiany szerokości rozwarcia rys*, XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1997, s. 139–146.
- [103] Moro M., Ogawa J., *Bond behavior of anchored deformed bar under high-stressed reversal loading*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.79–1.88.
- [104] G. Rehm G., Eligehausen R., *Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads*, ACI Journal, January 1979, Vol. 76, No. 1 – symposium paper, s. 297–309.
- [105] Balázs L.G., *Fatigue of bond*, ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 6, November– December 1991, s. 620–629.
- [106] Yankelevsky D. et al., *Mathematical model for Bond-Slip Behavior under Cyclic Loading*, ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 6, 1992, s. 692–698.
- [107] Yannopoulos P.J., Tassios T.P., *Reinforced Concrete Axial Elements Analyzed Under Monotonic and Cyclic Actions*, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 1, 1991, s. 3–11.
- [108] Harmon T., Pochanart S., *Bond-slip model for generalized excitations including fatigue*, ACI Materials Journal, Vol. 86, No. 5, 1989, s. 465–473.
- [109] Shipman J., Gerstle K., *Bond deterioration in concrete panels under load cycles*, ACI Journal, Vol. 76, No. 1 – symposium paper, February 1979, s. 311–325.
- [110] Soroushian P. et al., *Analytical Modeling of Bonded Bars under Cyclic Loads*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, January 1991, s. 48–60.
- [111] König G., et al., *Determination of the bond creep coefficient for self-compacting concrete under cyclic loading*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 246–255.
- [112] Scott R., Beeby A., *Long-term Tension Stiffening Effects In concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 1, 2005, s. 31–39.
- [113] Suzuki K., et al., *Bond characteristics of deformed bars under sustained loading*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 7.21–7.28.
- [114] Rostásy F., Kepp B., *Time-Dependence of Bond*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 183–192.

- [115] Eligehausen R., et al., *Creep and Fatigue Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 7.29–7.38.
- [116] Sato R., et al., *Long-term behavior of bond in concrete members made of high, middle and low strength concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 174–181.
- [117] Weiße D., Holschemacher K., *Sand-rich self-compacting concrete time development of bond properties*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 537–544.
- [118] Koch R., Balázs L., *Limit states for long term and cyclic loading*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 211–220.
- [119] Sager H., Rostásy F., *The effect of elevated temperature on the bond behaviour of embedded reinforcing bars*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 206–216.
- [120] Berra I. et al., *Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: finite element analysis for different confinement levels*, Magazine of Concrete Researches, Vol. 55, No. 3, 2003, s. 237–247.
- [121] Jirsa O. et al., *Effect of Casting Position on Bond*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 300–307.
- [122] Chan Y.-W. et al., *Development of Bond Strength of Reinforced Steel in SCC*, ACI Structural Journal, 2003, Vol. 100, No. 3, s. 490–498.
- [123] Losberg A., Olsson P.-A., *Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect on the Bars*, ACI Journal, Vol. 76, No. 1 – symposium paper, February 1979, s. 5–18.
- [124] Schießl P., *Interaction Between Anchorage of Bond, Hooks and Welded Transverse Bars; Basis for the Design in The German Code and CEB-FIP Model Code*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 424–433.
- [125] Romano F., Zingone G., *Transverse Reinforcement Effect on Tension Stiffening of RC Members*, International Conference on Bond in Concrete, Riga 1992, s. 9.27–9.36.
- [126] Nykyri P., *Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures*, International Conference on Bond in Concrete, Riga, Oct. 1992, s. 1.58–1.68.
- [127] Yin-Wen Chan, Yong Ciu Chen, Yi-Shi Liu, *Effect of consolidation on bond of reinforcement in concrete of different workabilities*, ACI Materials Journal, Vol. 100, No. 4, 2003, s. 294–301.

3. Analiza konstrukcji bazująca na związkach przyczepności

3.1. Uwagi ogólne

Szeroko zakrojone badania nad istotą zjawiska przyczepności zostały opisane skrótowo w rozdziale drugim. Przedstawiono w nim podstawowe zagadnienia, które dotyczą przyczepności na poziomie mikro, tzn. na styku pręt zbrojeniowy–beton w sąsiedztwie żeberek. Taka szczegółowość analizy umożliwia dokładne określenie mechanizmów i czynników warunkujących przyczepność. Nie jest to jednak cel sam w sobie. Konieczna jest synteza tych wyników, umożliwiającą ich zastosowanie do analizy konstrukcji. Obszar zastosowań obejmuje wiele zagadnień, wśród których najważniejsze to:

- a) analiza statyczna konstrukcji uwzględniająca zarysowanie i poślizg zbrojenia [1], [2],
- b) analiza procesu powstawania i rozwoju rys w konstrukcji [3], [4],
- c) określenie zmian sztywności związanych z powstaniem i rozwojem rys [5], [6],
- d) podanie zasad wyznaczania niezbędnych długości zakotwienia prętów [7], [8].

Każde z tych zjawisk jest ściśle powiązane z procesami przyczepności, ale z drugiej strony charakteryzuje się dodatkową własną specyfiką. Złożoność tych zagadnień jest tak duża, że bez zastosowania pewnych uogólnień i uproszczeń na etapie wykorzystywania związków przyczepności nie jest możliwe otrzymanie rozwiązań, mających praktyczne znaczenie w analizie konstrukcji. Również z teoretycznego punktu widzenia tak złożone modele byłyby niemożliwe do weryfikacji. Należy również zwrócić uwagę na to, że na obecnym etapie rozwoju wiedzy zarówno analiza konstrukcji, jak i przyczepność operują wartościami deterministycznymi. W istocie zjawisko przyczepności ma charakter probabilistyczny. W związku z tym nie ma sensu przyjmowanie zbyt złożonych zależności między siłami przyczepności, a innymi wielkościami charakteryzującymi przekrój i materiały (stal zbrojeniowa, beton), gdyż naturalny losowy rozrzut wyników jest często porównywalny lub nawet większy niż wpływ poszczególnych parametrów.

Problem polegający na odpowiednim zinterpretowaniu i wykorzystaniu wyników badań podstawowych, które opisano w poprzednim rozdziale, do analizy bardziej złożonych zagadnień nie jest wcale banalny [9]. Najbardziej oczywiste wydaje się postępowanie polegające na syntezie prowadzącej do sformułowania tak zwanej funkcji przyczepności. Pod tym określeniem kryje się zależność opisująca relacje pomiędzy własnościami charakterystycznymi dla pręta znajdującego się w konstrukcji a jakąś miarą przyczepności. Parametrami tak ogólnie określanej funkcji mogą być współczynniki uwzględniające i w prosty sposób komasujące podstawowe omawiane czynniki wpływające na przyczepność. Alternatywnie może to być odpowiednio zdefiniowany *bond element*, jeżeli wykorzystuje się metodę elementów skończonych. Kłopot i paradoks polegają na tym, że wybór metodologii badań i postać funkcji są ściśle ze sobą sprzężone. Jeżeli na przykład używa się do badań elementów zalecanych przez RILEM [10], to funkcja przyczepności musi mieć postać typu $\tau_b = \tau_b(s)$! Z konieczności eliminuje to możliwość uwzględnienia wpływu wielu istotnych zjawisk, towarzyszących procesom kształtowania się przyczepności. Stawia to pod ogromnym znakiem zapytania przydatność takiego podejścia do analizy konstrukcji. Badania prowadzone na innych elementach, bez apriorycznych założeń co do istoty przyczepności, praktycznie zawsze prowadzą jednak do takiego sformułowania postaci funkcji przyczepności, które ma zastosowanie prawie wyłącznie do danego konkretnego elementu. Obecna sytuacja jest na tyle patowa, że coraz częściej postuluje się całkowicie nowe ustalenie europejskich standardów badań [11].

Jak na razie zdecydowana większość prac bazuje mniej lub bardziej świadomie na założeniu, że przyczepności ma charakter uniwersalny i w dowolnym przekroju zależy ona jedynie od wartości poślizgu zbrojenia względem otaczającego go betonu. Oznacza to, że funkcja przyczepności ma postać $\tau_b = \tau_b(s)$ (lub w innych oznaczeniach $\tau_b = \tau_b(\Delta)$), a jej szczegółową formę można ustalić korzystając z wyników badań prowadzonych na próbkach, w których długość odcinka, gdzie działa przyczepność, jest niewielka i nie przekracza wartości $l_b = 5 d_b$. Najczęściej spotykana jest następująca jej forma:

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_{\max}} \right)^{\alpha} \quad (3.1)$$

Wzór (3.1) opisuje wznoszącą się gałąź krzywej, pokazanej na rysunku 2.4. Parametrami doświadczalnymi są $\tau_{\max}$, $s_{\max}$ i α , przy czym $s_{\max}$ jest wartością poślizgu, która odpowiada osiągnięciu maksymalnej wartości naprężeń przyczepności $\tau_{\max}$. Taki typ funkcji przyczepności po raz pierwszy został przedstawiony w 1982 roku na Uniwersytecie w Berkley między innymi przez Eligehause'a, Bertero i Popova. Został również zaadaptowany do CEB-FIP Model z 1990 roku. Warto jeszcze dodać, że funkcje postaci (3.1) otrzymywane są najczęściej na bazie wyników badań, w których

zniszczenie przyczepności (osiągnięcie $\tau_{\max}$) następuje w efekcie wyciągnięcia pręta z betonu. Wiąże się to z dużą wartością otuliny i ewentualnie dodatkowym zbrojeniem zapobiegającym rozłupaniu otuliny. W tej sytuacji CEB-FIP Model zaleca przyjmowanie wartości $\alpha = 0,4$, $s_{\max} = 1$ mm oraz $\tau_{\max} = 2,5 f_{ck}^{1/2}$. Są to naprężenia rzędu 1/3 wytrzymałości betonu na ściskanie. Jeżeli odkształcenia otuliny nie są wystarczająco skrepowane, to analogiczne wartości wynoszą $s_{\max} = 0,6$ mm oraz $\tau_{\max} = 2,0 f_{ck}^{1/2}$ [12]. W analizie zjawisk związanych z zachowaniem się konstrukcji zależność (3.1) wykorzystywali między innymi Russo i Romano [13] oraz Balázs [3].

Do tej samej grupy modeli można również zaliczyć te, w których zależność $\tau_b = \tau_b(\Delta)$ aproksymowana jest wielomianami w następującej postaci [14]:

$$\tau_b = k_1 \Delta + k_2 \Delta^2 + k_3 \Delta^3 + k_4 \Delta^4 \quad (3.2)$$

We wzorze tym Δ jest wartością poślizgu zbrojenia, a k_i są parametrami empirycznymi. Wykorzystanie zależności (3.1) lub (3.2) w analizie odkształceń prowadzi do równań różniczkowych, które nie mają rozwiązań w postaci zamkniętej. Komplikuje to bardziej zaawansowane analizy konstrukcji i z tego powodu w wielu sytuacjach posunięto się dosyć daleko w stosowaniu uproszczeń przyjmując, że zależność między poślizgiem a naprężeniami przyczepności można przyjąć w postaci funkcji liniowej

$$\tau_b = G \Delta \quad (3.3)$$

Jej innymi modyfikacjami są też funkcje w postaci linii łamanych (bi- i trilinearne). Tak postępowali między innymi Tanabe [15], Gupta i Maestrini [16] i Kwak [17].

Duża popularność formuły (3.1) lub jej mutacji wynika w znacznej mierze z prostoty badań prowadzących do jej sformułowania. Ta niewątpliwa zaleta nie może jednak przysłaniać wielu innych wad i braków. Z jej struktury wynika, że im większy jest poślizg, tym większe są wartości naprężeń przyczepności. Stoi to w sprzeczności z elementarnymi wynikami badań elementów konstrukcyjnych. W zginanych zarysowanych belkach żelbetowych w miejscu powstania rysy naprężenia przyczepności są oczywiście równe zero, a przecież tam występuje największy poślizg zbrojenia. W bezpośrednim sąsiedztwie rysy (rzędu 1–2 d_b) wartość tych naprężeń rośnie, ale jest w dalszym ciągu niewielka. Jest to jedna z poważniejszych sprzeczności, wynikających ze stosowania wzoru (3.1). Równie kontrowersyjne wyniki otrzyma się, jeżeli przeanalizuje się konsekwencje założenia, że jednakowym poślizgom s muszą odpowiadać identyczne wartości naprężeń τ_b .

Te wady zostały wyeliminowane w funkcjach przyczepności, które można umownie zaliczyć do drugiej grupy. Składają się na nią te wszystkie, w których przyjmuje się, że wartość naprężeń przyczepności zależy nie tylko od wartości poślizgu stali

w danym przekroju, ale również od położenia tego przekroju względem miejsca, gdzie powstały rysy (lub gdzie jest czoło elementu). Takie podejście do zagadnienia jest charakterystyczne dla tej grupy badaczy, którzy opracowywali swe modele korzystając z wyników badań prowadzonych na elementach, w których długość odcinka przyczepności była znaczna i porównywalna z odległością między rysami. Pierwszą osobą, która w oparciu o własne badania proponowała takie postacie funkcji przyczepności był Nilson na początku lat siedemdziesiątych [18]. Jest też autorem zależności analogicznych do (3.2). Po dostosowaniu jednostek do systemu metrycznego wzór Nilsona miał postać

$$\tau_b(x) = 4,805(1,43x + 38,1)\Delta f_{ctm} \quad (3.4)$$

We wzorze tym przyjęto następujące oznaczenia:

x – odległość od czoła elementu (miejsca rysy) w mm,

Δ – poślizg zbrojenia w tym przekroju w mm (można też oznaczać przez s).

Ze wzoru (3.4) wynika, że, przy jednakowych poślizgach Δ , im przekrój jest bardziej oddalony od czoła próbki, tym naprężenia przyczepności są większe. Jest to zgodne z wieloma obserwacjami. Warto też zwrócić uwagę, że dla $x = 0$, $\tau_b > 0$, co oznacza, że w przekroju zarysowanym (przy czole próbki) naprężenia przyczepności nie są równe zero.

Na podstawie podobnych badań (czujniki tensometryczne wewnątrz wydrążonego pręta), Youlin zaproponował, aby funkcja opisująca naprężenia przyczepności miała postać iloczynową [19]:

$$\tau(\Delta, x) = f(x)\psi(\Delta) \quad (3.5)$$

Funkcja $\psi(\Delta)$ jest analogiczna do już prezentowanych i składa się z czterech gałęzi. Funkcja położenia ma natomiast postać:

$$f(x) = \begin{cases} 1,35 \left[1 - \left(1,25 \frac{x}{l_b} - 1 \right)^2 \right] \\ 1,35 \left[1 - \left(5 \frac{x}{l_b} - 4 \right) \right]^{0,5} \end{cases} \quad (3.6)$$

Wzór powyższy stosuje się odpowiednio w przedziałach $x \leq 0,8 l_b$ i $x < 0,8 l_b$, gdzie x jest odległością od obciążonego końca pręta. Taki przebieg funkcji położenia gwarantuje spełnienie warunków brzegowych. W szczególności w miejscu rys ($x = 0$ i $x = l_b$) wartości $f(x) = 0$ i w konsekwencji τ_b są równe zero. Jak w przypadku funk-

cji (3.4) można stwierdzić, że ze wzrostem odległości od obciążonego końca (aż do $x \leq 0,8 l_b$) takim samym wartościom Δ odpowiadają rosnące wartości naprężeń przyczepności.

Podobną koncepcję, polegającą na przyjęciu funkcji przyczepności w postaci analogicznej do (3.5), przedstawił też Kankam [20]:

$$\tau_b = (k_0 - k_1 x) \Delta^\alpha \quad (3.7)$$

Początek układu współrzędnych przyjęty jest w połowie rozpiętości próbki, tzn. tam, gdzie $\Delta = 0$. Wzór (3.7) spełni drugi z warunków brzegowych tylko wtedy, gdy $k_0 - k_1 l_b / 2 = 0$. Oznacza to, że wartości parametrów k_0 i k_1 muszą być funkcjami długości badanego elementu (odległości pomiędzy rysami). Jest to dosyć istotny mankament tej propozycji.

Funkcje przyczepności o formie zbliżonej do podanej wzorami (3.4)–(3.7) powstawały jako uogólnienia wyników bardzo konkretnych badań i raczej trudno sobie wyobrazić ich zastosowanie do analizy innych problemów. Również nie zachęca do tego ich postać matematyczna, która uniemożliwia otrzymanie zamkniętych postaci rozwiązań równania różniczkowego, opisującego przebieg odkształceń w stali (lub poślizgów). W związku z tym część autorów późniejszych prac zaczęła się skłaniać do daleko idących uproszczeń. W pracach [21], [22] sugeruje się na przykład, aby przyjmować liniową zmianę odkształceń w stali na odcinku pomiędzy rysami a połową odległości między nimi.

Przy formułowaniu funkcji przyczepności często zdarza się, że jej postać jest tak dobrana, aby umożliwić rozwiązanie (w postaci zamkniętej) odpowiedniego równania różniczkowego i tym samym w prosty sposób wykorzystać ją do analizy pracy konstrukcji. Takie mocno uproszczone zależności są najczęściej funkcją jedynie położenia przekroju (pomija się wpływ poślizgu) i zawierają dodatkowo parametry określone na podstawie badań przyczepności na jakimś elemencie. W ten sposób postąpiono w [23], przyjmując tę zależność w postaci

$$\tau_b(x) = \tau_{b, \max} \left[1 - \left(1 - 4 \frac{x}{l_b} \right)^2 \right] \quad (3.8)$$

We wzorze tym l_b jest równe odległości pomiędzy dwoma rysami pierwszego rzędu. Autorzy uważali przy tym, że na otrzymane rezultaty zdecydowanie większy wpływ ma prawidłowe ustalenie wartości $\tau_{b, \max}$ niż kształt przebiegu funkcji $\tau_b(x)$. Maksymalna wartość naprężeń przyczepności jest według nich kwadratową funkcją maksymalnych naprężeń w stali zbrojeniowej.

Yang i Chen [24] zaproponowali zależność, która umożliwia podanie zamkniętych rozwiązań równania różniczkowego i uzależnienia rozkład naprężeń przyczepności za-

równy od poślizgu zbrojenia w danym przekroju, jak i jego położenia względem przekroju środkowego elementu.

$$\tau_b(x) = k\Delta(x) + Cx^2 + D + E \cos\left(\frac{\pi x}{2l_b}\right) \quad (3.9)$$

Funkcja $\Delta(x)$, będąca rozwiązaniem równania różniczkowego, zawiera pięć stałych, które są wyznaczane z warunków brzegowych w przekroju środkowym i na końcu elementu (w rysie). Przyjęcie przebiegu $\tau_b(x)$ w postaci (3.9) ma sporo zalet, ale do niewątpliwych wad należy brak jednoznacznej procedury, umożliwiającej weryfikację doświadczalną parametrów oraz przyjęcie założenia, że w środku elementu ($x = 0$) odkształcenia w betonie i stali są identyczne. Takie uproszczenie jest możliwe jedynie wtedy, gdy poziom obciążenia jest porównywalny z obciążeniem rysującym.

Do ciekawych propozycji należy również rozwiązanie zaproponowane w [25]. Założono następujący mechanizm tworzenia się naprężeń przyczepności wtórnej w elemencie rozciągającym:

- Obciążenie powoduje powstawanie naprężeń przyczepności na odcinku l_b , który jest między innymi funkcją wartości przyłożonej siły rozciągającej P .
- Dopóki długość tego odcinka jest mniejsza niż połowa długości rozciąganego elementu (odległości między rysami), dopóty funkcja przyczepności ma postać

$$\tau_b(x) = a\tau_{b,\max} \left(\frac{x}{l_b}\right)^2 \sin\left(\frac{\pi x}{l_b}\right) \quad (3.10)$$

- Jeżeli w wyniku wzrostu obciążenia, przyczepność wtórna zostanie wygenerowana na całej długości elementu, to w pewnym przekroju pojawiają się naprężenia przyczepności o wartości równej $\tau_{b,\max}$.

- Dalszy wzrost obciążenia prowadzi do tworzenia się obszarów, gdzie naprężenia przyczepności są stałe i równe $\tau_{b,\max}$ („wypełnia” się krzywa $\tau_b(x)$).

Przedstawione trzy duże grupy funkcji przyczepności praktycznie wyczerpują wszystkie dotychczas stosowane metody uogólniania wyników badań szczegółowych. Są one oczywiście zróżnicowane w obrębie danej grupy, ale łączy je źródło pochodzenia związane ze wstępnymi założeniami i rodzajem badanego elementu. Pierwsza grupa funkcji bazuje na założeniu, że przyczepność zależy wyłącznie od właściwości styku stal zbrojeniowa–beton i za miarę podatności przyczepności uznaje poślizg pręta względem otaczającego go betonu. Niezbędne parametry empiryczne są uzyskiwane z badań prowadzonych na elementach, w których długość odcinka l_b jest na tyle krótka, że można założyć stałą wartość naprężeń przyczepności na tym odcinku. Funkcje mają taką postać, która jest wygodna do adaptacji do obliczeń numerycznych meto-

dami elementów skończonych. Rozwiązania analityczne w postaci zamkniętej są natomiast możliwe do uzyskania jedynie w bardzo ograniczonym zakresie, praktycznie tylko przy warunkach brzegowych odpowiadających powstawaniu rys. Nie na tym jednak polega podstawowa wada tych funkcji. Jak już pisano wcześniej, największy błąd wynika z postaci funkcji, która zawsze, niezależnie od szczegółowej postaci, lokuje maksymalne wartości naprężeń przyczepności w miejscu, gdzie występuje rysa. Nie można potraktować tego faktu tylko jako drobnej niedogodności. Nie jest bowiem prawdą, że maksymalna wartość naprężeń pojawia się w bardzo bliskiej odległości od rysy. Przy zaawansowanym poziomie obciążenia w bezpośrednim sąsiedztwie rysy następuje praktycznie zniszczenie przyczepności (*debonding*), a dopiero w odległości rzędu 2–3 d_b jest ona odbudowana. Co więcej, badania wskazują, że wzrost obciążenia powoduje sukcesywne oddalanie się miejsca występowania ekstremum naprężeń przyczepności od rysy.

Należące do drugiej grupy funkcje charakteryzują się tym, że zależą zarówno od położenia przekroju, jak i od wartości poślizgu. Ich struktura najbardziej odpowiada intuicyjnie pojmowanej istocie przyczepności i pozwala na spełnienie warunków brzegowych zarówno w przekrojach przez rysy, jak i w połowie odległości między nimi. Problemy występują natomiast na etapie eksperymentalnym oraz podczas interpretacji wyników. Zależności postaci analogicznej do $\tau(\Delta, x) = f(x)\psi(\Delta)$ są uzyskiwane z badań prowadzonych w ten sposób, że tensometry są umieszczone wewnątrz wydrążonego pręta. Zarówno drażenie pręta, jak i jego ponowne zgrzewanie powodują, że dokładność pomiarów nie jest zbyt dobra. Pomiar przemieszczenia stali względem betonu jest możliwy jedynie przy czole elementu. Weryfikację postaci funkcji $\psi(\Delta)$ i ustalanie wartości jej parametrów można przeprowadzać jedynie w sposób pośredni, mierząc dodatkowo odkształcenia w betonie. Trzeba jednak zaznaczyć, że pomiar ten powinien być prowadzony nie na zewnętrznej powierzchni elementu, ale w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia. Taka kumulacja problemów powoduje, że mimo atrakcyjności teoretycznej tych funkcji, są one stosunkowo rzadko wykorzystywane. Nie bez znaczenia jest też wysoki koszt badań, będących podstawą ustalania szczegółowej postaci tych funkcji. Do opisanych trudności dochodzi dodatkowo problem identyczny z opisanym już przy analizie pierwszej grupy funkcji – równania różniczkowe, do których prowadzą te funkcje nie mają zamkniętych rozwiązań przy dowolnych warunkach brzegowych.

Jedynie funkcje podane wzorami (3.8)–(3.10) są tak skonstruowane, że problem rozwiązywania równań różniczkowych przestaje być istotny. Prostota funkcji, które zaliczają się do tej grupy, okupiona jest jednak dokładnością opisu zjawiska przyczepności. Ze względu na funkcyjną zależność od położenia, weryfikacja takich funkcji wymaga przeprowadzenia badań na elementach analogicznych do uprzednio opisanych, co wiąże się z tymi samymi problemami. Dochodzi do tego dodatkowo zagadnienie ustalenia sposobu wyznaczania wartości l_b , która musi występować we wszystkich takiego typu funkcjach.

Funkcja przyczepności stanowi kluczowe ogniwo pomiędzy badaniami elementarnymi a analizą na poziomie pręta w konstrukcji. To od niej zależy, na ile wiarygodne i przydatne są analizy stanu zarysowania elementu, bazujące na zasadach przyczepności. Dotyczy to również zagadnień związanych ze zmianami sztywności wywołanymi stanem zarysowania. Z tego krótkiego przeglądu widać wyraźnie, że obecny stan wiedzy jest jeszcze wysoce niezadowolający. Abstrahując od różnych drobnych usterek i nieścisłości, fundamentalnym problemem jest nieadekwatność uzyskiwanych funkcji do opisu zjawisk zachodzących w rzeczywistym elemencie konstrukcyjnym. Wskutek tego umyka analizie wiele procesów, które zachodzą w konstrukcji podczas powstawania i rozwoju rys. Ten podstawowy mankament można krótko podsumować twierdzeniem: przyczepność nie jest w istocie własnością materiałów (stal–beton), lecz konstrukcji. Sensownym postulatem wydaje się taka zmiana metodologii badań, aby zjawiska przyczepności były śledzone „równolegle” na prostych elementach i towarzyszących im bardziej rozbudowanych próbkach o charakterystykach i warunkach bardzo zbliżonych do rzeczywistej konstrukcji. Dopiero wtedy możliwe byłoby nie tak kontrowersyjne przejście z poziomu analizy przyczepności pojedynczego żeberka do całego pręta. Alternatywą dla takiego rozwiązania problemu jest prowadzenie odrębnych badań i analiz teoretycznych dla każdego z poziomów ogólności. Te pesymistyczne konkluzje nie oznaczają jednak, że wszystkie dotychczasowe prace poszły na marne. Należy jedynie podchodzić do nich z pewnym krytycyzmem i traktować ich wyniki bardziej w sensie jakościowym niż ilościowym.

Opracowania dotyczące przyczepności i dostosowane do metody elementów skończonych ulegały znacznym ewolucjom – od stosowania najprostszych liniowych elementów symulujących przyczepność [25] do analizy trójwymiarowej, wykorzystującej subtelne analizy mechaniki kruchego pęknięcia i szczegółowe mechanizmy niszczenia przyczepności [26]. Podstawowy problem pozostaje jednak ten sam jak w odniesieniu do podejścia analitycznego – źródła i sposoby kalibrowania modeli. W zasadzie opracowania związane z MES niewiele wnoszą nowego do zrozumienia i opisu zjawiska. W pracy [27], wykorzystując koncepcje mechaniki kruchego pęknięcia, wykazano powstawanie rys wewnętrznych, to znaczy takich, które powstają nie na powierzchni elementu, ale przy zbrojeniu. Paradoksalnie wskazano też nieadekwatność typowych elementów badawczych – osiowo rozciąganych z siłą przyłożoną do zbrojenia. Rysy wewnętrzne powstały przy obciążeniu znacznie niższym niż F_{cr} . W większości nowych rozwiązań elementy symulujące przyczepność uwzględniają zarówno zmiany w kierunku równoległym do osi pręta, jak i prostopadłym. Pozwala to wziąć pod uwagę zmiany powierzchni kontaktu [28], [29]. Dzięki temu potwierdzono, że uplastycznienie stali prowadzi do dużego spadku przyczepności i towarzyszącego temu powstawania rys równoległych do zbrojenia. W niektórych rozwiązaniach wprowadza się dodatkowe elementy betonowe w sąsiedztwie pręta [29], [30]. Mają one mniejszą sztywność, która ma uwzględniać gromadzenie się tam drobniejszego kruszywa i zaczynu.

Można zatem stwierdzić, że postęp w rozwoju elementów symulujących przyczepność jest znaczny, ale następuje w wyniku adoptowania wyników innych analiz i badań, nie zaś jako samoistny efekt.

3.2. Analiza zjawiska powstawania i rozwoju rys

Pojawianie się rys w strefach rozciąganych konstrukcji żelbetowych jest zjawiskiem normalnym, wynikającym z relatywnie niskiej wytrzymałości betonu na rozciąganie w porównaniu z wytrzymałością na ściskanie. W istocie dopiero po zarysowaniu można mówić o racjonalnym wykorzystaniu wytrzymałości stali zbrojeniowej. W zależności od typu obciążenia i warunków powstawania rozróżnia się szereg grup rys. Rysy ukośne biorą swoją nazwę od usytuowania względem kierunku osi zbrojenia. Najczęściej powstają w efekcie działania momentów skręcających lub łącznego oddziaływania sił tnących i momentów zginających. Rysy prostopadłe do osi zbrojenia mogą występować w miejscach dominującego wpływu momentów zginających. Inny podział rys związany jest z miejscem ich inicjacji. Tak zwane rysy pierwszego rzędu powstają w betonie na zewnętrznej powierzchni elementu i ze wzrostem obciążenia rozwijają się w kierunku zbrojenia, by ostatecznie objąć swym zasięgiem całą lub znaczną część strefy rozciąganej określonego przekroju. Rysy wewnętrzne pojawiają się wewnątrz elementu w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia. Ich rozwój powoduje stopniową penetrację w kierunku powierzchni zewnętrznej. Jeżeli warunki są sprzyjające, może taka rysa pojawić się na niej i stać „widoczną”. Rysy takie, ze względu na to, że pojawiają się zwykle pomiędzy rysami pierwszego rzędu, są nazywane rysami drugiego rzędu. Rysy biegnące równolegle do zbrojenia powstają również przy zbrojeniu i są bezpośrednim efektem działania rozłupujących składowych sił przyczepności. Wzrost obciążenia aż do poziomu lokalnego uplastycznienia stali prowadzi do ich rozwoju tak, że mogą pojawić się na zewnętrznej powierzchni elementu. Powstanie kilku takich rys nieuchronnie prowadzi do całkowitego zniszczenia otuliny na stosunkowo długim odcinku.

Pojawienie się rys (z wyjątkiem rys równoległych do zbrojenia) jest dopuszczalne, ale przeważnie normy projektowania ograniczają ich dopuszczalną szerokość rozwarcia. Wynika to z wymagań dotyczących szczelności konstrukcji (zbiorniki na ciecze i gazy) lub zagrożeń korozyjnych, występujących w określonych środowiskach, w których ma funkcjonować obiekt budowlany. Wymagana jest zatem konieczność sprawdzania, czy dopuszczalna szerokość rozwarcia rysy nie została przekroczona [31], [32].

Szerokość rozwarcia rysy jest najczęściej (nieco inaczej jest w sytuacji, gdy są to rysy skurczowe!) efektem różnicy odkształceń w stali i otaczającym ją betonie. Wynikającą z tego różnicę wydłużeń, widoczną w miejscu rysy, utożsamia się z jej szeroko-

kością rozwarcia. Ma ona nieco inną wartość bezpośrednio przy zbrojeniu i na powierzchni elementu. Ta pierwsza, mimo że trudno mierzalna, stanowi podstawę do określania przez normy dopuszczalnej wartości ze względu na zagrożenie pręta zbrojeniowego korozją.

Powstanie rysy powoduje lokalne zniszczenie pierwotnej przyczepności, a zasady dalszego współdziałania betonu i stali w konstrukcji wynikają z mechanizmów wtórnej przyczepności. Dość powszechnie uznaje się, że na ich podstawie można poprawnie i konsekwentnie opisać przebiegi odkształceń w stali i betonie. Związany z wtórną przyczepnością poślizg zbrojenia jest powiązany z odkształceniami zależnością

$$\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x) = \frac{d\Delta}{dx} \quad (3.11)$$

Szerokość rozwarcia rysy można obliczyć całkując równanie (3.11) w granicach od $x = 0$ do $x = l_b$ (l_b jest długością odcinka, na którym została naruszona przyczepność pierwotna i $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$) i podwajając tak otrzymaną wartość, ponieważ poślizg występuje po obu stronach rysy. Im dokładniejszy i bliższy rzeczywistości (dzięki badaniom nad przyczepnością) będzie opis przebiegu odkształceń, tym precyzyjniejszego można się spodziewać szacowania szerokości rozwarcia rys. Wiąże się z tym jeszcze problem określania długości odcinka naruszenia przyczepności l_b , dosyć powszechnie identyfikowanego z rozstawem rys. Do takiej interpretacji prowadzi poniżej opisane rozumowanie. Po pojawieniu się rysy, w tym przekroju odkształcenia w betonie w pobliżu zbrojenia spadają do zera, czemu towarzyszy gwałtowny wzrost odkształceń w stali. Kolejna rysa może powstać w takiej odległości od poprzedniej, która umożliwi „odbudowanie” odkształceń w betonie do poziomu $\varepsilon_{ct, ult.}$. Stopniowy wzrost odkształceń w betonie w miarę oddalania się od przekroju, w którym wystąpiło zarysowanie jest możliwy dzięki działaniu sił przyczepności. Stawiając opór przemieszczeniom stali, przekazują one stopniowo siły ze zbrojenia na beton. Rozstaw rys można wyznaczyć porównując odkształcenia w stali, które panują tuż przed i tuż po zarysowaniu (praktycznie przy tym samym poziomie obciążenia). Obliczona na tej podstawie zmiana siły w zbrojeniu musi być zrównoważona przez naprężenia przyczepności, działające na obwodzie pręta zbrojeniowego i na długości odpowiadającej odległości tych przekrojów (rozstawowi rys). Oznacza to, że również rozstaw rys jest zdeterminowany przez przyczepność.

Opisane podejście do zagadnienia jest bardzo popularne, ale prowadzi do kilku stwierdzeń, które nie znajdują potwierdzenia w wynikach badań eksperymentalnych. Dotyczy to przede wszystkim elementów, które są poddane działaniu momentów zginających. Pierwszym mocno kontrowersyjnym wnioskiem, wynikającym z przedstawionego opisu, jest stwierdzenie, że wszystkie rysy muszą pojawiać się w elemencie praktycznie przy tym samym poziomie obciążenia. Odpowiada ono obciążeniu rysującemu z niewielkimi tylko odchyłkami, wynikającymi z losowego charakteru wytrzy-

małości betonu na rozciąganie. Badania eksperymentalne przeczą jednak tej tezie. W wielu z nich, np. [33], [34], obserwowano pojawienie się na powierzchni betonu kolejnych rys pomiędzy już uprzednio występującymi przy obciążeniach przewyższających obciążenie rysujące o 100 i więcej procent. Nie jest możliwe wytłumaczenie tego zjawiska jedynie fluktuacjami wytrzymałości betonu. Co więcej, bardzo często rysy te pojawiały się w bardzo bliskim sąsiedztwie powstałych już wcześniej rys. To z kolei wyklucza, że miało miejsce klasyczne „odbudowanie” się odkształceń w betonie. Gdyby przedstawiony opis był bliski rzeczywistości, należałoby liczyć się z tym, że w elementach zbrojonych stalą żebrowaną, gdzie naprężenia przyczepności mogą być znacznie większe niż przy zastosowaniu stali gładkiej, rozstaw rys powinien być istotnie mniejszy. Sytuacja taka występuje jedynie wtedy, gdy otuliny są stosunkowo małe. Przy większych jej wartościach liczba rys na powierzchni betonu jest praktycznie równa niezależnie od rodzaju stosowanej stali. Na paradoks ten zwracał uwagę Base [35] już w latach osiemdziesiątych, ale nie znalazło to istotnego oddźwięku wśród badaczy zajmujących się zastosowaniem związków przyczepności do analizy pracy konstrukcji. Warto jeszcze zwrócić uwagę, iż największe wątpliwości tego typu występują, jeżeli ma się do czynienia ze zginaniem, a w większości prac autorzy ograniczają się do analizy elementów rozciąganych.

Przedstawione zastrzeżenia nie oznaczają jednak, że koncepcja powiązania procesów zarysowania i przyczepności jest błędna. Wymaga ona po prostu uściślenia i doprecyzowania. W szczególności trzeba uwzględnić występowanie w konstrukcji rys wewnętrznych i precyzyjnie określić ich rolę w zależności od rodzaju obciążenia – rozciąganie, zginanie. Konieczne jest też uzmysłowienie sobie wpływu nierównoczesnego powstawania rys pierwszego rzędu. Nie chodzi przy tym o precyzyjną analizę probabilistyczną, lecz jedynie o to, jaka jest tego konsekwencja dla kształtowania się przyczepności. Zagadnienia te szczegółowo omówiono w rozdziałach czwartym oraz piątym.

Pomimo opisanych istotnych braków sama koncepcja oparcia analizy zjawiska zarysowania na wspólnych z przyczepnością podstawach stanowi duży postęp w kierunku lepszego zrozumienia zasad funkcjonowania konstrukcji po zarysowaniu. Jej istota sprowadza się do rozwiązania układu równań, który składa się z następujących elementów:

Równań równowagi dla określonego typu przekroju uwzględniających występowanie poślizgu. Efekt ten osiąga się w ten sposób, że zakres obowiązywania prawa płaskich przekrojów dotyczy jedynie stali w strefie rozciąganej i ewentualnej strefy ściskanej.

Zależności między τ_b i zmianą ε_s . Ma ona następującą postać:

$$\frac{d\varepsilon_s(x)}{dx} = \frac{4\tau_b(x)}{E_s d_b} \quad (3.12)$$

Uogólnionego warunku zgodności odkształceń, który w strefie rozciąganej „zastępuje” prawo płaskich przekrojów. Ma on postać podaną wzorem (3.11).

Funkcji przyczepności, która pozwala powiązać wartość τ_b z innymi występującymi w tych równaniach niewiadomymi.

Podstawowymi niewiadomymi są funkcje $\varepsilon_{cl}(x)$, $\varepsilon_s(x)$, $\tau_b(x)$ oraz $\Delta(x)$. Jeżeli analizowany jest element posiadający strefę ściśkaną, to dodatkową niewiadomą może być funkcja opisująca zmiany odkształceń w skrajnych włóknach tej strefy $\varepsilon_c(x)$. Zależności między odkształceniami i naprężeniami zarówno w odniesieniu do stali, jak i betonu bazują na założeniu o liniowo sprężystym charakterze zachowania się tych materiałów pod działaniem obciążeń użytkowych.

Szczegółowa postać rozwiązania równania (3.11) zależy w głównej mierze od przyjętej postaci funkcji przyczepności. Może więc służyć do oceny trafności wyboru i przydatności tejże funkcji z punktu widzenia analizy konstrukcji. Na ocenę tę składa się zarówno funkcjonalność otrzymanego rozwiązania, jak i potencjalna dokładność związana z występowaniem parametrów przyczepności i ewentualnymi uproszczeniami.

Najprostsze rozwiązania można otrzymać na bazie funkcji przyczepności zaliczonych do trzeciej grupy. Prostota matematyczna pozwala analizować pewne dodatkowe zjawiska, znane z wyników badań eksperymentalnych. Twórcy funkcji przyczepności [23] w postaci opisanej równaniem (3.8) uwzględniają, że w osiowo rozciągającym elemencie przebieg odkształceń w betonie w przekroju poprzecznym jest niejednorodny. Wartość siły w betonie w dowolnym przekroju jest równa

$$F_c(x) = \gamma \varepsilon_{cl}(x) E_c \quad (3.13)$$

We wzorze tym γ jest współczynnikiem uwzględniającym to zróżnicowanie odkształceń, a ε_{cl} jest odkształceniem w betonie we włóknach przylegających do zbrojenia. Autorzy sugerują stałą wartość $\gamma = 0,25$, niezależną ani od położenia przekroju, ani od poziomu obciążenia. Warunek równowagi sił ma postać

$$\sigma_{s0} A_s = \varepsilon_s(x) E_s A_s + \gamma \varepsilon_{cl}(x) E_c A_c \quad (3.14)$$

Stopniowy przyrost siły w betonie w miarę oddalania się od rysy (dla rysy $x = 0$) jest efektem działania naprężeń przyczepności, co można zapisać następująco (jest to inna postać równania (3.12)):

$$\gamma \varepsilon_{cl}(x) E_c A_c = \int_0^x \pi d_b \tau_b(\xi) d\xi \quad (3.15)$$

Występująca we wzorze (3.15) funkcja $\tau_b(x)$ opisana jest wzorem (3.8), więc odkształcenia w betonie rozciągającym zmieniają się zgodnie z zależnością

$$\varepsilon_{cl}(x) = \frac{8\pi d_b}{\gamma E_c A_c} \tau_{b, \max} \frac{x^2}{l_b} \left(\frac{2x}{l_b} + \frac{1}{2} \right) \quad (3.16)$$

Ich maksymalna wartość, w połowie odległości pomiędzy rysami wynosi

$$\varepsilon_{cl} \left(x = \frac{l_b}{2} \right) = \frac{3\pi d_b l_b}{\gamma E_c A_c} \tau_{b, \max} \quad (3.17)$$

Wykorzystując równanie równowagi (3.14) oraz wzór (3.16), można wyliczyć $\varepsilon_s(x)$ i w konsekwencji poślizg zbrojenia w przekroju $x = 0$ (połowa szerokości rysy), całkując równanie (3.11) w granicach od zera do $l_b/2$.

Po przekształceniach otrzymuje się następującą zależność pozwalającą obliczyć szerokość rozwarcia rysy:

$$w = l_b \left[\varepsilon_0 - \frac{10}{3} l_b \left(1 + \frac{\gamma}{\alpha_e \rho} \right) \frac{\rho}{\gamma E_c d_b} \tau_{b, \max} \right] \quad (3.18)$$

Występująca we wzorze wartość $\tau_{b, \max}$ jest funkcją ε_0 . Postać równania (3.18) jest zgodna z trendami obserwowanymi podczas badań związanych z zarysowaniem. Szerokość rozwarcia rysy jest w szczególności tym większa, im mniejszy jest stopień zbrojenia a większa średnica pręta zbrojeniowego. Wpływ przyczepności – korzystny – uwzględniany jest dzięki $\tau_{b, \max}$. Ten składnik może być „udoskonalany” w miarę postępu w badaniach nad przyczepnością. Taka struktura wzoru jest więc ze wszech miar użyteczna, a tym samym legitymizuje użyteczność funkcji przyczepności w postaci (3.8). Mankamentem rozwiązania jest natomiast sposób ustalania rozstawu rys – l_b . Brane są wtedy pod uwagę identyczne czynniki jak we wzorze (3.18), ale według innych niespójnych koncepcji. Konkludując, można stwierdzić, że w takiej sytuacji zbieżność wyników teoretycznych i eksperymentalnych wcale nie musi oznaczać poprawności przyjętych założeń.

Im bardziej skomplikowana staje się funkcja przyczepności, tym bardziej złożone są formuły opisujące $\varepsilon_{cl}(x)$, $\varepsilon_s(x)$, $\tau_b(x)$ oraz $\Delta(x)$. Ilustruje to próba zastosowania do opisu zarysowania funkcji w postaci (3.9). Ponieważ zależy ona od $\Delta(x)$, podstawowe równanie różniczkowe otrzymuje się więc wykorzystując standardowo równanie równowagi sił, warunek zgodności przemieszczeń (3.11) oraz zależność między zmianami odkształceń w stali a wartością naprężeń przyczepności w danym przekroju. Ogólna postać równania jest wtedy następująca:

$$\frac{d^2 \Delta(x)}{dx^2} = \frac{4\tau_b(x)}{E_s d_b} (1 + \rho \alpha_e) \quad (3.19)$$

Na podstawie zależności (3.9) można podać rozwiązanie tego równania w postaci zamkniętej

$$\Delta(\xi) = Ae^{c\xi} + Be^{-c\xi} - \frac{1}{k} \left[l_t C \xi^2 + D + \frac{2C}{ak} \right] - \frac{aE}{\left(\frac{\pi}{2l_t} \right)^2 + ak} \cos\left(\frac{\xi\pi}{2} \right) \quad (3.20)$$

gdzie $\xi = x/l_t$, $c = \sqrt{akl_t}$ i $l_t = l_b/2$.

Wzór (3.20) zawiera sześć stałych A – E oraz k (jeżeli założyć się, że l_t jest wartością znaną). Autorzy podają jedynie pięć warunków brzegowych – trzy dla przekroju, gdzie $\xi = 0$ i dwa dla $\xi = 1$. Co więcej, są one mocno kontrowersyjne, gdyż zakładają między innymi, że w połowie odległości między rysami odkształcenia w stali i betonie są identyczne. Jest to prawdziwe tylko wtedy, gdy poziom obciążenia jest zbliżony do rysującego. Po jego wzroście warunek ten nie jest spełniony. Oznacza to, że zastosowanie tej koncepcji jest bardzo ograniczone. Nie ma też możliwości precyzyjnego zdefiniowania stałych l_t i k i powiązania ich z wynikami badań nad przyczepnością.

Funkcje przyczepności zaliczone do pierwszej grupy są najbardziej popularne, ale oprócz opisanych już braków i wad sprawiają również problemy matematyczne. Polegają one na kłopotach z otrzymaniem rozwiązań. Stosując do nich opisane już procedury, otrzymuje się następujące równanie różniczkowe:

$$\frac{d^2 \Delta(x)}{dx^2} - \frac{4(1 + \alpha_e \rho)}{d_b E_s} \frac{\tau_{b, \max}}{s_{\max}^\alpha} \Delta(x)^\alpha = 0 \quad (3.21)$$

Jest to nieliniowe równanie, które ma zamknięte rozwiązania jedynie dla niektórych warunków brzegowych. Jeżeli początek układu współrzędnych przyjmie się w połowie odległości pomiędzy sąsiadującymi rysami, to dla obciążeń zbliżonych do rysującego można przyjąć warunki brzegowe w postaci:

$$\varepsilon_{ct}(x=0) = \varepsilon_s(x=0) \quad \text{oraz} \quad \Delta(x=0) = 0 \quad (3.22)$$

Przy takich warunkach brzegowych równanie (3.21) ma następujące rozwiązanie:

$$\Delta(x) = \left[\frac{2(1 - \alpha)^2 (1 + \alpha_e \rho) \tau_{b, \max}}{(1 + \alpha) E_s} \frac{x^2}{s_{\max}^\alpha d_b} \right]^{\frac{1}{1 - \alpha}} \quad (3.23)$$

Rozkład naprężeń w stali można wyznaczyć całkując zależność (3.24), która wynika ze wzorów (3.12) i (3.1).

$$\sigma_s(x) = \int_0^x \frac{d\sigma_s(\xi)}{d\xi} d\xi = \frac{4\tau_{h,\max}}{d_b s_{\max}^\alpha} \int_0^x \Delta^\alpha(\xi) d\xi \quad (3.24)$$

Zgodnie z założeniami wartość naprężeń w przekroju $x=0$ jest równa $\sigma_s^I = \alpha_e f_{ctm}$, natomiast na krawędzi elementu (w rysie) $\sigma_s^{II} = \frac{f_{ctm}(1 + \alpha_e \rho)}{\rho}$. Pozwala to z jednej strony wyznaczyć stałą całkowania w równaniu (3.24) i podać taką wartość $x = l_b$, która odpowiada połowie odległości pomiędzy rysami. W konsekwencji szerokość rozwarcia rysy oblicza się jako podwojoną wartość $\Delta(x = l_b)$ według wzoru (3.23). Przy obciążeniach przekraczających obciążenie rysujące nie można założyć równości odkształceń w stali i betonie w żadnym przekroju i równanie (3.21) nie ma rozwiązania w postaci analitycznej. Można się spotkać z próbami wykorzystania szeregów [13] lub metody Runge–Kutty [3]. Ogranicza to jednak praktyczne zastosowania takich lub nieco tylko zmodyfikowanych funkcji przyczepności.

Często stosowaną praktyką w sytuacji, kiedy wykorzystuje się funkcje postaci $\tau_b = \tau(\Delta)$ jest stosowanie metody różnic skończonych. Pozwala to, zastępując odpowiednie równania różniczkowe równaniami różnicowymi, uwzględniać rzeczywiste warunki brzegowe. Prowadzi to do następujących zależności:

a) naprężenia w stali

$$\sigma_{s,i+1} = \sigma_{s,i} - \frac{4\tau}{d_b} \Delta x \quad (3.25)$$

b) naprężenia w betonie

$$\sigma_{c,i+1} = \sigma_{c,i} + \frac{\sigma_{s,i} - \sigma_{s,i+1}}{A_c} A_s \quad (3.26)$$

c) poślizg zbrojenia

$$\Delta_{i+1} = \Delta_i - \left[0,5(\varepsilon_{s,i+1} + \varepsilon_{s,i}) + 0,5(\varepsilon_{c,i+1} + \varepsilon_{c,i}) \right] \Delta x \quad (3.27)$$

Procedura postępowania polega na ustaleniu warunków brzegowych, dotyczących wartości naprężeń w stali i betonie oraz naprężeń przyczepności dla danego poziomu obciążenia. Następnie stosuje się metodę iteracyjną, polegającą na przyjęciu wstępnej

wartości poślizgu przy czole elementu – Δ_f i obliczeniu wartości σ_{si} , σ_{ci} i Δ_f w kolejnych przekrojach, aż do końca elementu. Kryterium zbieżności polega na sprawdzeniu, czy $\sigma_{si} \cong \sigma_{s0}$. Jeżeli $\sigma_{si} \neq \sigma_{s0}$, to procedurę powtarza się zmieniając wartość Δ_f . Problemem jest natomiast przyjęcie wartości τ_b . Jeżeli korzysta się z zależności $\tau = \tau(\Delta)$, to w miejscu ekstremalnych wartości Δ , występują też ekstremalne wartości τ_b . W rzeczywistości na brzegu jest zawsze $\tau_b = 0$. Aby wyniki teoretyczne nie odbiegały od wyników eksperymentalnych, modyfikuje się $\tau = \tau(\Delta)$ przyjmując, że na odcinku o długości równej dwuipółkrotności grubości otuliny przylegającym do czoła próbek przyjmuje się, że naprężenia zmieniają się tu liniowo od zera. Jedynie w ten sztuczny sposób możliwe było uzyskanie sensownych rozkładów odkształceń w stali i betonie w analizowanych elementach [36]. Stosowanie metody różnic skończonych pozwala analizować nie tylko najprostsze przypadki obciążenia – elementy osiowo rozciągane, ale i zginane. Niewiadomymi są wtedy naprężenia w stali $\sigma_s(x)$, w betonie $\sigma_{ci}(x)$, położenie osi obojętnej $y(x)$ oraz wartość poślizgu $\Delta(x)$ (naprężenie w betonie w strefie ściskanej można wyznaczyć z prawa płaskich przekrojów). Te cztery niewiadome są powiązane ze sobą za pomocą dwóch równań równowagi przekroju – momentów i sił na analizowanym wycinku belki o długości dx oraz równaniem (3.11) i równaniem (3.12). Skomplikowanie układu równań powoduje często, że funkcje przyczepności przyjmuje się w najprostszej z możliwych postaci – (3.3) [37].

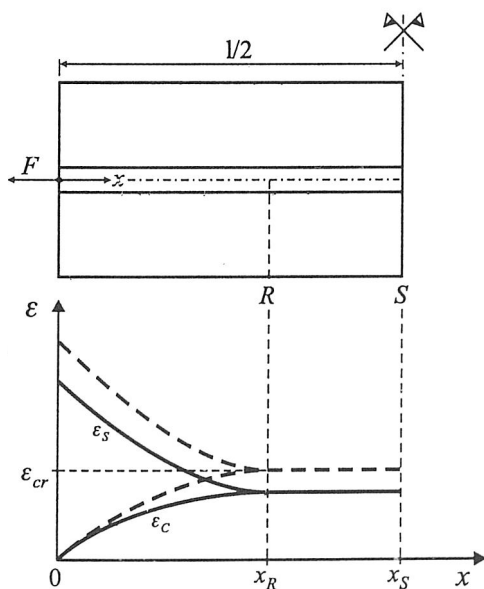
Wśród prac omawianych w poprzednim rozdziale jest wiele opracowań zajmujących się między innymi wpływem strzemion na przyczepność. Zwiększają one wytrzymałość otuliny na rozłupanie i modyfikują przebieg odkształceń w stali i betonie. Ten drugi aspekt ich oddziaływania wiąże się bezpośrednio z zarysowaniem – rozstawem i w konsekwencji również szerokością rozwarcia rys. Podobne wnioski wynikają też z badań, których autorzy [38], nie wnikając w zagadnienia przyczepności, stwierdzili, że strzemiona, lub też bardziej ogólnie – zbrojenie poprzeczne zmieniają istotnie rozstaw rys. Możliwość uwzględnienia tego zjawiska na poziomie analizy przyczepności wydaje się bardzo interesująca.

W elemencie osiowo rozciąganym miejsce powstania pierwszej rysy ma charakter losowy. W jej otoczeniu naruszona zostaje pierwotna przyczepność na odcinku o długości x_R (tzw. *transfer length*) [39]. Wraz ze wzrostem obciążenia rośnie długość tego odcinka (rys. 3.1). W przekroju oddalonym od rysy o x_R zachodzi równość odkształceń $\varepsilon_s = \varepsilon_{ci}$. Przy odpowiednim poziomie obciążenia wartość x_R wyznacza odległość, w której pojawi się rysa. Jeżeli x_R jest mniejsze od rozstawu strzemion s , to sytuacja taka będzie miała miejsce, tzn. tam właśnie pojawi się pierwsza z rys. Jeżeli natomiast teoretyczna wartość $x_R > a$, to sytuacja komplikuje się. Przy sztywnym połączeniu zbrojenia głównego ze strzemionami (lub zbrojeniem poprzecznym) jego poślizg jest równy zeru, co oznacza, że przy strzemionach musi być $\varepsilon_s > \varepsilon_{ci}$ po „lewej” stronie strzemiona i $\varepsilon_s = \varepsilon_{ci}$ – po „prawej”. Równość tych odkształceń utrzymuje się na całym odcinku pomiędzy kolejnymi strzemionami. Rysa może się pojawić w dowolnym punkcie tego

przedziału. Jeżeli jednak odległość pomiędzy strzemionami nie jest zbyt duża, to rysa powstanie tuż przy zbrojeniu poprzecznym, ponieważ właśnie tam beton jest nieco słabszy. Należy jednak zaznaczyć, że rozumowanie to jest w pełni uzasadnione jedynie wtedy, jeśli połączenie zbrojenia ze strzemionami jest sztywne. Jeżeli tak nie jest, to poślizg zbrojenia nie równa się zero, ale jest jedynie istotnie zmniejszony. Wpływa to na wzrost odkształceń w betonie w tym przekroju. Warto przy tym pamiętać, że towarzyszy temu skokowa zmiana odkształceń w betonie i stali po obu stronach tego przekroju.

Opisany mechanizm dość realistycznie opisuje zachowanie się elementów osiowo rozciąganych i potwierdzony jest wynikami innych badań. Analiza taka nawiązuje do problemów przyczepności, ale wymaga szczegółowych obliczeń dla każdego konkretnego układu strzemion i parametrów przyczepności. Bardziej ogólne rozwiązania tego zagadnienia muszą prowadzić do jakiejś ingerencji w opisywany już układ podstawowych równań. Creazza i Di Marco [37] stwierdzili, że obecność strzemion, zmniejszając wartość przemieszczeń (odkształceń) w betonie, zwiększa wartość poślizgu zbrojenia. Sugerują modyfikację zależności (3.11) przez wprowadzenie parametru $\xi > 1$, sztucznie zwiększającego odkształcenia w stali do wartości $\xi \varepsilon_s$. Kontrowersyjny jest sposób jego wyznaczania, ale sama koncepcja budzi zainteresowanie.

Pojawiają się także próby połączenia analiz związanych z przyczepnością z metodami mechaniki kruchego pęknięcia [9], [40], [41]. Interesujące w tym podejściu jest określanie wartości energii rozpraszanej w wyniku odpajania się stali od betonu (*de-bonding*) i poślizgu.



Rys. 3.1. Rozwój odcinka naruszenia przyczepności x_R

Fig. 3.1. Development of the bond length x_R

Wartość poznawcza tych rozwiązań jest jednak niewspółmiernie mała do stopnia skomplikowania użytych narzędzi. Jest to skutkiem licznych uproszczeń, czynionych po to, aby w ogóle otrzymać zamknięte rozwiązania lub chociaż taką ich postać, która może być analizowana numerycznie. Przykładowo, zakłada się stałą wartość naprężeń przyczepności na odcinku pomiędzy rysami lub wykorzystuje się wartości rozstawu rys określone według EC2.

Podsumowując powyższy przegląd można stwierdzić, że czynione były liczne próby opracowania metody pozwalającej zastosować wyniki analizy nad przyczepnością do opisu procesu zarysowania. Trudno je jednak uznać za zadowalające. Podstawowe zastrzeżenia można pogrupować następująco:

- Użycie funkcji przyczepności niezgodnych z wynikami badań eksperymentalnych.
- Niewłaściwe przyjmowanie warunków brzegowych, szczególnie przy zaawansowanych poziomach obciążenia.
- Praktyczny brak opisu mechanizmów powstawania rys wewnętrznych.
- Opracowanie modeli nie dla konstrukcji, lecz dla elementów badawczych z pominięciem różnic w sposobie przyłożenia obciążenia.
- Relatywnie skomplikowana postać formuł obliczeniowych.

Stosunkowo najlepsze robią wrażenie i mają perspektywy praktycznego zastosowania te metody, które wykorzystują najprostsze funkcje przyczepności. W tym też kierunku idą od wielu już lat prace Beeby. W publikacji [42] stwierdzono, że uzasadnione jest przyjęcie następujących tez, które pozwalają dużo prościej analizować zagadnienia zarysowania i zmian sztywności:

- Przebieg naprężeń w stali jest praktycznie liniowy.
- Naprężenia przyczepności rosną do pewnego poziomu wraz ze wzrostem obciążenia, aby następnie osiągnąć już stałą wartość.
- Rozstaw rys jest proporcjonalny do grubości otuliny i nie zależy od średnicy ani stopnia zbrojenia.
- Rysy wewnętrzne powstają przy czole elementu (rysie) dosyć szybko; początkowo są stabilne, dopiero przy znacznym obciążeniu następuje ich dalszy rozwój.

Niektóre tezy są kontrowersyjne, ale przyjęcie stałego i niezależnego od warunków przyczepności rozstawu rys istotnie upraszcza dalsze obliczenia.

W tym kontekście nie dziwi, że normy projektowe w różnych krajach nie uwzględniają praktycznie efektów prac związanych z przyczepnością do obliczania rozstawu i szerokości rozwarcia rys. Wykorzystują one proste pół empiryczne formuły, w których można znaleźć jedynie ślady wpływów mechanizmów przyczepności. Przykładowo EC2 podaje następujący sposób obliczania średniej szerokości rozwarcia rysy. Ogólny wzór ma typową postać

$$w_k = s_{r, \max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.28)$$

O uwzględnieniu aspektów przyczepności można mówić w odniesieniu do ustalania maksymalnego rozstawu rys $s_{r, \max}$. Jest on określony wzorem

$$s_{r, \max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4}{\rho_{p, \text{eff}}} d_b \quad (3.29)$$

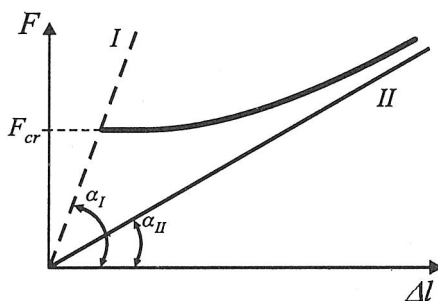
We wzorze tym współczynnik k_2 może przyjmować wartość 0,8, jeżeli użyty pręt wykazuje dobrą przyczepność (żebrowany) lub 1,6, gdy jego powierzchnia jest relatywnie gładka (np. stal sprężająca). Trudno to uznać za wyrafinowane uwzględnienie wyników badań nad przyczepnością. Podobnie przy określaniu różnicy między odkształceniami w stali i betonie uwzględnia się jedynie w zgrubny sposób przyrost tej różnicy, wynikający z efektów działania obciążeń długotrwałych.

3.3. Analiza zjawiska zmian sztywności wywołanych powstawaniem i rozwojem rys

Analizując nośność konstrukcji, można całkowicie pominąć ewentualny wpływ betonu w strefie rozciąganej. Z chwilą gdy obciążenie jest już mocno zaawansowane, w elemencie występuje cały szereg rys i właśnie te przekroje decydują o nośności. Oczywiście że w przekroju zarysowanym może występować strefa rozciąganego betonu, ale ma ona bardzo niewielki zasięg. Mała powierzchnia tego betonu w połączeniu z niewielką, około 100-krotnie mniejszą wytrzymałością betonu na rozciąganie niż stali, pozwala czynnik ten pominąć w analizie nośności, a popełniany przy tym błąd jest bardzo mały. W praktyce inżynierskiej zakłada się wręcz, że rysa dochodzi do osi obojętnej i w ogóle nie ma betonu pracującego w strefie rozciąganej. Uproszczenie to działa na korzyść bezpieczeństwa konstrukcji. Dotyczy to oczywiście sytuacji, kiedy analizujemy typowe elementy żelbetowe, tzn. tak zaprojektowane, że maksymalne wartości sił, które mogą powstać w ściskany beton i zbrojeniu są porównywalne. W skrajnym przypadku, jeżeli stopień zbrojenia jest zbliżony do minimalnego rola rozciąganego betonu w przekroju zarysowanym staje się nieco istotniejsza. Są to jednak bardzo nietypowe sytuacje.

Zdecydowanie inna jest rola rozciągniętego betonu, kiedy przedmiotem analizy jest nie nośność elementu, ale jego sztywność. Zagadnienia związane z odkształcalnością konstrukcji dotyczą działania obciążeń użytkowych, znacznie mniejszych niż niszczące. Wzrasta wtedy rola betonu rozciąganego nie tylko w przekroju zarysowanym, ale głównie w przekrojach znajdujących się pomiędzy rysami. Oczywiście odkształcenia w tym betonie (i naprężenia) są ograniczone i znacznie mniejsze od odkształceń panujących w stali (zarysowanie umożliwiło poślizg zbrojenia względem betonu). Z drugiej jednak strony pole powierzchni tego betonu jest wielokrotnie większe niż

pole powierzchni zbrojenia. Jeżeli rozstaw rys nie jest zbyt mały a ich szerokość na-
zbyt duża, to udział betonu staje się znaczący. Na rysunku 3.2 pokazano schematycz-
nie wpływ tego betonu na zmiany sztywności rozciąganego elementu żelbetowego.
Prosta oznaczona *I* opisuje zależność pomiędzy zmianą wartości siły rozciągającej *F*,
a wydłużeniem elementu Δl przy założeniu idealnej współpracy stali i betonu.
Tangens kąta α_I jest proporcjonalny do sztywności przekroju (elementu). Na sztyw-
ność tę wpływa zarówno pole powierzchni stali i jej moduł sprężystości, jak i pole
powierzchni betonu i jego moduł sprężystości. Najczęściej operuje się wtedy dobrze
znanym z klasycznej wytrzymałości materiałów pojęciem sprowadzonej powierzchni
przekroju, obliczanej przy założeniu, że odkształcenia w betonie i stali są identycz-
ne, tzn. zakłada się istnienie idealnej pierwotnej przyczepności pomiędzy tymi mate-
riałami.



Rys. 3.2. Schematyczny widok zmian sztywności wywołany zarysowaniem

Fig. 3.2. Schematic diagram of stiffness' changes caused by cracking

Jeżeli dodatkowo przyjmie się, że oba materiały są ciałami liniowo sprężystymi,
to sztywność przekroju można obliczać ze wzoru (3.28):

$$B_I = E_c A_{sp} = E_c A_c (1 + \alpha_e \rho) \quad (3.30)$$

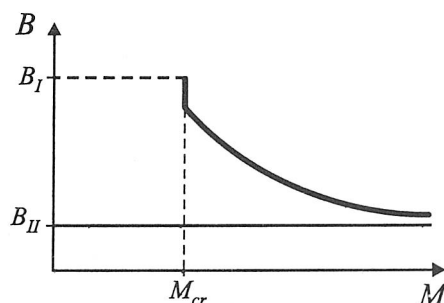
Prosta oznaczona symbolem *II* opisuje odkształcenia przekroju, w którym całe
obciążenie jest przenoszone jedynie przez stal zbrojeniową. W tej sytuacji sztywność
jest równa

$$B_{II} = E_s A_s = E_c A_c \alpha_e \rho \quad (3.31)$$

Przy typowym stopniu zbrojenia i klasie betonu, sztywność B_I jest od kilku do kil-
kunastu razy większa niż B_{II} . Linia ciągłą na rysunku zilustrowano rzeczywiste za-
chowanie się rozciąganego elementu. Do czasu pojawienia się rys, tzn. dopóki $F \leq F_{cr}$,
sztywność elementu jest stała i odpowiada wartości B_I . Z chwilą pojawienia się rys

następuje skokowy przyrost wydłużenia elementu. Jest on równy w przybliżeniu sumarycznej szerokości rozwarcia powstałych rys. Na rysunku odpowiada mu linia pozioma. Dalszy wzrost obciążenia powoduje stopniowy spadek sztywności elementu, przejawiający się zbliżaniem tej linii do prostej II , która charakteryzuje pełne zarysowanie. Wiąże się to z narastającymi poślizgami zbrojenia względem otaczającego betonu. Warto przy tym zwrócić uwagę, że pojawiające się wtedy dodatkowe rysy jedynie w bardzo niewielkim stopniu zakłócają regularny przebieg tej zależności. Są to rysy drugiego rzędu, które zanim pojawią się na powierzchni betonu, istnieją już przy zbrojeniu. Gdy stają się widoczne na zewnątrz elementu, doprowadzają do zmniejszenia się różnicy w odkształceniach danego elementu, mierzonych tuż przy zbrojeniu i na zewnętrznej powierzchni elementu. Pomimo rozwoju rys zawsze wydłużenie elementu żelbetowego będzie mniejsze niż analogicznego elementu, składającego się wyłącznie ze stali zbrojeniowej.

Zmiany sztywności, związane z powstaniem i rozwojem rys, odgrywają szczególnie istotną rolę w przypadku elementów zginanych – belek. Wynika to z faktu, że w odniesieniu do elementów o dużych rozpiętościach, stan graniczny ugięcia może determinować wymiary jego przekroju. Na rysunku 3.3 pokazano schematycznie przebieg zmian sztywności na zginanie w funkcji obciążenia.



Rys. 3.3. Wykres zmian sztywności na zginanie w funkcji obciążenia

Fig. 3.3. Schematic diagram of flexural stiffness' changes versus loading

W przypadku obciążeń krótkotrwałych sztywność przekroju niezarysowanego jest równa $B_I = E_c I_{sp}'$. Symbol I_{sp}' oznacza sprowadzony moment bezwładności przekroju, obliczony przy założeniu, że stal i beton są materiałami liniowo sprężystymi, a przyczepność jest idealna. Przy wyższych klasach betonu jest to założenie poprawne, gdyż ewentualne wpływy odkształceń plastycznych betonu w strefie rozciąganej są porównywalne z losowymi fluktuacjami podstawowych parametrów mechanicznych betonu, tzn. E_c i f_{ctm} . Gdy obciążenie osiągnie wartość odpowiadającą momentowi rysującemu M_{cr} , następuje skokowa zmiana tej sztywności. Im stopień zbrojenia prze-

kroju jest mniejszy, tym zmiana ta jest wyraźniejsza. Wiąże się ona z powstaniem rys zwiększających w istotny sposób odkształcenia elementu. W rzeczywistości linia opisująca spadek sztywności nie jest stricte pionowa, gdyż losowy charakter wytrzymałości betonu na rozciąganie powoduje, że rysy nie powstają równocześnie, lecz pojawiają się sukcesywnie w pewnym przedziale obciążeń wokół wartości $M_{cr}(f_{cm})$. W konwencji deterministycznej opis taki jest jednak poprawny. Podobnie jak w odniesieniu do elementów rozciąganych, dalszy wzrost obciążenia powoduje stopniowy spadek sztywności, związany ze wzrostem szerokości rozwarcia rys i pojawianiem się nowych. Te ostatnie są rysami drugiego rzędu, które powstały w wyniku dotarcia rys wewnętrznych do zewnętrznej powierzchni betonu. Krzywa opisująca sztywność zbliża się do linii wyznaczonej przez wartość B_{II} , ale zawsze pozostaje ponad nią. $B_{II} = E_c I_{sp}''$, jest sztywnością na zginanie przekroju, w którym powstała rysa, sięgająca bezpośrednio do osi obojętnej. Odpowiadający jej moment bezwładności wyznacza się przy tych samych założeniach, jakie stosuje się podczas obliczania I_{sp}' . Praktycznie nie ma istotniejszych kontrowersji przy wyznaczaniu sztywności elementu w sytuacjach krańcowych, tzn. w obliczaniu B_I i B_{II} . Istota problemu koncentruje się na dwóch zagadnieniach:

- a) ustaleniu wartości skokowej zmiany sztywności, pojawiającej się w chwili zarysowania,
- b) określeniu przebiegu krzywej, odpowiadającej stopniowemu rozwojowi zarysowania i związanemu z tym spadkowi sztywności.

Krzywa opisująca zmiany sztywności po zarysowaniu leży poniżej linii odpowiadającej idealnej współpracy stali i betonu w strefie rozciąganej i powyżej linii wyznaczonej przy założeniu, że o sztywności decyduje wyłącznie stal zbrojeniowa. Opisując jej przebieg można więc określić, że uwzględnia ona „usztywnienie” stali, wynikające z korzystnego oddziaływania betonu między rysami – znajduje się powyżej linii o rzędnej równej B_{II} . Ten korzystny efekt nazywany jest w literaturze anglojęzycznej *tension stiffening*. Oznacza on wzrost sztywności ponad wartość B_{II} , uzyskany dzięki betonowi znajdującemu się w obszarze między rysami. Możliwe jest też alternatywne podejście do tego samego zagadnienia. Polega ono na porównaniu aktualnej sztywności elementu po zarysowaniu z wartością B_I . Spadek wartości sztywności można wtedy określić jako „mięknienie” sztywności. Angielskie określenie *tension softening* wiąże się z spadkiem naprężeń w betonie przy rosnących odkształceniach. Takie podejście do zagadnienia jest charakterystyczne dla koncepcji operujących pojęciem rysy rozmytej oraz mechaniki kruchego pęknięcia.

Doświadczalne wyznaczenie sztywności elementu osiowo rozciąganego można sprowadzić do określenia całkowitego jego wydłużenia, które powstało pod działaniem siły F . Podczas badań nad przyczepnością mierzy się zwykle odkształcenia i na ich podstawie określa wydłużenie. Wymaga to zachowania uwagi. Przy interpretacji otrzymanych wyników należy wziąć pod uwagę sposób obciążania elementu. Gdyby

element był rozciągany w ten sposób, że obciążenie przyłożone jest do betonu, to całkowite wydłużenie elementu można obliczyć całkując wartość odkształceń w stali po długości tego elementu. Alternatywnym rozwiązaniem, które musi dać analogiczny wynik jest całkowanie odkształceń w betonie i dodanie do nich sumy szerokości rozwarcia wszystkich rys. Oczywiście pierwszy ze sposobów jest łatwiejszy. Jeżeli obciążenie przyłożone jest do prętów, a jest w przeważającej liczbie badań, obliczenia muszą być przeprowadzone w inny sposób. Dotyczy to skrajnych obszarów, usytuowanych pomiędzy miejscem występowania rysy a czołem próbki. Na tych odcinkach część z wydłużeń zbrojenia nie tyle powoduje przyrost odkształceń elementu, ile poślizg zbrojenia względem betonu (czoło próbki funkcjonuje jako dodatkowa rysa). Ten poślizg należy odjąć od obliczonego całkowitego wydłużenia. Bardzo często problem ten jest niedostrzegany. Warto też zasygnalizować problem polegający na tym, że bezpośredni pomiar wydłużenia elementu zależy od miejsca, gdzie jest on wykonywany. Będzie ono większe w bezpośrednim sąsiedztwie pręta zbrojeniowego niż przy krawędzi elementu. Wynika to z sygnalizowanego już zjawiska, polegającego na niejednorodności odkształceń w betonie w przekroju poprzecznym.

W odniesieniu do przekroju rozciąganego osiowo sztywność może być zdefiniowana w następujący sposób:

$$B = \frac{\Delta l}{l} F = \varepsilon_{avr} F \quad (3.32)$$

Występujące w tym wzorze średnie odkształcenie elementu ε_{avr} można utożsamiać ze średnim odkształceniem w zbrojeniu. Naturalne jest zatem, aby zagadnienia sztywności analizować na bazie rozważań dotyczących przyczepności, ponieważ to właśnie przyczepność w decydujący sposób wpływa na przebieg odkształceń w stali i betonie. Efekt *tension stiffening* jest często definiowany w poniższy sposób [12]:

$$\lambda = \frac{2 \int_0^{l/2} \varepsilon_s(x) dx}{\varepsilon_{s0} l} < 1 \quad (3.33)$$

W analizie zmian sztywności problemem staje się konieczny kompromis między precyzją wybranej funkcji przyczepności, a możliwością otrzymania rozwiązań w praktycznej formie. Najczęściej sprowadza się to do przyjmowania dodatkowych założeń, aby możliwe było otrzymanie rozwiązań równań różniczkowych w zamkniętej postaci. W związku z tym ocenę przydatności istniejących modeli i algorytmów postępowania oraz istotność otrzymanych rozwiązań należy rozpatrywać również pod kątem błędów, wynikających z przyjmowanych uproszczeń.

Analiza zmian sztywności bazująca na zależności (3.1) jest bardzo kłopotliwa ze względu na postać matematyczną zależności pomiędzy τ_b i Δ . Rozwiązanie równania różniczkowego w postaci zamkniętej jest możliwe jedynie dla warunków brzegowych, odpowiadających chwili powstania rysy. Analiza zjawiska usztywnienia ogranicza się więc praktycznie do obliczenia skokowej zmiany sztywności związanej z powstaniem rysy. Korzystając z równań (3.23) i (3.24), można obliczyć średnie odkształcenia w zbrojeniu na odcinku l_b :

$$\varepsilon_{avr} = \frac{1}{E_s} \int_0^{l_b} \sigma_s(x) dx = \frac{1 + 2\alpha_e \rho - \alpha}{1 + \alpha_e \rho} \varepsilon_{s0} \quad (3.34)$$

Korzystając z zależności (3.32), można teraz podać zależność pomiędzy sztywnością przekroju tuż po zarysowaniu B i sztywnością B_{II} :

$$B = \frac{B_{II} (1 + \alpha_e \rho)}{1 - \alpha + 2\alpha_e \rho} \quad (3.35)$$

Wartość skokowej zmiany sztywności podaje zależność:

$$B_I - B = B_I \left[1 - \frac{\alpha \rho_e}{1 - \alpha + 2\alpha_e \rho} \right] \quad (3.36)$$

Effekt *tension stiffening*, określony jako różnica między odkształceniami w rzeczywistym elemencie rozciągany a w samym zbrojeniu, oblicza się ze wzoru

$$\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{s0} - \varepsilon_{avr} = \varepsilon_{s0} \left[\frac{\alpha - \alpha_e \rho}{1 + \alpha_e \rho} \right] \quad (3.37)$$

Zgodnie z oczekiwaniami jest on tym większy, im lepsza jest przyczepność (większe α), a stopień zbrojenia mniejszy. Analogiczne rezultaty otrzymuje się również wtedy, gdy do analizy opartej na zależności (3.1) wprowadza się niewielkie modyfikacje. Przykładowo wprowadzenie parametru ψ uwzględniającego nierównomierny rozkład naprężeń w betonie w przekroju poprzecznym prowadzi w istocie do zastąpienia parametru $\alpha_e \rho$ przez $\alpha_e \rho / \psi$. Ponieważ $\psi < 1$, skutkuje to zmniejszeniem obliczonego efektu „wzmocnienia” stali. Możliwość obliczenia zmiany sztywności, wynikającej z powstania rysy jest niewątpliwie cenna, ale zarówno z teoretycznego, jak i szczególnie praktycznego punktu widzenia zdecydowanie istotniejsza jest informacja o dalszym spadku sztywności. Niestety model ten nie jest w stanie podać procedury, pozwalającej na obliczanie zmian sztywności w funkcji wzrastającego obciążenia.

Chęć otrzymania rozwiązań dla obciążeń większych od rysującego prowadzi do przyjmowania uproszczeń w postaci funkcji przyczepności. Gupta i Maestrini [16] krzywoliniową zależność typu (3.1) zastąpili funkcją bilinearną w poniższej postaci:

$$\tau_b(\Delta) = \begin{cases} G\Delta, & \text{dla } \Delta \leq \Delta_{\max} \\ \tau_{b,\max}, & \text{dla } \Delta > \Delta_{\max} \end{cases} \quad (3.38)$$

Jak długo obciążenia nie powodują powstania zbyt dużych poślizgów, naprężenia przyczepności są liniową funkcją poślizgu i równanie różniczkowe ma postać:

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} - k^2 \Delta = 0 \quad (3.39)$$

$$k^2 = \frac{4G(1 + \alpha_e \rho)}{E_s d_b} \quad (3.40)$$

Początek układu współrzędnych przyjęty jest w połowie odległości między rysami (równej $2a$). Jeżeli przyjmie się, że dla $x = 0$ wydłużenie stali i betonu są równe zeru, a dla $x = a$ siła w zbrojeniu jest równa wartości przyłożonego obciążenia F , to można wyznaczyć obie stałe całkowania ($C_2 = 0$) i funkcja przyjmuje postać

$$\Delta(x) = C_1 \sinh(kx) \quad (3.41)$$

gdzie

$$C_1 = \frac{F}{A_s E_s k} \frac{1}{\cosh(ka)} \quad (3.42)$$

Można teraz wyznaczyć przebieg odkształceń w stali i betonie na odcinku od $x = 0$ do $x = a$ oraz związane z tym wydłużenia stali i betonu. Wynoszą one odpowiednio:

$$\Delta_s(x) = \frac{Fx}{A_s E_s} - \frac{C_1}{1 + \alpha_e \rho} [kx \cosh(ka) - \sinh(ka)] \quad (3.43)$$

$$\Delta_c(x) = \frac{C_1 \alpha_e \rho}{1 + \alpha_e \rho} [kx \cosh(ka) - \sinh(ka)] \quad (3.44)$$

Różnica tych wydłużeń dla $x = a$ jest równa połowie szerokości rozwarcia rysy. Sztywność elementu można natomiast wyznaczyć z zależności:

$$B = \frac{aF}{\Delta_s(x=a)} = \frac{aF}{\frac{Fa}{A_s E_s} - \frac{F[kacosh(ka) - \sinh(ka)]}{A_s E_s k(1 + \alpha_e \rho) \cosh(ka)}} \quad (3.45)$$

Po uproszczeniu przyjmuje ona postać

$$B = \frac{A_s E_s}{1 - \frac{ka - \tanh(ka)}{ka(1 + \alpha_e \rho)}} = -\frac{B_{II}}{1 - \frac{ka - \tanh(ka)}{ka(1 + \alpha_e \rho)}} \quad (3.46)$$

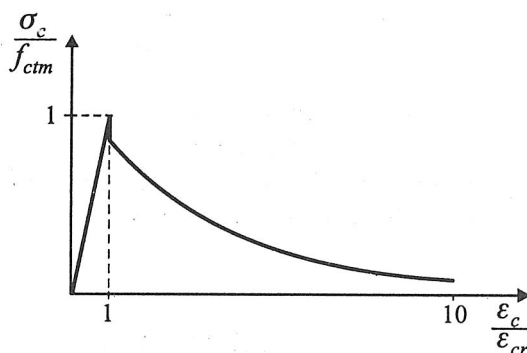
We wzorze (3.46) bardzo duże znaczenie ma parametr ka . Skończona jego wartość odpowiada skokowej zmianie sztywności, mającej miejsce w chwili powstania rys – a jest równe połowie ich rozstawu. Można jednak dokonać uogólnienia, które polega na założeniu, że może się on zmieniać w sposób ciągły od $+\infty$ do 0. Gdy ka dąży do nieskończoności, mamy wtedy do czynienia z przekrojem niezarysowanym. Sztywność obliczana za wzoru (3.46) jest wtedy równa B_I ze wzoru (3.30). Jeżeli wartość ka maleje, to maleje również sztywność, aby dla $ka = 0$ osiągnąć wartość B_{II} ze wzoru (3.29). Taka interpretacja jest możliwa pod warunkiem założenia, że rozstaw rys jest malejącą funkcją obciążenia. W rzeczywistości zdecydowana większość rys powstaje, gdy $F = F_{cr}$, później następuje okres stabilizacji, aby przy mocno zaawansowanym poziomie obciążenia na powierzchni betonu pojawiły się rysy drugiego rzędu.

Ciekawe może być nieco inne podejście do problemu zmian sztywności wywołanych zarysowaniem, polegające nie tyle na analizie efektu „usztynwienia” stali, ile na oszacowaniu zjawiska na bazie „mięknienia” betonu. Jest on szacowany na podstawie zmodyfikowanej zależności pomiędzy odkształceniami i naprężeniami w betonie. Wykres typowej zależności $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon)$ wykorzystywanej w tej koncepcji pokazano na rysunku 3.4. Podobne krzywe można też uzyskać z zależności (3.39)–(3.44). Są one podawane w postaci parametrycznej. Parametrem jest wartość ka .

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} = \frac{1 - \frac{\tanh(ka)}{ka}}{1 - \frac{1}{\cosh(ka)}} \quad (3.47)$$

$$\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{cr}} = \frac{1 + \frac{\tanh(ka)}{ka\alpha_e\rho}}{1 - \frac{1}{\cosh(ka)}} \quad (3.48)$$

W odróżnieniu od krzywej z rysunku 3.4, krzywe te nie uwzględniają skoku w wartości naprężeń w betonie w chwili zarysowania.



Rys. 3.4. Typowy wykres zależności $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon)$ służący analizie spadku sztywności po zarysowaniu

Fig. 3.4. Typical diagram of $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon)$ for analysis of stiffness decreasing after cracking

Krzywe pokazane na rysunku 3.4 można tworzyć w oparciu o różne koncepcje, ale najbardziej spójny model może być sformułowany na bazie związków przyczepności. Takie podejście do problemu prezentowali jeszcze między innymi Gilbert i Warner [43] oraz ci wszyscy, którzy korzystali z metod mechaniki kruchego pęknięcia, np. autorzy pracy [9].

Problem związany z interpretacją parametru ka próbowano rozwiązać w pracy [15], zakładając przedstawienie efektów zmian sztywności związanych z zarysowaniem w postaci wartości odkształcenia całkowitego ε , które składa się z tzw. odkształcenia rys ε_{cr} i odkształcenia betonu ε_{ct} . Na podstawie wzorów w pełni analogicznych do (3.41)–(3.43) można odkształcenie to zapisać w postaci

$$\varepsilon = \frac{\lambda + \alpha_e \rho}{1 + \alpha_e \rho} \frac{\sigma}{E_s \rho} \quad (3.49)$$

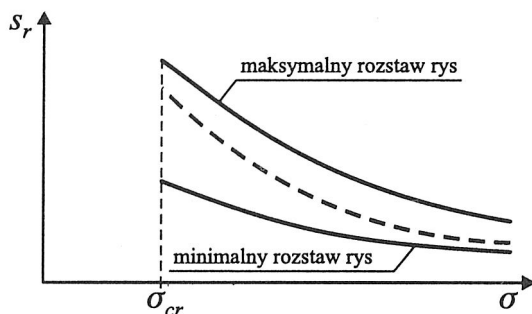
We wzorze tym $\sigma = F/A_c$ a $\lambda = \tanh(ka)/(ka)$. Efekt zmienności parametru λ osiąga się, „zapominając” o początkowym znaczeniu parametru „ a ” i eliminując go (a ściślej eliminując ka), korzystając przy tym z warunku powstania rysy w przekroju $x = 0$ w postaci $\sigma_{ct} = f_{ctm}$, co prowadzi do zależności:

$$\cosh(ka) = \frac{\sigma}{\sigma - (1 + \alpha_e \rho) f_{ctm}} \quad (3.50)$$

Wartość parametru ka staje się wtedy ciągłą funkcją wartości naprężeń $\sigma = T/A_c$.

$$\mu_c = ka = \cosh^{-1} \frac{\sigma}{\sigma - (1 + \alpha_e \rho) f_{ctm}} \quad (3.51)$$

Biorąc pod uwagę, że parametr μ_c jest zależny od rozstawu rys s_r , można częściowo uwzględnić losowy charakter tego parametru. Przy danym poziomie naprężenia (obciążenia) rozstaw rys zmienia się od wartości $s_{r, \min}$ do $s_{r, \max}$. Ze wzrostem obciążenia rzeczywisty rozstaw rys odchodzi od górnej granicy obwiedni ku dolnej (rys. 3.5).



Rys. 3.5. Obwiednia rozstawu rys w funkcji działających naprężeń

Fig. 3.5. Envelope of crack spacing in the function of stress

Prowadzi to do modyfikacji parametru $\mu_c^* = \mu_c \beta$, gdzie

$$\beta = 1 - 0,5 \frac{\sigma - (1 + \alpha_e \rho) f_{ctm}}{\rho f_y - (1 + \alpha_e \rho) f_{ctm}} \quad (3.52)$$

Obliczanie sztywności $B = F/\varepsilon$ polega na wyznaczaniu kolejno wartości β , $\mu_c^* = \mu_c \beta$ i λ przy określonej wartości $\sigma = F/A_c$. Daje to satysfakcjonujące rezultaty, jednak pod warunkiem, że „zapomnimy” zarówno o faktycznym rozstawie rys, jak i o warunkach przyczepności. Oznacza to osiągnięcie dobrych praktycznych rezultatów, ale kosztem spójności rozważań.

Prostsze matematycznie funkcje przyczepności, zaliczone do trzeciej grupy, pozwalają na łatwiejsze obliczanie przebiegu odkształceń w stali na odcinku między rysami i w konsekwencji na określanie zmian sztywności. Nie oznacza to jednak całkowitej eliminacji opisywanych problemów. Korzystając przykładowo w sposób konsekwentny z zależności (3.10) i (3.12), można podać zależność $\sigma_s(x)$ w poniższej postaci:

$$\sigma_s(x) = \sigma_0 - \frac{4f_u \tau_{b, \max} l_b}{d_b \pi^3} (\pi^2 - 2) + \frac{4f_u \tau_{b, \max}}{d_b l_b^2} \left\{ \left[\frac{2l_b^3}{\pi^3} - \frac{l_b}{\pi} x^2 \right] \cos \frac{\pi x}{l_b} + 2 \left(\frac{l_b}{\pi} \right)^2 x \sin \frac{\pi x}{l_b} \right\} \quad (3.53)$$

Ze wzrostem obciążenia rośnie długość odcinka l_b , która jest dana zależnością

$$l_b = k_p \frac{F}{(1 + \alpha_e \rho) \pi d_b} \quad (3.54)$$

Korzystając z zależności (3.54), można już obliczyć wydłużenie stali na odcinku o długości równej długości naruszenia przyczepności i w konsekwencji sztywność elementu. Po przekształceniach prowadzi to do wzoru:

$$B = \frac{B_l}{1 - \frac{f_u u_m k_p (\pi^2 - 6)}{\pi^3 (1 + \alpha_e \rho)}} \quad (3.55)$$

Z pozoru wydaje się, że wzór (3.55) spełnia stawiane wymagania, łącząc parametry opisujące przyczepność (f_u , u_m i k_p) i podstawowe charakterystyki przekroju α_e i ρ . Bardziej szczegółowa analiza wykazuje jednak występowanie poważnych usterek, będących konsekwencją przyjęcia warunku brzegowego w przekroju $x = 0$ w postaci $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$. Problemem jest też ustalenie zależności pomiędzy l_b a rozstawem rys.

Przebieg odkształceń w stali w zarysowanym elemencie zależy od występującego tam układu rys. Będzie on zależny między innymi od jednorodności betonu. Jeżeli jest ona bardzo dobra, to kilka rys pojawia się praktycznie przy tym samym poziomie obciążenia. Przy relatywnie dużej zmienności wytrzymałości betonu na rozciąganie powstaje najpierw pojedyncza rysa, a dopiero po pewnym czasie kolejne. Wpływa to w oczywisty sposób na zmianę sztywności tuż po zarysowaniu. Co więcej, nawet osiągnięcie poziomu obciążenia odpowiadającego tak zwanemu stabilnemu rozwojowi rys nie niweluje całkowicie początkowych różnic w wartościach sztywności. Problem ten jest rzadko dostrzegany, ale dość istotny z teoretycznego punktu widzenia. Próbował go uwzględnić w swych pracach Giuriani [44]. Przyjęte przez niego założenia są jednak wielce kontrowersyjne. Przy tworzeniu podstawowego równania różniczkowego nie uwzględnił on równań równowagi, lecz przyjmuje następujące założenia, ułatwiające analizę zjawiska zmian sztywności:

a) funkcja przyczepności jest liniowa

$$\tau_b(x) = \tau_0 + \tau_1 \Delta(x) \quad (3.56)$$

b) odkształcenia w betonie na odcinku między rysami zmieniają się liniowo od wartości zero w rysie do wartości ε .

Rozwiązaniem równania różniczkowego jest funkcja w postaci

$$\Delta(x) = C_1 \exp(kx) + C_2 \exp(-kx) - \frac{\tau_0}{\tau_1} - \frac{2\varepsilon}{k^2 \lambda} \quad (3.57)$$

Początek układu współrzędnych znajduje się w połowie odległości między rysami. Przy wyznaczaniu stałych C_1 i C_2 przyjęto między innymi, że znana jest wartość poślizgu zbrojenia w miejscu rysy. Konsekwencją tego podejścia jest wewnętrzna sprzeczność modelu, wyrażająca się możliwością określenia przebiegu odkształceń w stali zarówno w postaci funkcji hiperbolicznych, jak i funkcji liniowej, jeżeli przebieg ten wyznaczy się z równania równowagi sił i korzystając z założenia o liniowej zmianie odkształceń w betonie. To niestety w znacznym stopniu dyskredytuje otrzymane w ten sposób rezultaty.

Opisane metody obliczania zmian sztywności bazujące na związkach przyczepności odnosiły się wyłącznie do elementów osiowo rozciąganych. Jest to w praktyce stosunkowo wąska klasa obiektów, a co więcej – akurat w jej przypadku konieczność uwzględniania tych zmian jest raczej sporadyczna i dotyczy głównie zaawansowanych metod obliczeń układów statycznie niewyznaczalnych. Można również wyobrazić sobie wykorzystanie tych zależności do bardziej realistycznej oceny takich zjawisk jak skurcz czy oddziaływania termiczne. Na pewno, wbrew niektórym sugestiom, nie można natomiast przyjąć, że modele te mogą odpowiadać zachowaniu się strefy rozciąganej elementów zginanych czy mimośrodowo rozciąganych. Jest to bardzo istotny mankament, ponieważ w tych właśnie przypadkach zmiany sztywności mają największe znaczenie. W elementach o znacznej rozpiętości stan graniczny ugięcia może determinować wymiary przekroju belki i stanowić jedno z najważniejszych zagadnień w projektowaniu.

Pomimo tak istotnej wagi tego zagadnienia, w literaturze przedmiotu istnieje niewiele prac na ten temat. Co więcej, trudno uznać proponowane tam koncepcje za zadowalające. We wspomnianej już pracy [37] analizowany jest przekrój zginany z udziałem siły podłużnej. Jednak sposób sformułowania problemu jest na tyle skomplikowany, że autorzy nawet nie podejmują próby analizy zmian sztywności, ograniczając się jedynie do obliczania rozstawu rys i szerokości ich rozwarcia. Uwzględniając opisane już zastrzeżenia do przyjętych tam założeń, można stwierdzić, że teoretycznie możliwa analiza zjawiska efektu „wzmocnienia” sztywności nie będzie satysfakcjonująca.

Podobnie należy ocenić próby opisu zachowania się zarysowanej konstrukcji żelbetowej, podjęte przez A. Polak i K. Blackwell [6]. W modelowaniu elementów zgi-

nanych z udziałem siły podłużnej przyjmują oni założenia, które są w jawnej sprzeczności z ogólnie akceptowanymi paradygmatami, wynikającymi z analizy przyczepności. Zakładają mianowicie, w celu uproszczenia obliczeń numerycznych, że poślizg zbrojenia jest liniową funkcją odległości danego przekroju od miejsca leżącego w połowie odległości pomiędzy rysami:

$$\Delta(x) = (\varepsilon_s - \varepsilon_{ct})x \quad (3.58)$$

Zrózniczkowanie (3.58) i porównanie z warunkiem zgodności przemieszczeń (3.11) prowadzi do konkluzji, iż w każdym przekroju różnica odkształceń w stali i betonie jest stała, co jest kompletnie sprzeczne z wynikami badań i obserwacjami. Siły przyczepności są przyjmowane w postaci sumy iloczynów naprężeń działających na kolejne żeberka i efektywnej powierzchni tych żeberek. Przy formułowaniu tego założeniu autorzy ci zakładają, że naprężenia zmieniają się liniowo od zera do wartości f_{cm} w miejscu powstania rysy. Zawyża to zdecydowanie lokalną wartość maksymalnych naprężeń przyczepności. Błąd ten jest „korygowany” przez przyjęcie kolejnego założenia, które dotyczy zmian efektywnej powierzchni żeberek. Autorzy przyjmują, że ulega ona stopniowemu zmniejszeniu w wyniku przewężenia pręta zbrojeniowego, wynikającego z efektu Poissona oraz w wyniku rozklinowującego działania przemieszczającego się pręta na otaczający beton. Przyjmują przy tym, że zmiana (zmniejszenie) średnicy kontaktujących się powierzchni betonu i żeberek jest równa sześciokrotnej wartości poślizgu Δ . Założenie to jest kompletnie arbitralne i bardzo konserwatywne. Ponieważ jednak oba błędne założenia wzajemnie się znoszą, ostateczny rezultat, czyli lokalna wartość siły przyczepności, staje się bardziej wiarygodny. Nie stanowi to jednak przesłanki do uznania go za poprawny. Dodatkowe wątpliwości budzi liniowa zależność między krzywizną i momentem dla obciążeń większych od M_{cr} (już po uwzględnieniu skokowej zmiany związanej z powstaniem rysy).

Badania dotyczące analogicznych zagadnień w odniesieniu do betonów nowej generacji nie wnoszą w zasadzie żadnych dodatkowych informacji ponad to, co wiadomo już z badań podstawowych [45], [46]. Potwierdza się po prostu, że np. dodatek zbrojenia rozproszonego poprawia sztywność elementu. Również wykorzystanie metody elementów skończonych nie prowadzi do lepszego poznania mechanizmów zmian sztywności, wynikających z rozwoju zarysowania. Stosowane są w nich różne rozwiązania, zaczerpnięte z innych prac. Przykładowo w pracy [47] zakłada się bilinearną zależność $\tau = \tau(\Delta)$, rozstaw rys stały i zależny głównie od wartości otuliny. W pracy [2] z kolei funkcję $\tau = \tau(\Delta)$ zastępuje się funkcją kwadratową, a przy obciążeniach cyklicznych stosuje się do opisu zmian przyczepności funkcje eksponentcyjne.

Warto też zwrócić uwagę na nieliczne, ale znaczące badania dotyczące zachowania się elementów, w których sztucznie zredukowano przyczepność [48], [49]. Okazało się, że w rzeczywistych elementach utrata przyczepności rzędu 30% nie wpływa jeszcze istotnie na zmiany sztywności elementu. Sytuacja taka może zajść, jeśli w belce zastosowano odpowiednią liczbę strzemion.

Praktyczne znaczenie problemu zmian sztywności w elementach zginanych, które uległy zarysowaniu, znajduje swoje odbicie w funkcjonowaniu dużej liczby formuł zarówno teoretyczno-empirycznych, jak i inżynierskich. Ich wyczerpujący przegląd można znaleźć na przykład w pracy Szechińskiego [50]. Służą one do stosunkowo prostego projektowania konstrukcji, ale czasami uwzględniają również pewne aspekty zjawiska związane z przyczepnością. Taki charakter mają na przykład formuły opracowane na potrzeby EC2 i przyjęte w PN-B-03264-2002. Podstawowym założeniem, pozwalającym szacować zmiany sztywności elementu jest przyjęcie, że dowolne odkształcenia w betonie lub stali można uśrednić stosując formułę:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_I (1 - \varsigma) + \varepsilon_{II} \varsigma \quad (3.59)$$

We wzorze (3.59) ε_I i ε_{II} oznaczają odpowiednio odkształcenia występujące w przekroju niezarysowanym, pracującym w zakresie liniowo-sprężystym (tzw. pierwsza faza) i odkształcenia w przekroju, w którym nastąpiło pełne zarysowanie, tzn. rysa obejmuje całą strefę rozciąganą (tzw. druga faza pracy). Wzór (3.59) ma zastosowanie zarówno w odniesieniu do betonu w strefie ściskanej, jak i do stali w strefie rozciąganej. Prowadzi on do ogólnej zależności określającej krzywiznę belki:

$$\frac{M}{B} = k_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \varsigma \frac{M}{B_{II}} + (1 - \varsigma) \frac{M}{B_I} \quad (3.60)$$

We wzorze (3.60) B_I i B_{II} oznaczają odpowiednio sztywności na zginanie przekroju w fazie I (przekrój nie zarysowany) i fazie II (w pełni zarysowany). Współczynnik ς , kluczowy dla całego zagadnienia, opisuje stopniową zmianę sztywności w funkcji obciążenia i uwzględnia przy tym pewne aspekty przyczepności:

$$\varsigma = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (3.61)$$

β_1 jest równe 1,0 dla stali żebrowanej i 0,5 dla stali gładkiej, a β_2 zależy od rodzaju obciążenia i wynosi 1,0 dla obciążeń krótkotrwałych i 0,5 dla obciążeń długotrwałych i wielokrotnie zmiennych. Po przekształceniu (3.60) i wstawieniu za ς wartości z (3.61) otrzymuje się ostatecznie:

$$B = \frac{B_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M}{M_{cr}} \right)^2 \left(1 - \frac{B_{II}}{B_I} \right)} \quad (3.62)$$

Niewątpliwą zaletą zależności (3.62) jest jej prostota, co powoduje, że dobrze spełnia swe zadania w analizach inżynierskich. Taki opis zmian sztywności ma jednak sporo wad, na przykład:

a) nie jest uwzględniona początkowa skokowa jej zmiana, która zachodzi, gdy $M = M_{cr}^+$,

b) sztywność zbyt szybko maleje ze wzrostem obciążenia. Na przykład dla $M = 2M_{cr}$ i $B_{II} = 0,5B_I$ sztywność B jest już tylko o 14% większa niż B_{II} ,

c) efekty związane z przyczepnością, ujęte we współczynniku β_1 , szacowane są bardzo topornie. Różnice między rodzajem obciążenia czy też typem zbrojenia tracą kompletnie na znaczeniu już przy obciążeniu $M > 2M_{cr}$.

Braki w formułach normowych próbuje się w pewnym stopniu korygować [51], [52], lecz są to w istocie zmiany czysto kosmetyczne. Polegają one na modyfikacji zależności (3.61), sprowadzającej się do wprowadzenia trzeciego parametru β_3 (w oryginale α_3), zależnego od stosunku c/d_h , co w zamysle autorów [52] ma uwzględniać wpływ rys rozłupujących otulinę. Próbuje się też nadawać odmienną interpretację parametrom β_1 , β_2 uzależniając je od stopnia zbrojenia i stosunku d/h .

Podsumowując rozważania, dotyczące zastosowania wyników badań teoretycznych i eksperymentalnych nad przyczepnością do analizy stanu zarysowania i zmian sztywności, należy podkreślić następujące spostrzeżenia.

- Zdecydowana większość aplikacji dotyczy najprostszego z przypadków, tzn. osiowego rozciągania. Zdecydowanie mniej jest modeli opisujących elementy zginane, a sytuacje, kiedy obciążenie jest mimośrodowym rozciąganiem (lub ściskaniem) można policzyć na palcach jednej ręki.

- Jedną z istotniejszych barier, pojawiających się podczas tworzenia modeli, jest postać funkcji przyczepności, utrudniająca lub wręcz uniemożliwiająca jej bezpośrednie wykorzystanie. Dlatego bardzo często stosowane są różnego rodzaju uproszczenia, np. linearyzacja funkcji, stosowanie dodatkowych upraszczających założeń. Obniża to znacznie jakość otrzymywanych rozwiązań, a dobra zgodność wyników z obserwacjami empirycznymi jest często efektem wzajemnego nakładania się kolejnych błędów.

- Praktycznie we wszystkich analizach do opisu zmian wywołanych zarysowaniem używa się jednej funkcji przyczepności i stałych warunków brzegowych. Te ostatnie ulegają w rzeczywistości istotnej zmianie. O ile w chwili zarysowania można przyjąć, że występują przekroje, gdzie $\varepsilon_s = \varepsilon_{cr}$, o tyle rozwój zarysowania prowadzi do sytuacji, że wszędzie $\varepsilon_s > \varepsilon_{cr}$. Nieuwzględnianie tego zjawiska prowadzi do poważnych błędów lub też ogranicza zastosowania jedynie do obciążeń bardzo zbliżonych do rysujących.

3.4. Długości zakotwienia prętów

Długość zakotwienia pręta określa dodatkowy jego zasięg poza przekrój, gdzie jest on niezbędny z powodów obliczeniowych. Tradycyjnie przyjmuje się, że na tym odcinku ma następować stopniowe przekazywanie się siły ze zbrojenia na otaczający beton tak, aby została osiągnięta idealna przyczepność. Zagadnienia tego rodzaju w praktyce dotyczą trzech podstawowych sytuacji:

1. Kotwienia prętów dolnych przy podporach, gdzie istotną rolę odgrywa wpływ siły poprzecznej na przyczepność.

2. Określania długości zakładów prętów.

3. Wyznaczania długości zakotwienia górnych prętów kotwionych w prześle.

Są one bezpośrednio związane z przyczepnością, ale liczba badań poświęcona im nie jest –wbrew pozorom – imponująca. W analizie porównawczej [53] dotyczącej długości zakotwień i zakładów opartej na bazie danych ACI Committee 408 znajduje się jedynie 160 wyników badań, w których elementy nie były dodatkowo zabezpieczane zbrojeniem poprzecznym i 165, gdzie zastosowano strzemiona lub pręty poprzeczne. Biorąc pod uwagę liczbę szczegółowych parametrów mających wpływ na przebieg naprężeń przyczepności w konstrukcji oraz to, że badania te obejmują zarówno zakłady, jak i pojedyncze pręty, jest to raczej mała liczba. Badania na długich elementach są zdecydowanie bardziej kłopotliwe w realizacji, a ich metodologia pozostawia wiele do życzenia.

Praktyczny aspekt sprawy zakotwień jest na tyle ważny, że wszystkie odpowiednie normy projektowania zawierają zasady ustalania długości zakotwień. W Europie podstawę do obliczeń stanowi tak zwana wymagana (podstawowa) długość zakotwienia $l_{b,rqd}$ (l_{bd}). Jest ona określana w EC2 [32] zależnością:

$$l_{b,rqd} = \frac{d_b}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.63)$$

Wzór (3.63) otrzymuje się z (3.12) po przyjęciu warunków brzegowych w postaci $\sigma_s(x=0) = \sigma_{sd}$ oraz $\sigma_s(x=l_{b,rqd}) = 0$. Oznacza to, że f_{bd} jest średnią wartością naprężeń przyczepności na tym odcinku. Dla dobrych warunków przyczepności i średnicy zbrojenia nie większej niż 32 mm, $f_{bd} = 2,25 f_{ctd}$. Wzór (3.63) ma konserwatywny charakter ze względu na postać drugiego warunku brzegowego.

Tabela 3.1. Wymagane długości zakotwienia (w wielokrotnościach d_b) wg EC2 dla dobrych warunków przyczepności

Table 3.1. Required development length (in multiplicity of d_b) according EC2 for good bond conditions

Stal	Beton						
	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
AI $f_{yd} = 310$ MPa	39	33	29	25	23	21	19
AIII $f_{yd} = 350$ MPa	44	38	32	29	26	24	22
AIIN $f_{yd} = 420$ MPa	52	45	39	35	31	28	26

W tabeli 3.1 zestawiono wymagane długości zakotwienia, wyrażone w wielokrotnościach średnicy pręta zbrojeniowego. Przyjęto przy tym, że $\sigma_{sd} = f_{yd}$ i założono dobre warunki przyczepności. W praktyce warunki te są „złe” i wartości z tabeli

należy pomnożyć przez $1/0,7 = 1,43$. Jeżeli w miejscu kotwienia prętów pole powierzchni zbrojenia jest większe niż wymagane $A_{s, rqd}$, to naprężenia

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \cdot \frac{A_{s, rqd}}{A_{s, prov}} \text{ i w takim też stopniu można zredukować długości zakotwienia.}$$

Obliczone na tych zasadach długości zakotwienia są na tyle duże, że norma umożliwia ich redukcję w określonych sytuacjach. Można brać pod uwagę następujące czynniki (współczynniki α_i):

- kształt pręta – prosty lub odgięty,
- otulenie zbrojenia,
- obecność trwale związanych z prętem strzemion,
- obecność zwykłych strzemion,
- działanie naprężeń ściskających.

Najbardziej interesujące, a przy tym mające praktyczne znaczenie są czynniki określone przez parametry α_2 – otulina i α_2 – zwykłe strzemiona. Wpływ otuliny opisuje następująca zależność:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{c_d - d_b}{d_b} \geq 0,7 \quad (3.64)$$

Obecność typowych strzemion w belce umożliwia zastosowanie redukcji długości zakotwienia zgodnie z formułą

$$\alpha_3 = 1 - 0,05 \cdot \left(\frac{\sum A_{st}}{A_s} - 0,25 \right) \quad (3.65)$$

We wzorze (3.65) A_s oznacza pole powierzchni pojedynczego kotwionego pręta, a $\sum A_{st}$ – sumaryczne pole przekroju strzemion usytuowanych na długości odcinka l_{bd} . Bliższa analiza wzoru pokazuje, że EC2 jedynie w niewielkim stopniu uwzględnia wpływ strzemion. Przykładowo zastosowanie strzemion o średnicy 6 mm i rozstawie 100 mm przy średnicy kotwionego zbrojenia 20 mm pozwala zredukować długość zakotwienia o 5%.

Więcej dodatkowych szczegółów znajduje się w pracy [32]. Ogólnie można powiedzieć, że podejście to jest konserwatywne i w niewielkim tylko stopniu uwzględnia nowsze wyniki badań. Dotyczy to przede wszystkim określania warunków dobrej przyczepności i wartości f_{bd} .

Podejście do problemu w normie amerykańskiej [33] jest nieco inne, ale wyniki odnoszące się do podstawowej długości zakotwienia bardzo zbliżone. Jest ona określona zależnością

$$l_d = 0,904 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (3.66)$$

Tabela 3.2. Naprężenia przyczepności odpowiadające warunkom dobrej przyczepności określone w EC2 i obliczone dla ACI na podstawie (3.66)

Table 3.2. Bond stresses for good bond conditions according to EC2 and ACI

Norma	Beton						
	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
EC2	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0
ACI 318R-02	2,2	2,4	2,7	2,9	3,1	3,3	3,5

Norma amerykańska nie posługuje się w jawnej postaci pojęciem naprężeń przyczepności, ale można je wyliczyć na podstawie wzoru (3.66) i uwzględniając pewne niewielkie różnice między f_{ck} i f'_c . Sporządzone w ten sposób porównanie (tab. 3.2) wykazuje dużą zbieżność obu norm w tym zakresie. Interesująca w normie ACI jest możliwość łącznego uwzględnienia korzystnego wpływu strzemion i dużej otuliny. Wyrażenie w mianowniku w nawiasie wzoru (3.66) ma postać

$$\frac{c + 0,0381 \frac{A_{tr} f_{yt}}{sn}}{d_b} \leq 2,5 \quad (3.67)$$

Korzystniejsze jest też przyjęcie, że górne pręty muszą mieć zwiększoną długość zakotwienia jedynie o 30%, a nie jak w EC2 o ponad 40%. Generalnie jednak obie normy są w zastosowaniu do rzeczywistych konstrukcji mocno konserwatywne.

Literatura

- [1] Lucioni B., Lopez D., Danesi R., *Bond-slip in RC elements*, Journal of Structural Engineering, Nov. 2005, Vol. 131, No. 11, s. 1690–1698.
- [2] Salari R., Spacone E., *Analysis of steel-concrete composite frames with bond-slip*, Journal of Structural Engineering, Nov. 2001, Vol. 127, No. 11, s. 1243–1250.
- [3] Balázs L., G., *Cracking Analysis Based on Slip and Bond Stresses*, ACI Materials Journal, Vol. 90, No. 4, July-August 1993, s. 340–348.
- [4] Yang S., Chen J., *Bond Slip and Crack Width Calculations of Tension Members*, ACI Structural Journal, July-August 1988, s. 414–422.
- [5] Torres L., *et al.*, *Tension-Stiffening Model for Cracked Flexural Concrete Members*, Journal of Structural Engineering, Aug. 2004, Vol. 130, No. 8, s. 1242–1251.

- [6] Polak A., Blackwell K., *Modeling Tension in Reinforced Concrete Members Subjected to Bending and Axial Load*, Journal of Structural Engineering, Sep. 1998, Vol. 124, No. 9, s. 1018–1024.
- [7] Moehle J., et al., *Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension*, ACI Structural Journal 1988, Vol. 88, No. 5, s. 414–422.
- [8] Darwin D., et al., *Evaluation of development length design expressions*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 747–754.
- [9] Lackner R., Mang H., *Scale Transition in Steel-Concrete Interaction*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 4, 2003, s. 393–402.
- [10] RILEM/CEB/FIP, *Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete*, Revised edition of RC6 Bond test for reinforcement steel: (2). Pull-out test. CEB News, No. 73, May 1983.
- [11] Cairns J., Plizzari G., *Do we need a standard test for bond*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 259–267.
- [12] CEB-FIP, Task Group Bond Models: *Bond of reinforcement in concrete*, bulletin10, 2000.
- [13] Russo G., Romano F., *Cracking Response of RC Members subjected to Uniaxial Tension*, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, May 1992, s. 1172–1190.
- [14] Mirza S., Houde J., *Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete*, ACI Journal, Vol. 76, No. 1, Symposium Paper, January 1979, s. 19–46.
- [15] Tanabe T., et al., *Tension Stiffness Model for Cracked Reinforced Concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 3, March 1991, s. 715–732.
- [16] Gupta A., Maestrini S., *Tension-Stiffness Model For Reinforced Concrete Bars*, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 2, February 1991, s. 769–790.
- [17] Kwak H., Kim S., *Bond-slip behavior under monotonic uniaxial loads*, Engineering Structures, 2001, Vol. 23, s. 298–309.
- [18] Nilson A.H., *Internal Measurement of Bond Slip*, ACI Journal, Vol. 69, No. 7, July 1972, s. 439–441.
- [19] Youlin X., *Experimental Study of Bond-Anchorage Properties for Deformed Bars in Concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga, Oct. 1992, s. 1–9 to 1–17.
- [20] Kankam Ch., *Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, January 1997, s. 79–85.
- [21] Kankam Ch., *A routine method for measuring bond stress, steel strain and slip in RC beams at service loads*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, No. 3, 2003, s. 85–93.
- [22] Scott R., Beeby A., *Long-term Tension Stiffening Effects In concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 1, 2005, s. 31–39.
- [23] Jiang D., Shah S., Andonian A., *Study of the Transfer of Tensile Forces by Bond*, ACI Journal, May–June 1984, s. 251–258.
- [24] Chan H., Cheung Y., Huang Y., *Crack Analysis of Reinforced concrete Tension Members*, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 8, August 1992, s. 2118–2132.
- [25] Ngo D., Scordelis A., *Finite element analysis of reinforced concrete beams*, ACI Journal, 1967, Vol. 64, No. 3, s. 152–163.
- [26] Lundgren K., *Bond between bars and concrete. Part 1: Modified model*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 7, 2005, s. 371–382.
- [27] Ueda T., et al., *Prediction of tension behavior of reinforced concrete members with bond model*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002 s. 293–299.
- [28] Cox J., Yu H., *Radial Elastic Stiffness Associated with Bond between Steel Bars and Concrete*, ACI Structural Journal, 2001, Vol. 98, No. 1, s. 16–26.
- [29] Salem H., Maekawa K., *Pre-and Post yield Finite Element method simulation of bond of ribbed Reinforcing Bars*, Journal of Structural Engineering, 2004, Vol. 130, No. 4, s. 671–680.
- [30] Monti G., Spacone E., *Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-slip*, Journal of Structural Engineering, 2000, Vol. 126, No. 6, s. 654–661.

- [31] PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Grudzień 2002.
- [32] EN 1992-1-1, EC2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [33] Pędziwiatr J., Styś D., *Wybrane zagadnienia przyczepności stali do betonu na przykładzie belek zginanych*, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Warszawa-Krynica 2003, Tom. 3, s. 71–78.
- [34] Maldaque I., *Determination experimentale des lois moment courbures*, Annales de l'Institut Tech du Batiment et des Travaux Publics, 1965, No. 209.
- [35] Base G., *Bond, and Control of Cracking in Reinforced Concrete*, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 446–457.
- [36] Yannopoulos P., Tassios T., *Reinforced Concrete Axial Elements Analyzed under Monotonic and Cyclic Actions*, ACI Structural Journal 1991, Vol. 88, No.1 January-February, s. 3–11.
- [37] Creazza G., Di Marco R., *Effects of Transverse Reinforcement on Tension Stiffening in Reinforcement on Tension Stiffening in Reinforced Concrete Elements Subjected to Bending and Axial Load*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga, Oct. 1992, s. 9–19, 9–26.
- [38] Rizkalla S., Hwang L., *Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension*, ACI Journal, 1984, s. 572–579.
- [39] Romano F., Žingone G., *Transverse Reinforcement Effect on Tension Stiffening of R.C. Members*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga, Oct. 1992, s. 9–27 to 9–36.
- [40] Ouyang Ch., Shah S., *Fracture Energy Approach for Predicting Cracking of Reinforced Concrete Tensile Members*, ACI Structural Journal 1994, Vol. 91, No. 1, January-February, s. 69–78.
- [41] Shah S., *et al.*, *Prediction of Cracking Response of Reinforced Concrete Tensile Members*, Journal of Structural Engineering, 1997, Vol. 123, No. 1, s. 70–78.
- [42] Beeby A., Scott R., *Cracking and deformation of axially reinforced members subjected to pure tension*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 10, 2005, s. 611–621.
- [43] Gilbert R., Warner R., *Tension stiffening in reinforced concrete slabs*, Journal of Structural Division 1978, Vol. 104, No. 12, s. 1885–1900.
- [44] Giuriani E., *On the Effective Axial Stiffness of a Bar in Cracked Concrete*, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 107–126.
- [45] Elfgrén L., Noghabai K., *Tension of reinforced concrete prism. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements*, Materials and Structures, Vol. 35, July 2002, s. 318–325.
- [46] Lettow S., Mayer U., Eligehausen R., *Contribution of concrete between cracks- investigations on high strength and fiber reinforced high strength concrete*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 554–561.
- [47] Girard C., Bastien J., *Finite Element Bond-Slip Model For Concrete Columns Under Cyclic Loading*, Journal of Structural Engineering, 2002, Vol. 128, No. 12, s. 1502–1509.
- [48] Molina M., *et al.*, *Evaluation of reinforced concrete structures with partial loss of concrete/steel bond*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 182–189.
- [49] Jeppsson J., Thelandersson S., *Behavior of RC beams with loss of bond at longitudinal reinforcement*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 10, 2003, s. 1376–1382.
- [50] Szechinski M., *Deformacje zginanych elementów żelbetowych obciążonych długotrwale*, Pr. Nauk. Instytutu Budownictwa PWr., Seria monografie nr 30, Wrocław 1996.
- [51] Abrishami H., Mitchell D., *Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening*, ACI Structural Journal 1996, Vol. 93, No. 6, s. 703–710.
- [52] Torres L.I., *et al.*, *Tension-Stiffening Model for Cracked Flexural Concrete Members*, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 8, 2004, s. 1242–1251.
- [53] Darwin D., *et al.*, *Evaluation of development length design expressions*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 747–754.

4. Wybrane zagadnienia teoretyczne dotyczące przyczepności

4.1. Uwagi ogólne

W rozdziale trzecim przedstawiono problemy, które pojawiają się podczas prób zastosowania informacji uzyskanych z badań nad przyczepnością do analizy odkształcalności konstrukcji żelbetowych. Jeżeli dodatkowo weźmie się pod uwagę zastrzeżenia do sposobu prowadzenia badań i wyboru elementów próbnych, narzuca się spostrzeżenie, że zarówno analiza teoretyczna jak i procedury badawcze wymagają zasadniczej rewizji. Jak już zaznaczono wcześniej, oba aspekty zagadnienia są na tyle ze sobą powiązane, że za celowe należy uznać sformułowanie ogólnej koncepcji teoretycznej [1], a dopiero na tej podstawie zaprojektowanie elementów do badań i metodologii postępowania. Zmiana kolejności działań prowadzi do sytuacji, w których konstrukcja elementu uniemożliwia śledzenie wielu istotnych zjawisk, towarzyszących procesowi przyczepności.

Teoretyczne założenia oraz metody obliczeniowe opracowano biorąc pod uwagę różnice występujące w zachowaniu się rzeczywistych konstrukcji i elementów próbnych. Ich podstawowym źródłem, w znacznym stopniu niezależnym od badacza, jest sposób przykładania obciążenia. W odniesieniu do najbardziej popularnych elementów osiowo rozciąganych, ale również mimośrodowo rozciąganych, obciążenie podczas badań przykładane jest bezpośrednio do pręta zbrojeniowego. W rzeczywistych konstrukcjach zjawisko takiego typu jest wykluczone.

Różnicowanie mechanizmu powstawania i rozwoju wtórnej przyczepności w elementach próbnych i konstrukcji można opisać w następujący sposób. Przy bardzo niskim poziomie obciążenia bardzo dobrze funkcjonuje przyczepność pierwotna i odkształcenia w stali są równomiernie rozłożone po długości pręta, a co więcej – są praktycznie identyczne z odkształceniami w betonie usytuowanym w sąsiedztwie. Sytuacja taka trwa stosunkowo długo w konstrukcji, a relatywnie krótko – do poziomu 30–40% obciążenia rysującego – w próbkach, w których siła rozciągająca przekazuje

się na badany element za pośrednictwem pręta zbrojeniowego. Po przekroczeniu tego progu następuje lokalne zniszczenie przyczepności wtórnej. Sposób przyłożenia obciążenia implikuje skokową zmianę odkształceń w stali pomiędzy przekrojami, usytuowanymi tuż przed czołem próbki i na jej samym początku. W tym drugim przekroju odkształcenia w stali są znacznie mniejsze, ponieważ dzięki przyczepności siła rozciągająca jest przenoszona przez stal i otaczający ją beton. Gdy jednak różnica odkształceń staje się zbyt duża, przyczepność pierwotna ulega lokalnie zniszczeniu. Można przyjąć, że naprężenia przyczepności muszą zniwelować tę różnicę na bardzo krótkim odcinku, zawartym pomiędzy czołem próbki a pierwszym żeberkiem lub nieregularnością pręta gładkiego. Wartość obciążenia powodującego zerwanie tej przyczepności zależy od stopnia zbrojenia elementu (im jest on mniejszy, tym skok odkształceń jest większy), typu żebrowania zbrojenia oraz wartości maksymalnych naprężeń przyczepności wtórnej.

Po lokalnym zniszczeniu przyczepności pierwotnej przy czołe próbki, następuje zróżnicowanie odkształceń w stali i w betonie, czemu towarzyszy poślizg stali względem betonu i lokalna koncentracja naprężeń. Dotyczy ona zarówno stali zbrojeniowej, jak i otaczającego ją betonu. Przemieszczanie się pręta skutkuje powstaniem dodatkowych odkształceń rozciągających w betonie w sąsiedztwie zbrojenia. Są one zależne zarówno od aktualnych wartości sił przyczepności, jak i od odległości przekroju od osi pręta i od czoła próbki. Ich trajektorie są pochylone do osi pręta pod pewnym kątem, zależnym od parametrów przyczepności. Sumowanie się tych odkształceń z odkształceniami wynikającymi z działania obciążeń zewnętrznych prowadzi do obserwowanych podczas badań zróżnicowań w ich przebiegu po wysokości przekroju. Czasami mylnie jest to interpretowane jako „poprawa odkształcalności” betonu, uzyskana dzięki obecności zbrojenia.

Wzrost obciążenia powoduje powstanie przy zbrojeniu (żeberkach) mikrorys o ograniczonym zasięgu. Koncentrują się one przy obciążonym czołe elementu. Ich zasięg maleje wraz ze wzrostem odległości od tego miejsca. Powodują powstawanie charakterystycznego „stożka” naprężeń przy czołe próbki [2], [3]. W miarę wzrostu obciążenia następuje wzrost jego podstawy i wysokości. Charakter tego zjawiska jest zdeterminowany między innymi przez rodzaj zbrojenia. W przypadku prętów ze stali gładkiej podstawa stożka jest mniejsza, a zasięg większy niż w przypadku stali żebrowanej. Wynika to z różnic w charakterze przyczepności tych stali. W pewnym uproszczeniu można przyjąć, że zasięg stożka (jego wysokość) odpowiada – na tym etapie obciążenia – miejscu, gdzie odkształcenia w stali i betonie stają się sobie równe. Obszar tych zaburzeń przy obciążonym końcu próbki ma długość około kilku średnic zbrojenia i jest porównywalny z typową długością próbek do badań typu *pull-out*, zalecanych przez RILEM.

Jeżeli element jest odpowiednio długi, to dalszy wzrost obciążenia doprowadza do powstania rys w strefie rozciąganej. Jeżeli beton jest jednorodny i rozkład wytrzymałości wykazuje bardzo małą zmienność, a dodatkowo element ma odpowiednio dużą

długość, to praktycznie równocześnie powstaje kilka rys. Odpowiadająca temu wartość obciążenia jest bardzo zbliżona do teoretycznej wartości obciążenia rysującego. Przy bardziej zróżnicowanej wytrzymałości betonu początkowo powstaje pojedyncza rysa, a poziom obciążenia odpowiada tej lokalnej wytrzymałości betonu na rozciąganie. Rysy tworzą się na zewnętrznych powierzchniach elementów. Towarzyszy temu niewielki przyrost odkształceń w stali w przekrojach, w których pojawiły się załazki rys. Przyrost ten prowadzi do lokalnego naruszenia pierwotnej przyczepności. Sytuacja taka jest krótkotrwała i nawet niewielki wzrost obciążeń prowadzi do dalszego rozwoju zarysowania. Wbrew obiegowym sądom, proces ten ma zróżnicowany przebieg w zależności od rodzaju działającego obciążenia i sytuacji wyjściowej [4].

W elementach osiowo rozciąganych, lub będących pod działaniem mimośrodowego rozciągania z małym mimośrodem, bardzo dużego znaczenia nabierają rysy wewnętrzne [5]. W elementach rozciąganych o typowej jednorodności betonu pierwsza rysa dochodzi do powierzchni zbrojenia zanim załazki pozostałych powstałych później rys ulegną znaczącemu rozwojowi. W jej sąsiedztwie powstają analogiczne koncentracje naprężeń do opisanych poprzednio, ale o mniejszej intensywności. Wynika to z faktu, że powstanie rysy generuje mniejsze naprężenia przyczepności niż ma to miejsce przy czole próbki (różnica odkształceń w stali jest mniejsza). W sąsiedztwie rysy naruszenie pierwotnej przyczepności obejmuje już znaczną długość wzdłuż pręta. Towarzyszy temu wspomniany już proces, polegający na pojawieniu się w betonie dodatkowych odkształceń, wywołanych działaniem naprężeń przyczepności. W wyniku ich sumowania się z odkształceniami wywołanymi obciążeniem zewnętrznym dochodzi do osiągnięcia lub przekroczenia granicznych odkształceń betonu przy rozciąganiu i pojawienia się rys. Powstają one bezpośrednio przy zbrojeniu, ponieważ tam sumaryczne odkształcenie jest największe. Stąd wywodzi się ich nazwa – rysy wewnętrzne [6]. Można je podzielić na dwie zasadnicze podgrupy. Do pierwszej należą mikrorysy usytuowane w bezpośrednim sąsiedztwie rysy pierwszego rzędu. Ich źródłem powstania są prawie wyłącznie odkształcenia wywołane działaniem sił przyczepności. W miejscu ich występowania rozwój odkształceń w stali, obrazowany przez rozwój stożka odkształceń, powoduje odciążenie betonu. Rysy te mają praktycznie niewielkie możliwości dalszego rozwoju [7]. W obszarze tym przyrost odkształceń w betonie, wywołany wzrostem poziomu obciążenia jest zwolniony, a w niektórych przekrojach dochodzi nawet do stabilizacji naprężeń pomimo wzrostu obciążenia. W miarę wzrostu obciążenia maleje również wpływ głównego składnika tych odkształceń, ponieważ następuje stopniowe oddalanie się miejsca występowania ekstremum naprężeń przyczepności od przekroju, gdzie powstała rysa.

Drugi rodzaj rys wewnętrznych powstaje w znacznej odległości od rysy pierwszego rzędu. Przy ich powstaniu rola dodatkowych odkształceń wywołanych przyczepnością jest niewielka. O fakcie powstania i miejscu występowania decydują głównie „odbudowujące” się odkształcenia w betonie, wywołane działaniem obciążenia zewnętrznego. Stopniowy wzrost odkształceń w betonie w miarę oddalania się od rysy

zachodzi dzięki mechanizmom przyczepności i dlatego można stwierdzić, że w tym przypadku o rozstawie pomiędzy rysą wewnętrzną a rysą pierwszego rzędu decyduje przyczepność. Ten rodzaj rys wewnętrznych rozwija się intensywnie podczas wzrostu obciążenia. Wspominane już przemieszczanie się piku naprężeń przyczepności [8] w kierunku tej rysy oraz przyrost odkształceń w betonie związany ze wzrostem obciążenia sprzyjają temu rozwojowi. Rysy propagują się na zewnątrz i w pewnych okolicznościach, zależnych głównie od wartości naprężeń przyczepności i wielkości otuliny, docierają do zewnętrznej powierzchni betonu. Powstanie rysy wewnętrznej, naruszając pierwotną przyczepność, umożliwia wzrost odkształceń w stali, tym samym obciąża beton. W związku z tym powstanie kolejnej rysy pierwszego rzędu na odcinku pomiędzy rysą wewnętrzną i pierwszą powstałą rysą staje się praktycznie niemożliwe. Załączki takich rys, znajdujące się na zewnętrznej powierzchni, pozostają w stanie, który można określić jako „zamrożenie” [9]. Pierwsze rysy wewnętrzne, usytuowane z obu stron rysy pierwszego rzędu powstają praktycznie równocześnie z nią. Dalszy wzrost obciążenia, prowadzący do osiągnięcia w innych oddalonych przekrojach wytrzymałości betonu na rozciąganie, powoduje powstanie kolejnych rys wewnętrznych lub rys pierwszego rzędu.

W rzeczywistych konstrukcjach i w większości elementów używanych do badań obserwacja procesu powstawania i rozwoju rys wewnętrznych jest niemożliwa. Z tego też powodu obserwuje się pozornie paradoksalne zjawisko, polegające na „tworzeniu” się kolejnych rys przy obciążeniach dużo większych niż rysujące [10]. W istocie ma miejsce jedynie docieranie rys wewnętrznych do powierzchni betonu i tym samym przekształcanie się ich w rysy drugiego rzędu. Należy zdecydowanie podkreślić, że wszystkie rysy (z wyłączeniem poziomych obciążeń zbliżonych do niszczących) powstają w stosunkowo wąskim przedziale obciążenia, wyznaczonym przez średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie i jej zakres zmienności w elemencie.

Jeżeli beton jest bardziej jednorodny, to po osiągnięciu przez obciążenie poziomu zbliżonego do rysującego powstaje praktycznie równocześnie kilka załączków rys na zewnętrznej powierzchni elementu. Ich rozstaw nie jest uzależniony w żadnej mierze od warunków przyczepności. Wzrost obciążenia powoduje zarówno penetrację rys w kierunku zbrojenia, jak i wzrost odkształceń w stali w tych przekrojach. Powstające wskutek tego rysy wewnętrzne łączą się z odpowiadającymi im w lokalizacji rysami pierwszego rzędu i bardzo szybko tworzy się ostateczny układ rys w elemencie. W opisaney sytuacji o rozstawie rys nie decyduje przyczepność, lecz inne czynniki. Należy jednak zaznaczyć, że nawet w bardzo jednorodnym elemencie mogą występować zaburzenia, które spowodują, iż lokalnie proces powstawania rys będzie bardziej przypominał opisany uprzednio.

Niezależnie od mechanizmu tworzenia się pierwszych rys, przy obciążeniach zbliżonych do niszczących pojawiają się kolejne rysy wewnętrzne. Są one teraz wyłącznie skutkiem wygenerowania się bardzo dużych naprężeń przyczepności, sięgających do około 30% wytrzymałości betonu na ściskanie. Pojawiają się w sąsiedztwie istnieją-

cych już rys, gdyż tam wartości naprężeń przyczepności są największe. Ze względu na to, że odkształcenia w betonie wywołane obciążeniem są niewielkie, a dodatkowe odkształcenia związane z poślizgiem zbrojenia szybko maleją ze wzrostem odległości od pręta, rysy te pozostają praktycznie zawsze wewnątrz elementu. Powodują wzrost odkształceń w stali i prawie praktyczne ich wyrównanie na odcinku pomiędzy rysą pierwszego rzędu i rysą wewnętrzną. Można w tym wypadku mówić o całkowitym zniszczeniu przyczepności w sąsiedztwie rysy. Długość tego odcinka szacuje się na około $1,5-2,5 d_b$ z każdej strony rysy.

Zupełnie inaczej proces powstawania i rozwoju rys pierwszego i drugiego rzędu przebiega w elementach zginanych oraz obciążonych mimośrodowo, ale w ten sposób, że w elemencie występuje strefa ściskana o znacznym zasięgu [11]. Taki typ obciążenia wiąże się z występowaniem „naturalnego” zróżnicowania odkształceń w betonie rozciągany – od zerowych przy osi obojętnej do maksymalnych przy krawędzi elementu. Szczególnie wyraźne staje się ono, jeżeli odległość od krawędzi rozciąganej do osi zbrojenia jest duża, a zasięg strefy ściskanej jest rzędu połowy wysokości przekroju. Załączki rys tworzą się oczywiście losowo na zewnętrznej powierzchni elementu. Miejsca ich występowania mogą też być zdeterminowane przez takie czynniki jak lokalizacja strzemion (zbrojenia poprzecznego) lub krzywizna. Ze względu na duży zasięg strefy rozciąganej, w chwili powstania rys na powierzchni betonu, naprężenia w okolicach zbrojenia są jeszcze dalekie od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Nawet znaczne zróżnicowanie wytrzymałości betonu na rozciąganie, powodujące powstawanie i rozwój pojedynczych rys pierwszego rzędu, nie skutkuje równoczesnym utworzeniem się rys wewnętrznych. Powstają opisywane już mikrorysy bezpośrednio przy rysie, ale nie ma praktycznie rys wewnętrznych, które będą mogły relatywnie szybko przekształcić się w rysy drugiego rzędu. Mogą pojawić się jedynie ich załączki tuż przy zbrojeniu, ale dalszy rozwój jest niemożliwy ze względu na zbyt małą wartość odkształceń w betonie wywołanych obciążeniem. Nie oznacza to oczywiście, że w elementach zginanych nie powstają wcale rysy wewnętrzne. Ma to jednak miejsce dopiero przy mocno zaawansowanych obciążeniach, a rysy wewnętrzne mogą przekształcić się w rysy drugiego rzędu jedynie wtedy, gdy otulina betonowa jest niewielka.

Procesy zarysowania i kształtowania się przyczepności różnią się w sposób bardzo istotny w zależności od opisywanych typów obciążeń. Nie jest uprawomocnione formułowanie tez o zachowaniu się elementów zginanych na podstawie wyników badań i obserwacji, prowadzonych na elementach osiowo rozciąganych. Fałszywe jest założenie, że taki element może w miarę wiernie odwzorowywać strefę rozciąganą. Skrajnie dalekie od rzeczywistości panującej w konstrukcji są powszechnie stosowane krótkie próbki, w których stal jest rozciągana, a beton ściskany.

Przedstawiona analiza stanowi podstawę do sformułowania wymagań, dotyczących charakterystyki elementu przeznaczonego do badań eksperymentalnych.

- Element rozciągany osiowo lub mimośrodowo musi mieć odpowiednio dużą długość. Ma to umożliwić powstanie nie mniej niż trzech rys (to jest niezbędne mini-

mum). Wymóg ten oparty jest na następującym rozumowaniu. Obciążenie w takich elementach przykładane jest do zbrojenia, co powoduje opisane już specyficzne zachowanie się skrajnych fragmentów elementu, zakłócające mechanizm powstawania skrajnych rys. Już od początku obciążenia pojawia się lokalny poślizg stali, a wzrostowi odkształceń towarzyszy spadek lub co najwyżej stabilizacja wartości odkształceń w betonie. Dopiero w pewnej odległości od czoła próbki następuje wyrównanie tych odkształceń. Dalszy wzrost obciążenia powoduje odsunięcie się tego miejsca od czoła próbki. Skutkuje to późniejszym niż w konstrukcji pojawieniem się tych rys.

- Kształt elementu musi umożliwiać łatwy i bezpośredni pomiar odkształceń w stali i otaczającym ją betonie. Mierzalnym efektem działania sił przyczepności jest stopniowy wzrost odkształceń w betonie otaczającym pręt zbrojeniowy w miarę oddalania się przekroju od miejsca powstania rys lub czoła próbki. Powszechnie używane pojęcie naprężeń przyczepności nie ma swojego odpowiednika, który mógłby być bezpośrednio wyznaczany.

- Wymiary przekroju i jego kształt muszą być takie, aby możliwe było mierzenie odkształceń w betonie na kilku poziomach w wybranych przekrojach. Pozwala to śledzić kształtowanie się dodatkowych odkształceń w betonie, wywołanych przemieszczaniem się pręta.

- Do obserwacji rozwoju różnego rodzaju rys przydatne jest stosowanie bardziej czułych metod optycznych.

Przedstawione tu uwagi stanowiły podstawę do zaprojektowania elementów, które zostały wykorzystane do badań własnych. Są one szczegółowo opisane w rozdziale piątym. Trzeba przy tym dodać, że odrębnej analizy wymagają elementy ze strefą ściskaną (np. belki zginane).

4.2. Analiza teoretyczna – podstawowe założenia i zależności

Teoretyczny opis zjawisk związanych z przyczepnością i zarysowaniem musi prowadzić do sformułowania funkcji, opisujących podstawowe wielkości charakteryzujące przekrój w funkcji jego położenia. Innymi słowy, trzeba znać ich przebieg na długości odcinka pomiędzy rysami (lub czasami pomiędzy czołem elementu a rysą). Tymi podstawowymi funkcjami odnoszącymi się do strefy rozciąganej dowolnego elementu są:

- a) odkształcenia w betonie rozciągany w skrajnych włóknach – ε_{ci} ,
- b) odkształcenie w stali w zbrojeniu rozciągany – ε_s ,
- c) poślizg stali względem betonu – Δ ,
- d) wartość naprężenia przyczepności – τ_b .

Jeżeli element zawiera strefę ściskaną, to dodatkowo trzeba wyznaczyć funkcję opisującą zmiany odkształceń w betonie w skrajnych włóknach tej strefy ε_c . Alternatywnie można przyjąć jako niewiadomą funkcję położenie osi obojętnej.

Jako początek układu współrzędnych przyjmuje się czoło próbki, miejsce występowania rysy lub przekrój usytuowany w połowie rozstawu rys. Podane powyżej niewiadome są ze sobą powiązane zależnościami, które w ostateczności prowadzą do równania różniczkowego. Podstawowe zależności i założenia są w wielu miejscach identyczne lub analogiczne do pojawiających się już, ale w tym miejscu są one przypomniane i uzupełnione w celu łatwiejszego śledzenia wywodów.

Warunek zgodności odkształceń

$$\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x) = \frac{d\Delta(x)}{dx} \quad (4.1)$$

W wyniku powstania rysy ulega zniszczeniu pierwotna przyczepność i odkształcenia stali są większe niż odkształcenia otaczającego ją betonu. Różnica przemieszczeń jest oznaczana przez Δ – poślizg zbrojenia. W odniesieniu do przekrojów znajdujących się w środkowej części elementu poślizg ten można interpretować lokalnie jako szerokość rozwarcia rysy. Przy czole próbki poślizg ten jest bezpośrednią różnicą między całkowitym wydłużeniem stali a wydłużeniem betonu. Założenie takie przyjmuje się powszechnie we wszystkich istniejących analizach. Nie ma innych alternatywnych dla niego rozwiązań.

Warunek równowagi sił w przekroju pręta

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \mp \frac{4\tau_b(x)}{d_b} \quad (4.2)$$

Warunek ten wynika z równowagi sił działających na elementarny wycinek zbrojenia (rys. 2.1). Określa on istotę zjawiska przyczepności i – podobnie jak warunek (4.1) – nie budzi żadnych kontrowersji i jest powszechnie akceptowany. Siły przyczepności zmniejszają naprężenia w stali o wartości $\delta\sigma_s$, co oznacza zmniejszenie siły w przecie o $0,25\pi d_b^2 \delta\sigma_s$. Siła ta jest przekazywana na otaczający beton za pomocą składowych naprężeń przyczepności działających stycznie do pręta – $\pi d_b dx \tau_b$. Porównanie tych sił prowadzi do warunku (4.2).

Warunki równowagi sił w przekroju

Warunki równowagi sił w przekroju muszą być tak sformułowane, aby uwzględniać poślizg rozciąganego zbrojenia względem otaczającego go betonu. Ich szczegółowa postać zależy od rodzaju obciążenia, działającego na analizowany element (osiowe rozciąganie, mimośrodowe rozciąganie, zginanie). Uwzględnienie poślizgu oznacza, że prawo

płaskich przekrojów dotyczy jedynie betonu w strefie ściskanej i stali (przekroje zginane) lub betonu w strefie rozciąganej i ściskanej (mimośrodowe rozciąganie).

Związki przyczepności

Związki przyczepności to zależności między naprężeniami przyczepności a innymi wielkościami, charakteryzującymi parametry strefy rozciąganej elementu. Występujące tu wielkości zawierają również parametry uwzględniające podstawowe własności przyczepności, takie jak sposób uźebrowania pręta, wytrzymałość betonu itp. Jest ich bardzo dużo i ze względów praktycznych muszą być podane w formie syntetycznej za pomocą możliwie najmniejszej liczby współczynników. Wybór właściwej funkcji przyczepności jest kluczowy nie tylko ze względu na samo zjawisko, ale również w analizach odkształcalności konstrukcji bazujących na związkach przyczepności. Wyrażnie było to widać w rozważaniach, przedstawionych w rozdziale trzecim.

Z omówionych już poprzednio przyczyn, nie ma możliwości opisanie zjawiska przyczepności za pomocą jednej zależności funkcyjnej, ważnej zarówno dla okolic czoła próbki jak i jej środkowej części. W opracowanym modelu przy czole próbki przyjęto tę funkcję w następującej postaci, znanej i stosowanej dosyć powszechnie:

$$\tau_b(x) = k\Delta^\alpha \quad (4.3)$$

W przekrojach oddalonych od czoła, w których poślizg występuje dopiero po powstaniu rys, przyczepność opisano za pomocą dwóch wzorów:

$$\tau_b(x) = k(a-x)x^\alpha \quad (4.4a)$$

$$\tau_b(x) = g\sigma_s(x)x^\alpha \quad (4.4b)$$

Wybór funkcji przyczepności decyduje w zasadniczy sposób o możliwościach i jakości rozwiązań. W odróżnieniu od wszystkich istniejących i opisanych w poprzednim rozdziale koncepcji przyjęto, że konieczne jest użycie dwóch funkcji przyczepności. Wynika to z założonego mechanizmu działania przyczepności w sąsiedztwie rysy. Wzór (4.4a) podaje „natychmiastową” zależność, kształtującą się w chwili zarysowania. Zgodnie z obserwacjami z badań eksperymentalnych, powstanie rysy praktycznie determinuje ostatecznie obszar, gdzie naruszona została przyczepność pierwotna. Jego zasięg, liczony od osi rysy wzdłuż osi pręta wynosi a . Oznacza to, że w chwili zarysowania w odległości $x = a$ od rysy, odkształcenia w stali i betonie są równe $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$ i nie ma poślizgu ($\Delta(x = a) = 0$). Naprężenia przyczepności są równe zeru zarówno w miejscu rysy, jak i na końcu odcinka o długości a . Sytuacja taka trwa krótko. W przypadku elementów osiowo lub mimośrodowo rozciąganych powstające wtedy naprężenia przyczepności prowadzą do tworzenia się zaczątków rys drugiego rzędu i nawet bardzo niewielki wzrost obciążenia powoduje, że na całej długości elementu $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$. Wtedy do opisu przyczepności przyjmuje się zależność (4.4b). Jeżeli przekrój ma rozbudowaną strefę ściskaną, to cezura oddzielającą zastosowanie jednej z funkcji

przyczepności staje się dotarcie drugiej z rys do powierzchni pręta zbrojeniowego. Wtedy możliwy jest wzrost długości odcinka a .

We wzorach (4.3)–(4.4b) zawarte są parametry, które bezpośrednio zależą od czynników wpływających na przyczepność. Oznaczone są one odpowiednio literami, α , k , a oraz g . Należy przy tym zwrócić uwagę, że sam typ zależności funkcyjnej zawiera również założenia o charakterze przyczepności. Wzór (4.3) zakłada, że przy ustalonych wielkościach takiego typu jak wytrzymałość betonu, sposób żebrowania stali, wielkość stosunku otuliny betonowej do średnicy pręta – c/d_b , naprężenia przyczepności zależą wyłącznie od poślizgu (zależność lokalna). Innymi słowy, określona wartość poślizgu niezależnie od miejsca (położenia przekroju względem czoła próbki) generuje określoną wartość naprężeń przyczepności. W odniesieniu do bardzo krótkich elementów oraz do obszaru przylegającego do czoła próbki jest to założenie dosyć dobrze uzasadnione eksperymentalnie.

Wzory (4.4a) i (4.4b) zostały opracowane przez autora monografii. Struktura wzoru (4.4a) umożliwia spełnienie warunków brzegowych, występujących w chwili zarysowania. Zależność (4.4b) wynika zarówno z rozważań teoretycznych, jak i analizy wyników badań empirycznych. Zakłada ona, że wartości naprężeń przyczepności w danym przekroju zależą zarówno od wartości naprężeń w stali, jak i jego położenia względem miejsca, gdzie powstała rysa. Uzależnienie wartości naprężeń przyczepności od naprężeń w stali jest analogiczne do zależności tych naprężeń od wartości poślizgu (wzór (4.3)). Zakłada on jednak, że przy identycznych poziomach naprężeń w stali (poślizgach) większe naprężenia przyczepności powstaną w większej odległości od rysy. Struktura wzoru pozwala go zaklasyfikować do funkcji kategorii $\tau = \tau(\Delta, x)$. W odróżnieniu jednak od istniejących już propozycji, pozwala ona na otrzymywanie rozwiązań w zamkniętej postaci i co za tym idzie wykorzystanie w analizie odkształcalności konstrukcji.

Przedstawione w tym rozdziale założenia i wynikające z nich zależności pozwalają szczegółowo analizować problemy zarysowania i zmian przyczepności w różnych przypadkach.

4.3. Analiza wybranych przypadków wytrzymałościowych

4.3.1. Przekrój osiowo rozciągany

Czoło próbki

Początek układu współrzędnych należy przyjąć na czole próbki, a miejsce gdzie $\Delta = 0$ i $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$ oznaczamy x_1 . Równanie równowagi sił ma postać podaną wzorem (4.5), zakładającym liniowo-sprężystą charakterystykę betonu i stali w analizowanym zakresie obciążeń.

$$\varepsilon_s(x) E_s A_s + \varepsilon_c(x) E_c A_c = F \quad (4.5)$$

Po wyliczeniu $\varepsilon_c(x)$ z zależności (4.5) i wstawieniu do warunku zgodności odkształceń otrzymuje się

$$\frac{d\Delta(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) \cdot (1 + \rho \alpha_e) - \frac{F}{E_c A_c} \quad (4.6)$$

Po zróżniczkowaniu równania (4.6) i uwzględnieniu zależności (4.2) i (4.3) otrzymuje się

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} = (1 + \rho \alpha_e) \frac{d\varepsilon_s}{dx} = \frac{4(1 + \rho \alpha_e)}{d_b E_s} \tau_b = \frac{4(1 + \rho \alpha_e)}{d_b E_s} k \Delta^\alpha \quad (4.7)$$

Równanie to można zapisać w postaci

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} = \lambda^2 \Delta^\alpha \quad (4.8)$$

gdzie $\lambda = \frac{4(1 + \rho \alpha_e)}{d_b E_s} k$

Równanie (4.8) jest jednorodnym nieliniowym równaniem różniczkowym drugiego stopnia, które nie ma zamkniętych rozwiązań przy dowolnych warunkach brzegowych. Problem ten można jednak rozwiązać, dla szczególnych warunków brzegowych, całkując obustronnie to równanie, co prowadzi do zależności

$$\frac{d\Delta}{dx} = - \sqrt{2 \left(\frac{\lambda^2 \Delta^{(1+\alpha)}}{1 + \alpha} + C_1 \right)} \quad (4.9)$$

Warunek brzegowy ma postać $\frac{d\Delta}{dx}(x = x_1) = \Delta(x = x_1) = 0$, co daje stałą całkowania $C_1 = 0$ i równanie można zapisać w postaci

$$\frac{d\Delta}{dx} = \beta \Delta^{\frac{1+\alpha}{2}} \quad (4.10)$$

gdzie $\beta = \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1 + \alpha}}$.

Ponowne całkowanie (po rozdzieleniu zmiennych) daje rozwiązanie w postaci

$$\Delta(x) = \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (C_2 - x) \right]^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (4.11)$$

Aby spełniony był warunek $\Delta(x=x_1)=0$, musi być $C_2=x_1$. Ostatecznie wzór określający poślizg ma postać:

$$\Delta(x) = \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (x_1 - x) \right]^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (4.12)$$

Korzystając z równań (4.10), (4.6) i (4.12), można podać zależność między odkształceniami w stali i położeniem przekroju.

$$\varepsilon_s(x) = \frac{\frac{d\Delta}{dx} + \frac{F}{E_c A_c}}{1 + \rho\alpha_e} = \frac{\beta \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (x_1 - x) \right]^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + \frac{F}{E_c A_c}}{1 + \rho\alpha_e} \quad (4.13)$$

Podobną postać ma zależność opisująca odkształcenia w betonie

$$\varepsilon_c(x) = \frac{-\rho\alpha_e\beta \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (x_1 - x) \right]^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + \frac{F}{E_c A_c}}{1 + \rho\alpha_e} \quad (4.14)$$

Na podstawie powyższych wzorów można przeanalizować zachowanie się próbki na początkowym etapie obciążenia. Ze względu na warunki brzegowe, dla $x=0$ mamy $\varepsilon_c(x=0)=0$. Na tej podstawie z równania (4.14) otrzymuje się wartość x_1 , tzn. współrzedną miejsca, gdzie odkształcenia w stali i betonie są sobie równe.

$$x_1 = \frac{\left(\frac{F}{E_s A_s \beta} \right)^{\frac{1-\alpha}{1+\alpha}}}{\frac{1-\alpha}{2} \beta} \quad (4.15)$$

Widać z niej, że długość odcinka naruszenia przyczepności pierwotnej jest funkcją potęgową obciążenia o wykładniku mniejszym od jedynki. Przemieszczanie się punktu x_1 następuje w miarę wzrostu obciążenia. Warunek określający zarysowanie ma typową postać, tzn.

$$\varepsilon_c(x = x_1) = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (4.16)$$

Po wstawieniu do wzoru (4.14) prowadzi to do znanej zależności określających wartość siły rysującej w przekroju osiowo rozciągającym.

$$F_{cr} = f_{ctm} A_c (1 + \rho \alpha_e) \quad (4.17)$$

Można zatem stwierdzić, że zależność (4.3) pozwala na opisanie zjawisk zachodzących przy czole próbki do czasu pojawienia się rysy wewnętrznej w miejscu o współrzędnej x_1 . Wtedy w przekroju tym odkształcenia w stali stają się większe niż w betonie i stała całkowania C_1 nie jest już równa zero. Równanie (4.8) nie ma już rozwiązania w postaci zamkniętej. Jest to, oprócz skomplikowanej postaci, istotna wada tak przyjętej funkcji przyczepności. W tej sytuacji można krzywoliniową zależność typu $\tau_b = \tau(\Delta)$ aproksymować liniową funkcją o postaci:

$$\tau_b = G\Delta \quad (4.18)$$

gdzie G jest parametrem doświadczalnym, charakteryzującym podstawowe cechy przyczepności. Postępując analogicznie jak poprzednio, otrzymuje się równanie różniczkowe drugiego stopnia, jednorodne i liniowe

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} = k^2 \Delta \quad (4.19)$$

gdzie $k^2 = \frac{4(1 + \rho \alpha_e)}{E_s d_b} G$.

Dalsza procedura postępowania jest analogiczna do przedstawionej wcześniej, ale ze względu na postać równania jest łatwiejsza od strony matematycznej.

Dodatkowe efekty działania naprężeń przyczepności

Badania doświadczalne wykazują, że pojawienie się sił przyczepności wtórnej, związanej z poślizgiem stali względem zbrojenia, powoduje powstanie dodatkowych oddziaływań na beton znajdujący się w bliskiej odległości od osi pręta. Siły przyczep-

ności pochylone są pod pewnym kątem do tej osi. Składowa prostopadła prowadzi do powstawania sił działających rozłupująco na otulinę betonową, a składowe równoległe do osi pręta powodują powstawanie dodatkowych odkształceń rozciągających w betonie. Ich wartość zależy zarówno od wartości naprężeń przyczepności, jak i odległości od osi pręta. Nierównomierny rozkład odkształceń w przekroju (większe przy zbrojeniu, a mniejsze przy swobodnych krawędziach) jest czasami uwzględniany, ale w sposób bardzo zgrubny. Stosuje się [5], [12] na przykład współczynniki mniejsze od jedynki, niezależne od poziomu obciążenia i położenia przekroju, które służą uśrednieniu odkształceń w betonie.

Do interpretacji ilościowej tego zjawiska wykorzystano rozwiązanie zagadnienia teorii sprężystości, dotyczące obciążenia półpłaszczyzny siłami rozłożonymi działającymi prostopadłe do jej krawędzi. Można przyjąć, że siłami tymi są naprężenia przyczepności, działające na powierzchni bocznej pręta. Przesunięcie punktu $A(x, y)$ dane jest następującą zależnością:

$$u(x, y) = \frac{d_b}{4E_{cm}} \int_x^{x_1} \tau_h(\alpha) \left[\frac{2(1-\nu_c)}{(y^2 + \alpha^2)^{0.5}} + \frac{\alpha^2}{(y^2 + \alpha^2)^{1.5}} \right] d\alpha \quad (4.20)$$

Pochodna wyrażenia (4.20) przedstawia wartość dodatkowych odkształceń w betonie:

$$\Delta \varepsilon_{ct}(x, y) = \frac{\tau_b(x) d_b}{4E_{cm}} \left[\frac{2(1-\nu_c)}{(y^2 + x^2)^{0.5}} + \frac{x^2}{(y^2 + x^2)^{1.5}} \right] \quad (4.21)$$

Wartość naprężenia przyczepności w funkcji położenia określają wzory (4.12) i (4.3), co prowadzi ostatecznie do zależności:

$$\Delta \varepsilon_{ct}(x, y) = \frac{k d_b}{4E_{cm}} \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (x_1 - x) \right]^{1-\alpha} \left[\frac{2(1-\nu_c)}{(y^2 + x^2)^{0.5}} + \frac{x^2}{(y^2 + x^2)^{1.5}} \right] \quad (4.22)$$

Wzór (4.20) jest prawdziwy dla półpłaszczyzny nieskończonej, w rzeczywistości natomiast obszar jest ograniczony do $y = \pm(d_b/2 + c)$. Jednak jego struktura powoduje, że wartości $u(x, y)$ szybko maleją ze wzrostem wartości y . Przy otulinach rzędu 2–2,5 d_b przyrost odkształceń obliczony według (4.20) jest na krawędzi 6–7 razy mniejszy niż przy powierzchni zbrojenia. W związku z tym można uznać przybliżenie za zadowalające. Przyjęta koncepcja teoretyczna pozwala jednoznacznie interpretować takie zjawiska jak: nierównomierny rozkład odkształceń w betonie w przekrojach prostopadłych do osi pręta, deplanacja przekroju przy rysie i powstawanie

koncentracji odkształceń przy czole elementu. Wykazuje też dobrą zgodność z obserwacjami. Przykładowo, można zauważyć, iż struktura wzorów (4.3), (4.12) i (4.20) wskazuje, że wzrost przyczepności przyczynia się do ograniczenia zasięgu stożka (oraz długości odcinka naruszenia przyczepności) przy równoczesnym zwiększeniu jego podstawy. W badaniach eksperymentalnych najlepiej jest to zjawisko widoczne przy analizie porównawczej elementów zbrojnych stałą gładką (słabsza przyczepność) i żebrowaną. Uwzględnienie efektów związanych z powstawaniem dodatkowych odkształceń jest ważne nie tylko przy samym czole próbki. Mimo że wartość $\Delta\varepsilon(x, y)$ bardzo szybko zanika ze wzrostem wartości x , to i tak w pobliżu punktu x_1 przyrost odkształceń jest większy od zera. Efekt sumowania się odkształceń wywołanych obciążeniem zewnętrznym i przemieszczeniem pręta może powodować powstawanie rysy tuż przy zbrojeniu – tak zwanej rysy wewnętrznej. Jest ona zlokalizowana w odległości mniejszej niż x_1 od czoła próbki. W przypadku czoła próbki efekt ten jest niewielki, natomiast w środkowej części elementu, ze względu na inny rozkład naprężeń przyczepności, jest on na tyle istotny, iż należy go bardziej szczegółowo przeanalizować.

Środkowa część elementu

Zerwanie pierwotnej przyczepności w środkowej części elementu następuje w chwili, gdy obciążenie osiągnie wartość rysującą. Jest to zasadnicza różnica między tą częścią elementu a czołem próbki. Środkowa część elementu jest pod względem zachowania się zdecydowanie bliższa pracy rzeczywistej konstrukcji żelbetowej poddanej rozciąganiu niż czoło próbki. Zgodnie z przedstawionymi wcześniej założeniami, rozkład naprężeń przyczepności opisuje w chwili tuż po zarysowaniu wzór (4.3a). We wzorze tym parametry k i a są uzależnione od takich wielkości jak sposób żebrowania pręta, wytrzymałość betonu, położenie pręta w przekroju itp.

Po wstawieniu (4.3a) do (4.1) otrzymuje się następującą postać równania różniczkowego:

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = -\frac{4kx^\alpha(a-x)}{d_b} \quad (4.23)$$

Po rozdzieleniu zmiennych i scałkowaniu oraz przyjęciu warunku brzegowego w postaci $\sigma_s(x=0) = \sigma_0$, otrzymuje się następujące równanie, opisujące przebieg naprężeń w stali:

$$\sigma_s(x) = \sigma_0 - \frac{4k}{d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) \quad (4.24)$$

Warunek równowagi sił prowadzi do następującej zależności, opisującej zmiany naprężeń w betonie:

$$\sigma_c(x) = \frac{4k\rho}{d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) \quad (4.25)$$

W równaniach tych występują trzy parametry a , α i k , które są związane z charakterystykami przyczepności. Wygodnie jest wprowadzić oznaczenie β , będące stosunkiem wytrzymałości betonu na rozciąganie do wartości maksymalnych naprężeń przyczepności powstających w chwili zarysowania, tzn. $\beta = \frac{f_{ctm}}{\tau_{b, \max}}$. Pozwala to na

jaśniejszą interpretację doświadczalnych parametrów przyczepności. Zgodnie z założeniami, w odległości $x = a$ od miejsca powstania rysy odkształcenia w betonie i stali muszą być identyczne i równe sobie $\varepsilon_s(a) = \varepsilon_b(a) = f_{ctm}/E_{cm}$. Po wstawieniu do (4.25) otrzymuje się:

$$f_{ctm} = \frac{4k\rho}{d_b(1+\alpha)(2+\alpha)} a^{2+\alpha} \quad (4.26)$$

Ze wzoru (4.3a) wynika, że maksymalna wartość naprężeń przyczepności występuje w odległości $x = \alpha a/(1+\alpha)$ i wynosi

$$\tau_{b, \max} = k \left(\frac{\alpha}{1+\alpha} \right)^\alpha \frac{1}{1+\alpha} a^{1+\alpha} \quad (4.27)$$

Po podzieleniu stronami równań (4.26) i (4.27), uporządkowaniu oraz wprowadzeniu opisanego już parametru β otrzymuje się

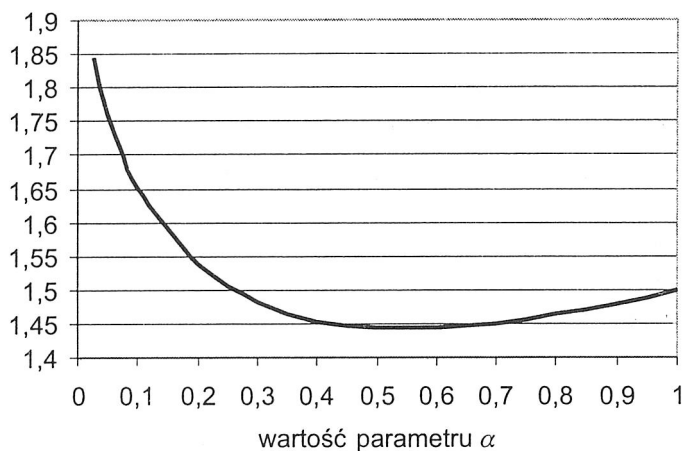
$$a = 0,25 \left(\frac{\alpha}{1+\alpha} \right)^\alpha (2+\alpha) \beta \frac{d_b}{\rho} \quad (4.28)$$

Parametr k można teraz zapisać w postaci następującej:

$$k = \left(\frac{1+\alpha}{\alpha} \right)^\alpha (1+\alpha) \frac{f_{ctm}}{\beta a^{1+\alpha}} \quad (4.29)$$

W ten sposób w opisie występują dwa parametry α i β oraz wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ctm} . Zgodnie z przyjętą koncepcją wzór (4.28) określa długość odcinka naruszenia przyczepności, która często jest identyfikowana z rozstawem rys. Wynika z niego, że długość tego odcinka jest wprost proporcjonalna do średnicy pręta zbrojeniowego i odwrotnie proporcjonalna do stopnia zbrojenia. Analogiczne wnioski można wysnuć z wielu innych analiz procesu zarysowania. Novum stanowią dwa dodatkowe parametry przyczepności. Na rysunku 4.1 pokazano wpływ wartości paramet-

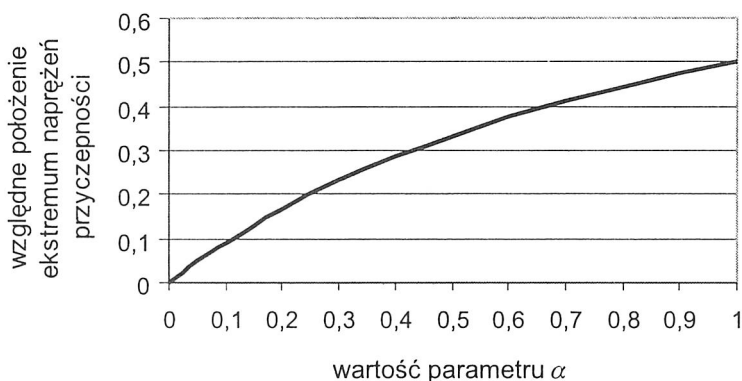
tru α na zmiany długości a (na osi rzędnych zaznaczona jest wartość $\frac{4a\rho}{\beta d_b}$) przy założeniu, że inne występujące wielkości są stałe.



Rys. 4.1. Zależność między wartościami α i $\frac{4a\rho}{\beta d_b}$

Fig. 4.1. Dependence between values of α and $\frac{4a\rho}{\beta d_b}$

Rysunek 4.2 ilustruje natomiast jego wpływ parametru α na miejsce występowania ekstremum naprężeń przyczepności.



Rys. 4.2. Zależność między α i $x_{\max}/a$

Fig. 4.2. Dependence between values of α and $x_{\max}/a$

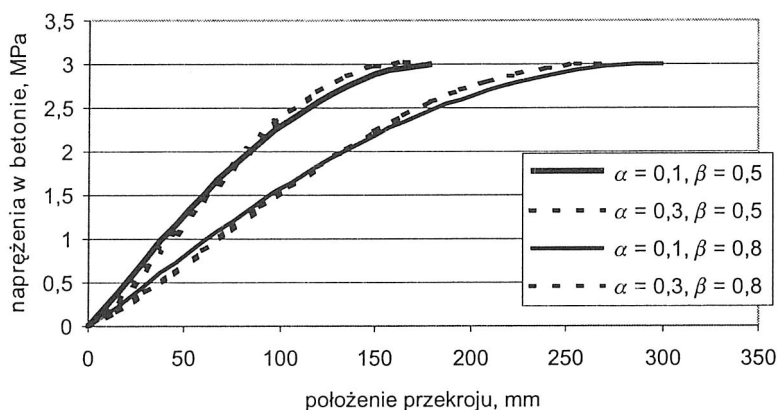
Jeżeli wartość parametru α znajduje się w stosunkowo szerokim przedziale od około 0,4 do 0,7, to wartość α praktycznie pozostaje stała. Ten sam wzrost wartości α powoduje jednak znaczące oddalenie się miejsca występowania ekstremum wartości naprężeń przyczepności. Oznacza to, że parametr α może być korelowany z charakterystykami zbrojenia, np. względną powierzchnią żeberek (im α jest większe, tym f_R mniejsze). Wzrost f_R skutkuje szybszym rozwojem przyczepności, bo mniejsza liczba żeberek jest w stanie zaktywizować działanie znacznych sił przyczepności. Jak jednak wynika z badań eksperymentalnych, przekroczenie pewnego poziomu wartości przez f_R powoduje spadek tychże naprężeń. Może to odpowiadać przedziałowi $\alpha \leq 0,3$, w którym następuje znaczący przyrost odcinka przyczepności, co oznacza, że zwiększa się obszar niezbędny do przeniesienia sił ze stali na beton. Przy dużych wartościach α (małych f_R) położenie $\tau_{b, \max}$ odsuwa się od miejsca występowania rysy w kierunku końca odcinka i dla $\alpha = 1$ jest $x_{\max} = 0,5a$, to znaczy, że maksimum naprężeń przyczepności wypada dopiero w połowie długości odcinka naruszenia pierwotnej przyczepności.

Drugim parametrem jest $\beta = \frac{f_{ctm}}{\tau_{b, \max}}$. Jego wartość można kalibrować na podstawie

wyników badań nad wpływem wytrzymałości betonu na wartość $\tau_{b, \max}$. Wyniki takich badań podawane są bardzo często właśnie w zbliżonej postaci. Można stwierdzić, że funkcja przyczepności zaproponowana do analizy zjawiska na etapie tworzenia się rys spełnia szereg wymogów. Gwarantuje ona ściśle spełnienie warunków brzegowych. Zawiera dwa niezależne parametry ustalane doświadczalnie – α i β , które można jednoznacznie powiązać z wynikami badań, dotyczącymi wpływu różnych czynników na wartość i przebieg naprężeń przyczepności. Obliczana na podstawie tej funkcji długość odcinka naruszenia przyczepności (rozstaw rys) zawiera wszystkie typowe składniki – ρ i d_b , które na nią wpływają oraz wspomniane już dobrze zdefiniowane parametry przyczepności. Taka dwuparametrowa funkcja jest użyteczna w zastosowaniach inżynierskich i pozwala na przejrzystą interpretację fizyczną zjawiska.

Gdyby wytrzymałość betonu była wielkością zdeterminowaną, wówczas w momencie, gdy siła rozciągająca osiągnęłaby wartość obciążenia rysującego równocześnie, powstałyby wszystkie rysy pierwszego rzędu o równomiernym rozstawie równym $2a$. W rzeczywistości wytrzymałość betonu jest zróżnicowana. Możliwe jest równoczesne powstanie kilku załazków potencjalnych rys. Przez określenie załazek należy rozumieć rysę powstałą przy krawędzi elementu niedochodzącą do zbrojenia. Warto zwrócić uwagę, że rozstaw tych mikropęknięć może być znacznie mniejszy niż $2a$. Ze względu na swój mały zasięg, jedynie w niewielkim stopniu modyfikują one rozkład odkształceń w stali zbrojeniowej. Niewielki wzrost obciążenia umożliwia rozwój tych pęknięć. Nie jest on równomierny, lecz uzależniony od lokalnej wytrzymałości betonu. Gdy pierwsza z rys dotrze do zbrojenia, zmianie ulegają

warunki, którym podlegają pozostałe mikrorysy. Zahamowaniu ulega ich rozwój na długości równej $2a$. Wiąże się to z faktem, że naruszenie pierwotnej przyczepności spowodowało odciążenie betonu wskutek wzrostu naprężeń w stali. Jeżeli w innych przekrojach elementu wytrzymałość będzie identyczna (lub bardzo zbliżona) z występującą w opisywanym przypadku, to powstanie kilka innych rys pierwszego rzędu. W każdym przypadku ich wzajemna odległość nie może być mniejsza niż $2a$. Na marginesie tych rozważań warto skonstatować, iż między innymi z tego względu krótkie elementy są mało przydatne do analizy przyczepności czy też zarysowania. Niewielkie fluktuacje wytrzymałości betonu prowadzą do istotnych różnic w stanie zarysowania (liczba rys i ich szerokości rozwarcia).



Rys. 4.3. Wykresy naprężeń w betonie w chwili zarysowania w zależności od wartości parametrów α i β

Fig. 4.3. Concrete stresses draft at cracking level, in function of α and β

Jak już opisano, powstaniu rysy pierwszego rzędu towarzyszy inicjacja spękania betonu w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia i powstanie rysy wewnętrznej. Sumując odkształcenia, wynikające z działania siły rozciągającej i dodatkowych odkształceń wynikających z działania sił przyczepności, otrzymuje się następujące równanie:

$$\frac{4k\rho}{d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) + \frac{kx^\alpha (a-x)d_b}{4} \left[\frac{2(1-\nu_c)}{(y^2+x^2)^{0,5}} + \frac{x^2}{(y^2+x^2)^{1,5}} \right] = f_{ctm} \quad (4.30)$$

Określa ono warunek powstania rysy wewnętrznej. W równaniu tym niewiadomą jest miejsce powstania rysy wewnętrznej x_R . Ponieważ jest ona zlokalizowana bezpośrednio przy zbrojeniu, do obliczeń należy przyjmować $y = 0$, tzn. krawędź pręta zbrojeniowego. Równanie (4.30) upraszcza się do postaci:

$$\frac{4k\rho}{d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) + \frac{kx^{\alpha-1}(a-x)d_b}{4} (3-2\nu_c) = f_{cm} \quad (4.31)$$

Równanie (4.31) może mieć dwa rozwiązania. Pierwsze dotyczy sytuacji, w której decydujący wpływ na powstanie rysy wewnętrznej mają naprężenia rozciągające wywołane obciążeniem zewnętrznym. Dominującym składnikiem równania jest pierwszy człon występujący po lewej stronie równania (4.31). Rysa wewnętrzna powstaje w niewielkiej odległości od przekroju o współrzędnej $x = a$ ($x_R < a$). Jeżeli betonowi o małej wytrzymałości towarzyszyć będzie mocno uźebrowane zbrojenie – duża wartość f_R (mała wartość α), to możliwe jest powstanie rysy wewnętrznej bardzo blisko rysy pierwszego rzędu. Decydujący jest wtedy wpływ drugiego ze składników wzoru (4.31). To drugie rozwiązanie związane jest koncentracją odkształceń przy rysie i stopniowym lokalnym niszczeniem przyczepności. Zdecydowanie ważniejsze jest powstanie rysy wewnętrznej w okolicach końca odcinka naruszenia przyczepności.

Rysa wewnętrzna w momencie powstania ma bardzo mały zasięg i tylko w niewielkim stopniu wpływa na wzrost naprężeń w stali w miejscu, gdzie powstała i w najbliższym otoczeniu. Uniemożliwia ona jednak powstanie analogicznej rysy wewnętrznej, mającej swe źródło w sąsiedniej rysie pierwszego rzędu. Dodatkowo rysy wewnętrzne powodują, że w żadnym przekroju nie jest już spełniony warunek zgodności odkształceń betonu i stali, teraz $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$. Konsekwencją tego jest konieczność zmiany postaci funkcji opisującej naprężenia przyczepności. Na tym etapie obciążenia wiodącą rolę zaczynają odgrywać czynniki związane z poślizgiem stali względem betonu – Δ . Od tego poziomu obciążenia do opisu naprężeń przyczepności należy wykorzystywać wzór (4.4b). Po wstawieniu $\tau_b(x)$ ze wzoru (4.4b) do (4.1) i przekształceniu otrzymuje się następujące równanie różniczkowe:

$$\frac{d\sigma_s(x)}{\sigma_s(x)} = \mp \frac{4gx^\alpha}{d_b} \quad (4.32)$$

Jego rozwiązaniem uwzględniającym warunek brzegowy $\sigma_s(x=0) = \sigma_0 = F/A_s$ jest równanie:

$$\sigma_s(x) = \sigma_0 \exp\left(-\frac{4gx^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}\right) \quad (4.33)$$

Pozostałe wielkości opisane są następującymi równaniami:

$$\tau_b(x) = g\sigma_0 x^\alpha \exp\left(-\frac{4gx^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}\right) \quad (4.34)$$

$$\sigma_{ct}(x) = g\sigma_0 \exp\left(1 - \frac{4gx^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}\right) \quad (4.35)$$

Dla funkcji przyczepności o postaci podanej wzorem (4.34) maksymalna wartość naprężeń przyczepności występuje w przekroju oddalonym od rysy o $x_{\max}$

$$x_{\max} = (d_b\alpha/4g)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (4.36)$$

i wynosi ona

$$\tau_{b,\max}(x) = g\sigma_0 \left(\frac{\alpha d_b}{4g}\right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \exp\left(-\frac{\alpha}{(1+\alpha)}\right) \quad (4.37)$$

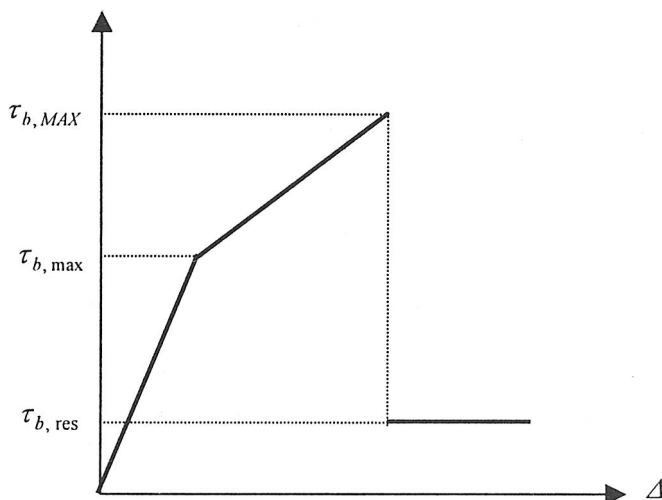
Parametrami doświadczalnymi występującymi w tej postaci funkcji są α i g . Pierwszy z nich jest wartością stałą niezależną od poziomu obciążenia, natomiast g może się zmieniać przy wzroście obciążenia. Dobrze uzasadnione jest założenie, że w chwili przejścia od stanu bez rysy wewnętrznej do jej powstania wartość maksymalnych naprężeń przyczepności nie ulega zmianie, podobnie jak i miejsce położenia tego ekstremum. Na tej podstawie początkowe wartości parametru g oraz wartość α wyznacza się z następującego układu równań

$$x = (d_b\alpha/4g)^{\frac{1}{1+\alpha}} = \frac{a\alpha_1}{(1+\alpha_1)} \quad (4.38)$$

$$\tau_{b,\max}(x) = g\sigma_0 \left(\frac{\alpha d_b}{4g}\right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \exp\left(-\frac{\alpha}{(1+\alpha)}\right) = k \left(\frac{\alpha_1}{1+\alpha_1}\right)^{\alpha_1} \frac{1}{1+\alpha_1} a^{1+\alpha_1} \quad (4.39)$$

We wzorach tych przez α_1 oznaczono parametr przyczepności, związany z funkcją podaną wzorem (4.4a). Współczynnik g pełni podobną rolę do tej, jaką odgrywa parametr wiążący wartość naprężeń przyczepności z poślizgiem zbrojenia. „Odpowiada” on za mechanizm mechanicznego zazębienia pomiędzy betonem a żeberkami zbrojenia. Na rysunku 4.4 pokazano schematycznie zmiany maksymalnych naprężeń przyczepności w zależności od poślizgu zbrojenia. Można przyjąć, że podobny charakter ma zależność pomiędzy maksymalnymi wartościami naprężeń przyczepności a obciążeniem. Symbolem $\tau_{b,\max}$ oznaczono maksymalną ich wartość w chwili powstawania rysy. Przy wzroście obciążenia rośnie ich wartość i – jak wynika ze wzoru (4.34) – przyrost ten jest proporcjonalny do wzrostu obciążenia. Wartość $\tau_{b,\max}$ oznacza

absolutnie maksymalną wartość naprężeń przyczepności, która może być osiągnięta w określonej sytuacji. O ile $\tau_{b, \max}$ zależy głównie od f_{ctm} i jest z nią porównywalna, to na $\tau_{b, MAX}$ bardzo istotny wpływ ma również stosunek c/d_b oraz udział ewentualnych strzemion. Wartość $\tau_{b, MAX}$ jest z reguły kilkakrotnie większe niż f_{ctm} .



Rys. 4.4. Schematyczna zależność $\tau_b = \tau(\Delta)$

Fig. 4.4. Schematic diagram of $\tau_b = \tau(\Delta)$

Warto przy tym zwrócić uwagę, że w przypadku bardzo dobrej przyczepności wzrost obciążenia doprowadzi do wcześniejszego uplastycznienia stali niż do zerwania przyczepności. Zjawisko to występuje bardzo często, jeżeli zbrojenie jest dobrze otulone, ma małą średnicę, a stopień zbrojenia jest niewielki.

Początkowo przy wzroście obciążenia wartość parametru g pozostaje stała, a wartość maksymalnych wartości przyczepności rośnie. Po osiągnięciu wartości $\tau_{b, MAX}$ dalszy wzrost obciążenia powoduje nie tyle wzrost wartości maksymalnych naprężeń przyczepności, ale jego oddalanie się od przekroju zawierającego rysę. W związku z tym po osiągnięciu wartości $\tau_{b, MAX}$ zmiana musi ulegać wartość parametru g . Ulega on zmniejszeniu w takim stopniu, aby wartość $\tau_{b, MAX}$ pozostawała już niezmienną (iloczyn $g\sigma_0$ jest stały). Stopniowe oddalanie się położenia ekstremum od przekroju, w którym powstała rysa, można obliczać ze wzoru (4.36). Konsekwencją przyjętego opisu teoretycznego są zmiany w wartości i miejscu położenia maksymalnych naprężeń przyczepności. Tuż po zarysowaniu miejsce to jest stosunkowo bliskie miejsca występowania rysy, a wartość wynosi $\tau_{b, MAX}$. Przy wzroście obciążenia położenie ekstremum pozostaje stałe, a wzrasta jego wartość aż do $\tau_{b, MAX}$. Po przekroczeniu tego poziomu obciążenia wartość $\tau_{b, MAX}$ nie ulega zmianie, ale miejsce występowania wol-

no oddała się od miejsca, gdzie powstała rysa. „Wędrówka” ta jest ograniczona do miejsca, w którym równowazą się wpływy rysy pierwszego rzędu i rysy wewnętrznej (ta ostatnia podczas wzrostu obciążenia ulega rozwojowi). W tym przekroju następuje skokowa zmiana kierunku działania naprężeń przyczepności. Osiągnięcie tej granicy jest tożsame z lokalną utratą przyczepności. Przedstawiony mechanizm stanowi pewne konieczne uproszczenie rzeczywiście zachodzących zjawisk. W istocie początkowy wzrost obciążeń powoduje nie tylko wzrost wartości naprężeń przyczepności, ale również bardzo niewielkie oddalanie się miejsca występowania $\tau_{b, \max}$. Badania eksperymentalne wykazały jednak, że jest ono na tyle małe, iż można je pominąć nie popełniając większego błędu.

Zachowanie się elementu rozciąganego po powstaniu rys wewnętrznych i ustaleniu się naprężeń przyczepności w postaci podanej wzorem (4.4b) można opisać, przyjmując poniższe założenia:

a) rozwój rysy wewnętrznej zależy od wzrostu obciążenia i rozwoju rysy pierwszego rzędu,

b) zmiany odkształceń w stali po długości pręta są ciągłe,

c) w każdym przekroju muszą być spełnione warunki równowagi sił.

Wzrost obciążenia powoduje proporcjonalny przyrost naprężeń w stali w miejscu rysy pierwszego rzędu. Towarzyszy temu globalne zwiększenie wartości naprężeń w zbrojeniu, opisane równaniem (4.33). Korzystając z warunku ciągłości odkształceń, można wyznaczyć wartość naprężeń w stali w miejscu występowania rysy wewnętrznej. Z warunków równowagi wyznacza się wartość naprężeń w tym przekroju w betonie. Jak długo są one mniejsze niż wytrzymałość betonu na rozciąganie, tak długo rysa pozostaje wewnątrz elementu. Do tego czasu jej zasięg można przyjmować, korzystając z koncepcji opracowanych przez Tepfersa. Przy pewnym poziomie obciążenia rysa wewnętrzna musi przekształcić się w rysę drugiego rzędu. Dalszy wzrost obciążenia powoduje wyrównanie się wartości odkształceń w obu typach rys i stabilny rozwój zarysowania. Rysa drugiego rzędu zaczyna funkcjonować analogicznie do rysy pierwszego rzędu. Jednak ze względu na swoje źródło powstania pozostaje ona jakościowo inna. Generalnie będzie miała nieco inny kształt – lekkie nachylenie do osi pręta, szczególnie we fragmentach bliskich osi tego pręta. Jej szerokość rozwarcia początkowo będzie większa przy zbrojeniu, a mniejsza przy krawędzi elementu i ogólnie będzie węższa niż rysa pierwszego rzędu. Fakt, że w elemencie mogą powstawać rysy wewnętrzne, przekształcające się w rysy drugiego rzędu, rzuca nowe światło na pewne „dziwne” aspekty zarysowania. W tym miejscu ograniczono się do następujących uwag:

- Obserwowany większy rozstaw rys w elementach zbrojonych stalą gładką wynika głównie z tego, że w tych przypadkach szansa przekształcenia się rysy wewnętrznej w rysę drugiego rzędu jest znikoma.

- Często obserwowana (i przyjmowana do obliczeń) liniowa zależność między rozstawem rys a wielkością otuliny wynika z faktu, że małe otuliny umożliwiają po-

wstawanie rys drugiego rzędu, a przy dużej otulinie rysa wewnętrzna pozostaje na zewnątrz niezauważona.

- Teoria rys wewnętrznych wyjaśnia, dlaczego w niektórych sytuacjach wszystkie rysy powstają mniej więcej przy tym samym poziomie obciążenia (z dokładnością do rozrzutu wytrzymałości betonu na rozciąganie), a czasami wzrostowi obciążenia towarzyszy pojawienie się nowych rys (są to właśnie rysy drugiego rzędu).

- Istnienie rys pierwszego i drugiego rzędu skutkuje bardzo dużym rozrzutem w mierzonych na powierzchni betonu szerokościach rozwarcia rys (rysy wewnętrzne po przekształceniu się w rysy drugiego rzędu muszą mieć znacznie mniejszą szerokość niż rysy pierwszego rzędu).

Przedstawiony tu mechanizm rozwoju zarysowania i algorytm postępowania zawiera pewne uproszczenia, szczególnie odnoszące się do mechanizmu przekształcania się rysy wewnętrznej w rysę drugiego rzędu. Badania eksperymentalne wykazały, że możliwe są niewielkie odstępstwa od przyjętych reguł. Jest to zrozumiałe choćby ze względu na losowy charakter omawianego zjawiska. Obserwowane nieregularności są nieznaczne i ich uwzględnienie tylko w małym stopniu poprawiłoby dokładność opisu, mocno przy tym komplikując procedury obliczeniowe. Inne zjawiska, będące skutkiem tworzenia się i rozwoju rys wewnętrznych, omówiono w części poświęconej badaniom eksperymentalnym.

4.3.2. Przekrój mimośrodowo rozciągany ze strefą ściskaną

W przypadku mimośrodowo rozciąganych przekrojów istota ogólnej koncepcji nie ulega oczywiście zmianie. Różnice wynikają jedynie z tego, że inna jest postać równań równowagi, zależna od geometrii przekroju. W niniejszej pracy przedstawiono szczegółowe rozwiązania dla przekroju pokazanego na rysunku 4.5. Taki wybór przekroju wynika z faktu, iż w porównaniu z innymi bardziej typowymi przekrojami doskonale sprawdził się on w badaniach eksperymentalnych i pozwolił (z teoretycznego punktu widzenia) na analizę wielu interesujących zjawisk.

Czoło próbki

Podobnie jak w przypadku przekroju osiowo rozciąganego, w miejscu tym występuje poślizg zbrojenia względem otaczającego betonu już od początku procesu obciążania elementu. W związku z tym przy wyliczaniu sił zewnętrznych założono, że prawo płaskich przekrojów dotyczy jedynie betonu, natomiast $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$. Początek układu współrzędnych przyjęto na krawędzi elementu.

- *Obliczanie siły w betonie rozciągany* – F_I

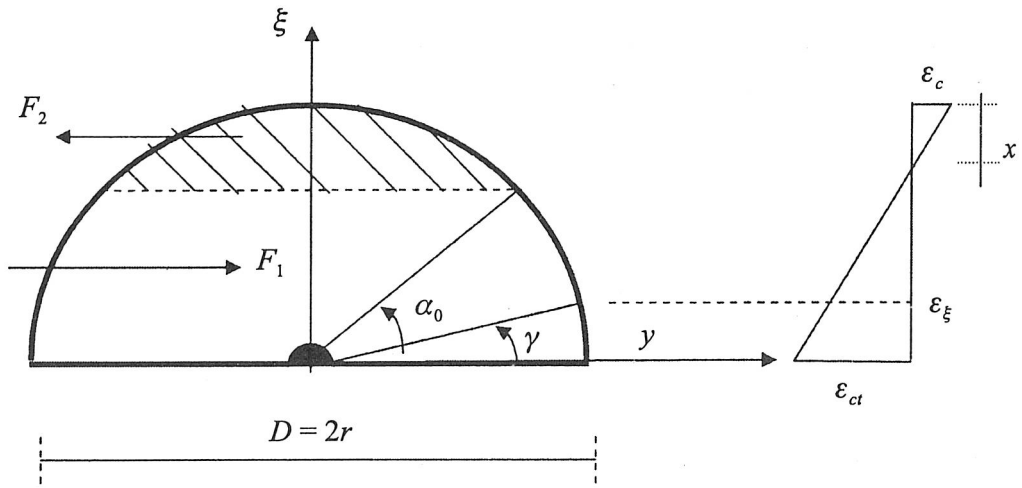
Zgodnie z prawem płaskich przekrojów odkształcenie betonu w przekroju o współrzędnej ξ jest równe

$$\varepsilon_{\xi} = \frac{\varepsilon_{ct}(\sin \alpha_0 - \sin \gamma)}{\sin \alpha_0} \quad (4.40)$$

Kąt α_0 określa granicę zasięgu strefy rozciąganej, kąt γ jest bieżącą zmienną, a siłę F_1 wylicza się z ogólnego wzoru

$$F_1 = \int_{(A_1)} \sigma_{ct} dA \quad (4.41)$$

We wzorze tym $\sigma_{ct} = \varepsilon_{\xi} E_c$, $dA = y d\xi$.



Rys. 4.5. Schematyczny przekrój mimośrodowo rozciąganego elementu wykorzystanego w badaniach eksperymentalnych

Fig. 4.5. Schematic of cross section member under eccentric tension used in researches

Zależności geometryczne prowadzą do następujących równań: $y = 2r \cos \gamma$, $\xi = r \sin \gamma$ i $d\xi = r \cos \gamma d\gamma$. W związku z tym wartość siły w betonie rozciągany jest równa:

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{2\varepsilon_{ct}E_cr^2}{\sin \alpha_0} \int_0^{\alpha_0} \cos^2 \gamma (\sin \alpha_0 - \sin \gamma) d\gamma \\ &= \frac{2\varepsilon_{ct}E_cr^2}{\sin \alpha_0} \left[\frac{\sin^2 \alpha_0 \cos \alpha_0}{6} + \frac{\cos \alpha_0}{3} + \frac{\alpha_0 \sin \alpha_0}{2} - \frac{1}{3} \right] \end{aligned} \quad (4.42)$$

W analogiczny sposób oblicza się moment tej siły względem krawędzi elementu:

$$M_1 = \frac{2\varepsilon_c E_c r^3}{\sin \alpha_0} \left[\frac{\sin^3 \alpha_0 \cos \alpha_0}{12} - \frac{5 \sin \alpha \cos \alpha}{24} + \frac{\sin \alpha_0}{3} - \frac{\alpha_0}{8} \right] \quad (4.43)$$

• *Obliczanie siły w betonie ściskanym*

Zgodnie z prawem płaskich przekrojów mamy

$$\varepsilon_\xi = \frac{\varepsilon_c (\sin \gamma - \sin \alpha_0)}{1 - \sin \alpha_0} \quad (4.44)$$

Postępując analogicznie jak w przypadku strefy rozciąganej otrzymuje się

$$\begin{aligned} F_2 &= \frac{2\varepsilon_c E_c r^2}{1 - \sin \alpha_0} \int_{\alpha_0}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \gamma (\sin \gamma - \sin \alpha_0) d\gamma \\ &= \frac{2\varepsilon_c E_c r^2}{1 - \sin \alpha_0} \left[\frac{\sin^2 \alpha_0 \cos \alpha}{6} + \frac{\cos \alpha_0}{3} + \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \cdot \sin \alpha_0 \right] \end{aligned} \quad (4.45)$$

oraz

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{2\varepsilon_c E_c r^3}{1 - \sin \alpha_0} \int_{\alpha_0}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \gamma \sin \gamma (\sin \gamma - \sin \alpha_0) d\gamma \\ &= \frac{2\varepsilon_c E_c r^3}{1 - \sin \alpha_0} \left[\frac{\sin^3 \alpha_0 \cos \alpha_0}{12} - \frac{5 \sin \alpha \cos \alpha}{24} + \frac{\pi}{16} - \frac{\alpha_0}{8} \right] \end{aligned} \quad (4.46)$$

Usytuowanie zbrojenia (licowane z krawędzią) w elemencie pozwala pominąć wartość momentu wywołanego siłą panującą w nim, bez popełniania istotniejszego błędu. Biorąc pod uwagę warunek równowagi momentów i prawo płaskich przekrojów w postaci

$$\frac{\varepsilon_c}{1 - \sin \alpha_0} = \frac{\varepsilon_t}{\sin \alpha_0} \quad (4.47)$$

otrzymuje się:

$$\sin \alpha_0 = \frac{3\pi}{16}, \quad x = r - r \sin \alpha_0 = \frac{16 - 3\pi}{16} r \quad (4.48)$$

Postępując w podobny sposób, można warunek równowagi sił zapisać w postaci

$$\begin{aligned} F_0 = F_s + F_1 - F_2 &= \varepsilon_s E_s A_{s1} + \frac{2\varepsilon_l E_c r^2}{\sin \alpha_0} \left[\frac{\alpha_0 \sin \alpha_0}{2} - \frac{1}{3} - \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \sin \alpha_0 \right] \\ &= \varepsilon_s E_s A_{s1} + \varepsilon_l E_c r^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{32}{9\pi} \right) \end{aligned} \quad (4.49)$$

Po wprowadzeniu oznaczeń $\rho = \frac{2A_{s1}}{\pi r^2}$ i $E_s = E_c \alpha_e$ otrzymuje się

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_s + \frac{\varepsilon_l}{\rho \alpha_e} \left(1 - \frac{64}{9\pi^2} \right) \approx \varepsilon_s + \frac{0,2795 \varepsilon_l}{\rho \alpha_e}, \quad (4.50)$$

Odształcenie ε_0 dotyczy stali zbrojeniowej poza przekrojem badanego elementu ($F_0 = \varepsilon_0 E_s A_{s1}$).

Równania (4.48) i (4.50) są równaniami równowagi dla tego typu przekroju mimośrodowo rozciąganego i odpowiadają równaniu (4.5), odnoszącemu się do przekrojów osiowo rozciąganych. Dalszy sposób postępowania jest w pełni analogiczny do opisanego w punkcie 4.3.1. Po wykonaniu identycznych przekształceń również otrzymuje się równanie różniczkowe w postaci (4.8), ale w tym przypadku

$$\lambda^2 = 4 \left(1 + \frac{\rho \alpha_e}{0,2795} \right) \frac{k}{d_b E_s} \quad (4.51)$$

Rozwiązanie równania różniczkowego pozwala podać zależność, opisującą zmiany odształceń w stali:

$$\varepsilon_s(x) = \frac{\beta \left[\frac{1-\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\lambda^2}{1+\alpha}} (x_1 - x) \right]^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + \frac{\varepsilon_0 \rho \alpha_e}{0,2795}}{1 + \frac{\rho \alpha_e}{0,2795}} \quad (4.52)$$

Aby wyznaczyć miejsce, gdzie odształcenia w stali i betonie są sobie równe, należy skorzystać z drugiego warunku brzegowego, który prowadzi do zależności

$$x_1 = \left(\frac{\varepsilon_0}{\beta} \right)^{\frac{1-\alpha}{1+\alpha}} \frac{2}{\beta(1-\alpha)} \quad (4.53)$$

Postępując dalej w sposób opisany już w punkcie 4.3.1, można wyznaczyć rozkład odkształceń w betonie rozciągany, a następnie w betonie ściskanym oraz taką wartość x_I , która odpowiada powstaniu rysy przy czole próbki.

Środkowa część elementu

O przyczepności wtórnej można tu mówić dopiero po powstaniu rysy pierwszego rzędu. Wstawienie warunku zarysowania $\left(\varepsilon_s = \varepsilon_t = \frac{f_{ctm}}{E_c} \right)$ do równania (4.49) pozwala podać następującą zależność opisującą wartość siły rysującej:

$$F_{cr} = f_{ctm} A_c \left(1 + \rho \alpha_e - \frac{64}{9\pi^2} \right) \quad (4.54)$$

Powstała rysa ma zasięg, który można określić przez kąt środkowy β_0 , a zasięg strefy ściskanej przez kąt α_0 . Dalszy ciąg postępowania jest analogiczny do przedstawionego w poprzednim podpunkcie.

• Beton w strefie rozciąganej

Odkształcenie w przekroju o współrzędnej ξ dane jest wzorem

$$\varepsilon_\xi = \frac{\varepsilon_{ct} (\sin \alpha_0 - \sin \gamma)}{\sin \alpha_0 - \sin \beta_0} \quad (4.55)$$

Wartość siły w strefie rozciąganej betonu otrzymuje się z równania:

$$F_1 = \frac{2r^2 f_{ctm}}{\sin \alpha_0 - \sin \beta_0} \left[\left(\frac{\sin^2 \alpha_0}{6} + \frac{1}{3} \right) \cos \alpha_0 + \left(\frac{\sin 2\beta_0}{4} + \frac{(\alpha_0 - \beta_0)}{2} \right) \sin \alpha_0 + \frac{(\sin^2 \beta_0 - 1)}{3} \cos \beta_0 \right] \quad (4.56)$$

Moment wywołany tą siłą, obliczony względem krawędzi elementu, jest równy:

$$M_1 = \frac{2r^3 f_{ctm}}{\sin \alpha_0 - \sin \beta_0} \left[\frac{2\sin^3 \alpha_0 - 5\sin \alpha_0}{24} \cos \alpha_0 + \frac{\cos^3 \beta_0 \sin \alpha_0}{3} + \left(\frac{2\sin^2 \beta_0 - \sin \beta_0}{8} \right) \cos \beta_0 - \frac{\alpha_0 - \beta_0}{8} \right] \quad (4.57)$$

• *Beton w strefie ściskanej*

Siła i moment obliczony względem krawędzi elementu dane są wzorami (4.45) i (4.46). Warunek równowagi momentów (4.46) i (4.57) prowadzi do następującej zależności:

$$\frac{\cos^3 \beta \sin \alpha}{3} + \frac{2 \sin^2 \beta \cos \beta}{8} - \frac{\sin \beta \cos \beta}{8} - \frac{\pi}{16} = 0 \quad (4.58)$$

Można z niej wyznaczyć sinus kąta określającego zasięg strefy ściskanej po zarysowaniu.

$$\sin \alpha_0 = \frac{3\pi - 6 \sin \beta \cos \beta (2 \sin \beta - 1)}{16 \cos^3 \beta} \quad (4.59)$$

Warunek równowagi sił ma natomiast postać

$$\begin{aligned} & f_{ctm} \cdot A_c \left(1 + \alpha_e \rho - \frac{64}{9\pi^2} \right) \\ &= \frac{2r^2 f_{ctm}}{\sin \alpha_0 - \sin \beta_0} \left[\left(\frac{\sin \beta_0 \cos \beta_0}{2} - \frac{\beta_0}{2} \right) \cdot \sin \alpha_0 + \left(\frac{\sin^2 \beta}{3} - \frac{1}{3} \right) \cos \beta + \frac{\pi}{4} \sin \alpha_0 \right] \\ &+ \frac{f_{ctm} \sin \alpha_0}{\sin \alpha_0 - \sin \beta_0} A_{s1} \alpha_e \end{aligned} \quad (4.60)$$

Po wprowadzeniu oznaczeń $A_c = 0,5\pi r^2$ i $\rho = A_{s1}/A_c$, równanie (4.60) przyjmuje prostszą postać:

$$\begin{aligned} & 1 + \alpha_e \rho - \frac{64}{9\pi^2} \\ &= \frac{4}{\pi(\sin \alpha_0 - \sin \beta_0)} \left[\left(\frac{\sin \beta_0 \cos \beta_0}{2} + \frac{\pi}{4} - \frac{\beta_0}{2} + \frac{\pi}{4} \rho \alpha_e \right) \cdot \sin \alpha_0 + \left(\frac{\sin^2 \beta}{3} - \frac{1}{3} \right) \cos \beta \right] \end{aligned} \quad (4.61)$$

Równania (4.59) i (4.61) tworzą układ, z którego w sposób numeryczny można wyznaczyć α_0 i β_0 i kolejno wartości odkształceń ε_s i ε_c oraz zasięg strefy ściskanej. Są to wielkości charakteryzujące przekrój, w którym powstała rysa pierwszego rzędu. Służą one do określenia warunków brzegowych równania różniczkowego. Na marginesie warto zauważyć, że dla typowych elementów o opisanym kształcie możliwe jest powstanie jedynie rysy o minimalnym zasięgu ($\beta_0 \approx 0$). Praktycznie ogranicza się ona

do zewnętrznej płaskiej powierzchni betonu. Jej rozwój prowadzi do niemal natychmiastowego zarysowania się całego przekroju.

Opis mechanizmów przyczepności i rozwoju zarysowania jest analogiczny do podanego przy analizie środkowego fragmentu próbki, poddanej działaniu osiowego rozciągania. Przebieg naprężeń w stali można zapisać w postaci równania (4.24). Różnice będą polegały jedynie na występowaniu innych wartości parametrów k i α oraz na innej wartości naprężeń w stali w przekroju przez rysę. Po wyliczeniu ε_t z równania (4.50) i uwzględnieniu (4.24), otrzymuje się zależność określającą rozkład odkształceń w betonie rozciągany przy krawędzi elementu.

$$\varepsilon_t(x) = \frac{4k\rho\alpha_e}{0,2795 E_s d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) \quad (4.62)$$

Zgodnie z definicją parametru a , dla $x = a$ wartości odkształceń w stali i betonie muszą być sobie równe i wynosić $\varepsilon_s = \varepsilon_t = f_{ctm}/E_c$. Warunek ten pozwala wyznaczyć długość odcinka naruszenia przyczepności.

$$a = \left[\frac{(1+\alpha)(2+\alpha) \cdot 0,2795 d_b f_{ctm}}{4k\rho} \right]^{\frac{1}{2+\alpha}} \quad (4.63)$$

Po wprowadzeniu oznaczenia $\beta = f_{ctm}/\tau_{b, \max}$ wzór (4.63) można zapisać w postaci

$$a = \frac{(2+\alpha)}{4\rho} \cdot \left(\frac{\alpha}{1+\alpha} \right)^\alpha \cdot 0,2795 \cdot \beta d_b \quad (4.64)$$

Porównując wzory (4.28) i (4.64) można zauważyć, że teoretyczny rozstaw rys (rysa pierwszego rzędu – rysa wewnętrzna) jest w przypadku przekrojów mimośrodowo rozciąganych mniejszy niż w przypadku przekrojów rozciąganych, jeżeli wszystkie parametry występujące w tych wzorach są identyczne. Drugi z parametrów przyczepności – k jest określony przez wzór (4.29), do którego za a wstawia się wartość obliczoną ze wzoru (4.64).

W porównaniu z przekrojem osiowo rozciągany dochodzi jeszcze jedna wielkość, której rozkład należy określić – ε_c , czyli odkształcenia w skrajnych włóknach strefy ściskanej. W tym celu korzysta się z prawa płaskich przekrojów oraz wzoru (4.62). Opisane nim odkształcenia dotyczą betonu znajdującego się na poziomie zbrojenia. Dalszy sposób postępowania jest identyczny do przedstawionego w punkcie 4.2.1. Można go opisać w skrócie następującym algorytmem:

- Dla obliczonych zgodnie ze wzorami (4.64) i (4.29) wartości a i k wyznacza się miejsce powstania rysy wewnętrznej. Warunek jej powstania jest taki, że łączne odkształcenia betonu wywołane bezpośrednim działaniem obciążenia i siłami przyczepności są większe niż $\varepsilon_{s, ult} = f_{ctm}/E_c$.

• Warunki brzegowe (odkształcenia) w tym miejscu wylicza się analogicznie jak w przypadku przekrojów osiowo rozciąganych (Uwaga: prawo płaskich przekrojów nie dotyczy stali!).

• Po powstaniu rysy wewnętrznej zmienia się typ przyczepności – wyznacza się parametr g oraz nowe α i przechodzi do stosowania drugiej funkcji przyczepności.

Jak już napisano, etap ten jest stosunkowo krótki lub może wręcz w ogóle nie wystąpić, ponieważ w zdecydowanej większości przypadków powstanie rysy pierwszego rzędu prowadzi do zarysowania całego przekroju. Naprężenie w stali jest wówczas identyczne z naprężeniem w stali w przekroju przy czole elementu. Oznacza to, że $\varepsilon_0 = F/(A_{s1}E_s)$, a $\tau_b(x) = \sigma_s x^\alpha g$ już w chwili powstania rysy. Przebieg naprężeń w stali dany jest więc znanym już równaniem (4.32).

Warunek równowagi sił (4.50) można zapisać w postaci równania

$$\sigma_0 = \sigma_0 e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{d_b(1+\alpha)}} + \frac{0,2795 \cdot \sigma_{ct}}{\rho} \quad (4.65)$$

z którego wynika, że

$$\sigma_{ct}(x) = 3,578 \sigma_0 \rho \left(1 - e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{d_b(1+\alpha)}} \right) \quad (4.66)$$

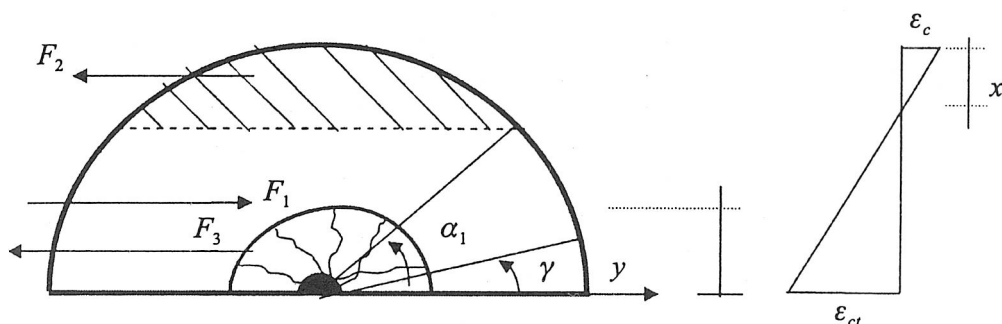
Przebieg naprężeń w ściskanych skrajnych włóknach elementu wyznacza się z prawa płaskich przekrojów i daje to następującą zależność:

$$\sigma_c(x) = 2,5 \sigma_0 \rho \left(1 - e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{d_b(1+\alpha)}} \right) \quad (4.67)$$

Wartość tych naprężeń jest niewielka; mniejsza od tych, które występują w strefie rozciąganej betonu. Warunek powstania rysy wewnętrznej w tej sytuacji ma postać

$$3,578 \sigma_0 \rho \left(1 - e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{d_b(1+\alpha)}} \right) + \frac{\sigma_0 e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{d_b(1+\alpha)}} \cdot x^\alpha g d_b}{4} \left[\frac{2(1-\nu_b)}{(y^2 + x^2)^{0,5}} + \frac{x^2}{(y^2 + x^2)^{1,5}} \right] = f_{ctm} \quad (4.68)$$

Do wyznaczania warunków brzegowych w przekroju zawierającym rysę wewnętrzną przyjmuje się schemat obliczeniowy, przedstawiony na rysunku 4.6.



Rys. 4.6. Schemat obliczeniowy do wyznaczania warunków brzegowych w rysie wewnętrznej

Fig. 4.6. Draft for calculation the boundary conditions in an internal crack

Ze względu na niewielki zasięg rysy w obliczeniach należy uwzględnić moment wywołany działaniem siły w zbrojeniu. Środek ciężkości zbrojenia jest oddalony od krawędzi o $2/3 d_b/\pi$. W tej sytuacji warunek równowagi momentów ma postać

$$\sigma_0 A_{s1} \frac{2d_b}{3\pi} = \sigma_{01} A_{s1} \frac{2d_b}{3\pi} + \frac{2\sigma_{ct} d_b^3}{8\sin\alpha_1} \left[\frac{\sin\alpha_1}{3} - \frac{\pi}{16} \right] - \frac{2e^3 \sigma_{ct}}{\sin\alpha_1} \left[\frac{\sin\alpha_1}{3} - \frac{\pi}{16} \right] \quad (4.69)$$

W równaniu tym niewiadomymi są σ_{01} – naprężenie w stali w miejscu rysy wewnętrznej oraz kąt α_1 określający zasięg strefy ściskanej. Warunek równowagi sił można natomiast opisać równaniem

$$\begin{aligned} \sigma_0 A_{s1} &= \sigma_{01} A_{s1} + \frac{2\sigma_{ct} d_b^3}{8\sin\alpha_1} \left[\frac{\pi \sin\alpha_1}{4} - \frac{1}{3} \right] - \frac{2e^2 \sigma_{ct}}{\sin\alpha_1} \left[\frac{\pi \sin\alpha_1}{4} - \frac{1}{3} \right] \\ &= \sigma_{01} A_{s1} + \frac{\sigma_{ct}}{\sin\alpha_1} \left[\frac{\pi \sin\alpha_1}{4} - \frac{1}{3} \right] \left[\frac{d_b^2}{4} - 2e^2 \right] \end{aligned} \quad (4.70)$$

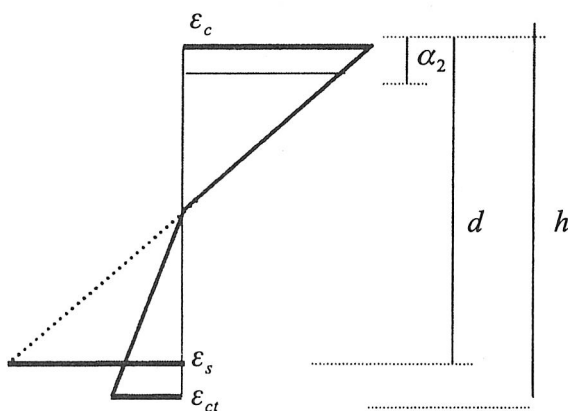
Po wyznaczeniu z układu równań (4.69) i (4.70) wartości $\sin\alpha_1$ i σ_{01} , można już dokonać analizy zachowania przekroju po powstaniu rys wewnętrznych. Sposób postępowania jest identyczny z opisanym w przypadku przekroju osiowo rozciąganego.

4.3.3. Przekrój zginany – stała wartość momentu na wybranym fragmencie belki

W przypadku elementów zginanych nie występuje problem związany ze specyficznym zachowaniem się czoła próbki. W związku z tym analizę przyczepności można rozpocząć od etapu powstania rysy pierwszego rzędu. Sposób postępowania jest w pełni analogiczny do opisanego już poprzednio, a podstawowe różnice ograniczają się do sformułowania warunków równowagi uwzględniających możliwość poślizgu zbrojenia względem otaczającego go betonu. Ze względu na rodzaj użytych do badań belek równania te podano przykładowo dla belek podwójnie zbrojonych ze zbrojeniem rozciągającym, usytuowanym w jednym oraz dwóch rzędach.

Belka podwójnie zbrojona z jednym rzędem zbrojenia w strefie rozciąganej

Warunki równowagi sformułowano zakładając liniowo sprężyste zachowanie się betonu i stali oraz przebieg odkształceń zgodny z rysunkiem 4.7.



Rys. 4.7. Schemat odkształceń w przekroju

Fig. 4.7. Strains in cross section

Warunek równowagi sił ma postać wiążącą ze sobą wartość odkształceń w stali rozciąganej ε_s , odkształcenia w skrajnych włóknach betonu rozciąganego ε_{ct} oraz względne położenie osi obojętnej ξ . Pozostałe odkształcenia, tzn. odkształcenia w skrajnych włóknach betonu ściskanego oraz w stali w strefie ściskanej można wyeliminować, korzystając z prawa płaskich przekrojów. Wszystkie te niewiadome są funkcjami położenia – odległości od rysy.

$$\varepsilon_{cl}\left(\frac{h}{d}-\xi\right)=\varepsilon_s\left[\frac{\xi^2}{1-\xi}+\frac{2\alpha_e\rho_2\left(\xi-\frac{a_2}{d}\right)}{1-\xi}-2\alpha_e\rho_1\right] \quad (4.71)$$

Warunek równowagi momentów obliczony przy identycznych założeniach daje następującą zależność:

$$\begin{aligned} \frac{3M}{bd^2E_{cm}} &= \varepsilon_s\left[\frac{\xi^2}{1-\xi}+\frac{2\alpha_e\rho_2\left(\xi-\frac{a_2}{d}\right)}{1-\xi}-2\alpha_e\rho_1\right]\frac{h}{d} \\ &+ \varepsilon_s\left[\alpha_e\rho_1(3-\xi)+\frac{\left(\xi-\frac{a_2}{d}\right)}{1-\xi}\alpha_e\rho_2\left(\xi-\frac{3a_2}{d}\right)\right] \end{aligned} \quad (4.72)$$

Równania (4.71) i (4.72) tworzą układ dwóch równań z trzema niewiadomymi. Dołączenie do nich równań określających przyczepność pozwala wyznaczyć wszystkie interesujące wielkości, charakteryzujące przekroje zginane. Algorytm postępowania można opisać w następujący sposób:

- Względny zasięg strefy ściskanej w miejscu, gdzie w chwili powstania rysy nie została jeszcze naruszona przyczepność wylicza się jako szczególny przypadek równania

(4.71), przyjmując (zgodnie z rys. 4.6), że $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_s \frac{\frac{h}{d}-1}{1-\xi}$. Prowadzi to do zależności

$$\xi_I = \frac{\frac{1}{2}\left(\frac{h}{d}\right)^2 + \alpha_e\rho_1 + \alpha_e\rho_2\frac{a_2}{d}}{\alpha_e\rho_1 + \alpha_e\rho_2 + \frac{h}{d}} \quad (4.73)$$

- Wartość momentu rysującego oblicza się jako szczególny przypadek równania (4.72), wstawiając za ξ wartość obliczoną ze wzoru (4.73) i przyjmując

$\varepsilon_{cl} = \varepsilon_s \frac{\frac{h}{d}-1}{1-\xi} = \frac{f_{ctm}}{E_c}$. Po przekształceniu otrzymuje się

$$M_{cr} = \frac{1}{2} f_{ctm} b d^2 \left(\frac{h}{d} - \xi_l \right) \left(\frac{h}{d} - \frac{\xi_l}{3} \right) + \alpha_e f_{ctm} \left[\rho_1 \frac{1 - \xi_l}{\frac{h}{d} - \xi} \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right) + \rho_2 \frac{\xi_l - \frac{a_2}{d}}{\frac{h}{d} - \xi_l} \left(\frac{\xi_l}{3} - \frac{a_2}{d} \right) \right] \quad (4.74)$$

- Względne położenie osi obojętnej w przekroju, gdzie powstała rysa – ξ_{ll} wyznacza się ze wzoru (4.71), przyjmując $\varepsilon_{ct} = 0$.
- Odskształcenie w stali w miejscu rysy – ε_o oblicza się ze wzoru (4.72), wstawiając do niego wartość momentu rysującego (4.74) oraz względne położenie osi obojętnej ξ_{ll} .
- Rozkład odkształceń w stali tuż po zarysowaniu ma znaną już postać

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_o - \frac{4k}{E_s d_b} x^{1+\alpha} \left(\frac{a}{1+\alpha} - \frac{x}{2+\alpha} \right) \quad (4.75)$$

Mając wartości odkształceń w stali w miejscu, gdzie powstała rysa ε_o oraz w punkcie o współrzędnej $x = a$.

$$\varepsilon_{sa} = \varepsilon_s(x=a) = \varepsilon_{ct}(1 - \xi_l) / \left(\frac{h}{d} - \xi_l \right) = \frac{f_{ctm}}{E_c} \frac{(1 - \xi_l)}{\frac{h}{d} - \xi_l} \quad (4.76)$$

można wyznaczyć wartości parametrów a , k :

$$a = \frac{\varepsilon_o - \varepsilon_{sa}}{4\varepsilon_{ct,ult}} \beta d_b \alpha_e (2 + \alpha) \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha} \right)^\alpha \quad (4.77)$$

gdzie $\varepsilon_{ct,ult} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$

$$k = \frac{f_{ctm}}{\beta} (1 + \alpha) \left(\frac{1 + \alpha}{\alpha} \right)^\alpha a^{-(1+\alpha)} \quad (4.78)$$

Podobnie jak w innych przypadkach wytrzymałościowych wartość a jest proporcjonalna do średnicy pręta zbrojeniowego d_b .

• W kolejnym kroku wyznacza się zmiany względnego położenia osi obojętnej na odcinku pomiędzy przekrojem w pełni zarysowanym, a przekrojem o współrzędnej $x = a$. Wartość $\xi(x)$ oblicza się na podstawie równania (4.72), wstawiając do niego M_{cr} z równania (4.74) oraz podstawiając za ε_s wzór (4.75).

- Rozkład odkształceń w betonie rozciągany tuż po zarysowaniu można wyznaczyć ze wzoru (4.71) po uprzednim określeniu funkcji $\varepsilon_s(x)$ oraz $\xi(x)$.

- Przebieg odkształceń w skrajnych ściskanych włóknach betonu wyznacza się na podstawie przebiegu $\varepsilon_s(x)$, $\xi(x)$ oraz prawa płaskich przekrojów.

Oznacza to, że znane są wszystkie parametry charakteryzujące element zginany, poddany działaniu obciążenia rysującego. Dzięki temu można obliczyć inne interesujące wielkości, na przykład początkową szerokość rozwarcia rysy i zmiany sztywności, wywołane zarysowaniem. Szczególnie ważny jest ten drugi aspekt. Równanie różniczkowe linii ugięcia ma następującą postać:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\varepsilon_s(x) + \varepsilon_c(x)}{d} \quad (4.79)$$

Zależność między tą linią a sztywnością jest też określona równaniem

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{B(x)} \quad (4.80)$$

Po porównaniu równań (4.79) i (4.80) oraz uwzględnieniu prawa płaskich przekrojów w odniesieniu do zbrojenia i betonu w strefie ściskanej, otrzymuje się ostatecznie zależność opisaną wzorem

$$\frac{M(x)}{B(x)} = \frac{\varepsilon_s(x)}{1 - \xi(x)} \frac{1}{d} \quad (4.81)$$

Korzystając z zależności (4.81) oraz wcześniej uzyskanych rezultatów, można określić sztywność przekroju w dowolnym punkcie na odcinku pomiędzy rysą i miejscem, gdzie zachowana jest jeszcze przyczepność pierwotna. Łatwe jest też obliczenie jej średniej wartości na tym odcinku. Należy podkreślić, że powstanie rysy prowadzi do skokowego zmniejszenia się sztywności.

Dalszy rozwój zarysowania wiąże się z ewentualnym powstaniem rysy wewnętrznej. Warunek jej powstania w ogólnej postaci jest identyczny z przedstawianymi w analizie innych przypadków wytrzymałościowych. Specyfika przekrojów zginanych polega na tym, że zróżnicowanie odkształceń w betonie po wysokości przekroju może być na tyle duże, iż rysa wewnętrzna nie może pojawić się przy obciążeniu zbliżonym do rysującego. Powstaje wtedy „zwykła” rysa w okolicach przekroju odległego o a od miejsca występowania rysy pierwszego rzędu. Gdyby wytrzymałość betonu była wielkością ściśle deterministyczną, wtedy rysy powstałyby równocześnie. Ponieważ ma ona charakter losowy, rysy pojawiają się po pewnym wzroście obciążenia. Wpły-

wa to na charakter i dalszy rozwój, gdyż wzrostowi obciążenia towarzyszy rozwój istniejącej już rysy. Prowadzi on między innymi do wzrostu odkształceń w stali zbrojeniowej kosztem otaczającego go betonu, co skutkuje między innymi mniejszym zasięgiem powstającej nieco później rysy oraz mniejszym przyrostem odkształceń w stali w chwili pojawienia się rysy. Problem ten jest szczegółowo omówiony w rozdziale piątym, poświęconym analizie wyników eksperymentalnych. Powstanie rysy wewnętrznej lub „zwykłej” drugiej rysy powoduje całkowite zniszczenie przyczepności pierwotnej i wiąże się ze zmianami w charakterze naprężeń przyczepności. Korzysta się wtedy ze wzoru (4.4b). Naprężenia w stali rozciąganej można opisać wzorem (4.33). Położenie osi obojętnej w funkcji obciążenia i odkształcenia w stali określa się z równania (4.72). Odkształcenia w betonie rozciągany oblicza się ze wzoru (4.71), a w betonie ściskanym – na podstawie prawa płaskich przekrojów. Dalsza analiza, uwzględniająca wzrost naprężeń przyczepności, przemieszczanie się miejsca występowania ekstremum tych naprężeń oraz ewentualne przekształcenie się rysy wewnętrznej w rysę pierwszego rzędu jest identyczna z opisaną przy okazji badania zachowania się przekroju osiowo rozciąganego.

4.4. Analiza zjawisk towarzyszących obciążeniom cyklicznym

4.4.1. Uwagi ogólne

W poprzednich rozdziałach analizowano zachowanie się elementów po zarysowaniu w przypadku monotonicznego wzrostu obciążenia. Analiza taka jest przydatna w wielu praktycznych sytuacjach, ale wymaga uzupełnienia o aspekty związane ze zmianami, powodowanymi odciążeniem lub obciążeniami zmiennymi. Zaprezentowana metoda postępowania umożliwia również analizę takiego typu obciążeń.

Założenia przyjęte do analizy obciążeń zmiennych są analogiczne do podanych przy opisie podstawowej koncepcji [13], [14]. Przyjmuje się, że w zakresie obciążeń eksploatacyjnych beton i stal są materiałami liniowo sprężystymi. Wszelkie nieliniowości wynikają zatem z nieliniowości geometrycznej, będącej konsekwencją uwzględniania poślizgu stali względem zbrojenia. Przy takich założeniach jedyną przyczyną tego, że po odciążeniu rysa nie ulega całkowitemu zamknięciu a w elemencie pozostają odkształcenia, są siły przyczepności, które ze swej natury przeciwstawiają się przemieszczaniu się zbrojenia. Sytuacja pręta zbrojeniowego jest podobna do kuli toczącej się po dwóch równiach pochyłych. Jej ruch jest hamowany siłami tarcia zarówno na jednej, jak i drugiej, niezależnie od kierunku ruchu. Podobnie pręt, niezależnie od tego, czy jest wyciągany, czy też „chce” po odciążeniu wrócić, musi pokony-

wać siły przyczepności. Analogię tę można jeszcze pogłębić. W przypadku równi pochyłych czynnik hamujący jest stały i określa się go przez wielkość współczynnika tarcia kuli o podłoże. W odniesieniu do elementu żelbetowego tymi czynnikami są parametry przyczepności, które również pozostają stałe (jeżeli nie zmienia się poziom obciążenia). Przyjęte uproszczenie pomija „straty” wywołane kruszeniem się betonu przy czole zbrojenia, efekty zazębienia się kruszywa itp. Bardziej szczegółowa analiza teoretyczna i badania eksperymentalne pozwalają jednak stwierdzić, że na poziomie obciążeń eksploatacyjnych są to czynniki dużo mniej istotne niż te, które są uzależnione od sił przyczepności. Pozostające po odciążeniu wydłużenie stali zbrojeniowej działa sprężająco na otaczający beton, wywołując w nim odkształcenia ściskające.

4.4.2. Podstawowe zależności

Analizę ograniczono do zmian wydłużenia pręta zbrojeniowego oraz zmian odkształceń w stali. Jak już pokazano w poprzednich rozdziałach, pozostałe wielkości są od nich uzależnione, a ich szczegółowa postać wynika ze specyfiki warunków równowagi charakterystycznych dla analizowanego przypadku wytrzymałościowego.

Niech współrzędna x_2 oznacza położenie punktu na pręcie, który nie ulega przemieszczeniu. W przypadku elementu żelbetowego jest to omawiane już miejsce, gdzie równoważą się wpływy rysy pierwszego rzędu i rysy wewnętrznej lub połowa odległości pomiędzy dwoma rysami pierwszego rzędu. Wydłużenie pręta stalowego, w którym naprężenie jest równe σ_0 , w miejscu o współrzędnej równej x wynosi

$$\Delta_0(x) = \frac{\sigma_0(x_2 - x)}{E_s} \quad (4.82)$$

Analogicznie wydłużenie pręta, na który działają siły przyczepności jest mniejsze i zgodnie z przyjętą postacią funkcji przyczepności wylicza się je ze wzoru

$$\Delta_1(x) = \frac{1}{E_s} \int_x^{x_2} \sigma_s(x) dx = \frac{\sigma_0}{E_s} \int_x^{x_2} e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}} dx \quad (4.83)$$

Względną różnicę wydłużeń $\Delta_0(x)$ i $\Delta_1(x)$ można określić jako relatywną „stratę” wydłużenia, wywołaną działaniem sił przyczepności. Jest ona równa

$$\gamma(x) = \frac{\Delta_0(x) - \Delta_1(x)}{\Delta_0(x)} = 1 - \frac{1}{x_2 - x} \int_x^{x_2} e^{-\frac{2g\lambda^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}} d\lambda \quad (4.84)$$

Warto zauważyć, że wartość parametru $\Delta\gamma(x)$ nie zależy w sposób jawny od poziomu naprężeń σ_o . W ukrytej formie może zawierać go parametr g . Jest tak wtedy, gdy wartość maksymalnych naprężeń przyczepności przestaje wzrastać, a jedynie ulega przemieszczeniu miejsce ich występowania – odsuwa się od rysy. Na etapie stabilnego rozwoju rys wartość parametru g jest stała. Podczas odciążenia siły przyczepności przeciwstawiają się ruchowi pręta i w związku z tym przekroje nie „wróca” na swoje miejsce. Przy przyjętych założeniach skutki działania sił przyczepności nie zależą od ich kierunku. W związku z tym pozostające przemieszczenie można obliczyć ze wzoru

$$\Delta_{1,r}(x) = \gamma(x)\Delta_1(x) \quad (4.85)$$

Wywoła ono odkształcenia pozostające w stali równe:

$$\varepsilon_{1,r}(x) = \frac{d\Delta_{1,r}(x)}{dx} = \frac{d\gamma(x)}{dx}\Delta_1(x) + \gamma(x)\frac{d\Delta_1(x)}{dx} = -\frac{\sigma_o}{E_s} \left\{ e^{-\frac{4gx^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}} (1-2\gamma) - (1-\gamma)^2 \right\} \quad (4.86)$$

Funkcja $\gamma(x)$ określona wzorem (4.84) jest rosnąca. Oznacza to, że relatywnie większe wydłużenia pozostają w przekrojach bardziej oddalonych od rysy i w konsekwencji również większe są względne odkształcenia pozostające w stali. Trzeba jednak podkreślić, że rezydualne poślizgi są największe w samej rysie i jej najbliższym otoczeniu. Rezydualny poślizg czy też odkształcenie nie oznaczają tu trwałego odkształcenia, które powstało w wyniku nieodwracalnych zmian (np. typu uplastycznienie). Jest to raczej efekt analogiczny do straty siły sprężającej.

Z punktu widzenia procesu zarysowania interesujące jest prześledzenie zmian wartości poślizgu w miejscu, gdzie powstała rysa, tzn. dla $x = 0$. Wartość γ jest minimalna i wynosi

$$\gamma = 1 - \frac{1}{x_2} \int_0^{x_2} e^{-\frac{4g\alpha^{1+\alpha}}{(1+\alpha)d_b}} d\alpha \quad (4.87)$$

Wartość naprężenia w stali jest równa

$$\sigma_{s,res} = \gamma^2 \sigma_o \quad (4.88)$$

Zmiany poślizgów, poślizgów rezydualnych i naprężeń w miejscu rysy można zapisać w sposób podany w tabeli 4.1. Odnosi się on do cyklicznych obciążeń i odciążeń w przedziale od $\sigma_s = \sigma_o$ do $\sigma_s = 0$.

Naprężenia w stali tworzą rosnący ciąg geometryczny o ilorazie β^2 . Ponieważ $\beta < 1$, jego suma jest skończona i oblicza się ją ze wzoru

$$\sigma_{o,ult} = \frac{\sigma_o}{1-\gamma^2} \quad (4.89)$$

Tabela 4.1. Zmiany naprężeń i poślizgów w stali podczas cyklicznych obciążeń
 Table 4.1. Changes of stresses and slips during cyclic loading

	Naprężenie w stali	Poślizg	Poślizg rezydualny	Naprężenie rezydualne
0	σ_o	Δ_1	$\Delta_1 \gamma$	$\gamma^2 \sigma_o$
1	$\sigma_o + \gamma^2 \sigma_o$	$\Delta_1 + \gamma^2 \Delta_1$	$\Delta_1 \gamma + \gamma^3 \Delta_1$	$\gamma^2 \sigma_o + \gamma^4 \sigma_o$
2	$\sigma_o + \gamma^2 \sigma_o + \sigma_o \gamma^4$	$\Delta_1 + \gamma^2 \Delta_1 + \gamma^4 \Delta_1$	$\Delta_1 \gamma + \gamma^3 \Delta_1 + \gamma^5 \Delta_1$	$\gamma^2 \sigma_o + \gamma^4 \sigma_o + \gamma^6 \sigma_o$
ogólnie	$\frac{\sigma_o(1-\gamma^{2n})}{1-\gamma^2}$	$\frac{\Delta_1(1-\gamma^{2n})}{1-\gamma^2}$	$\frac{\Delta_1 \gamma(1-\gamma^{2n})}{1-\gamma^2}$	$\frac{\sigma_o \gamma^2(1-\gamma^{2n})}{1-\gamma^2}$

W podobny sposób można wyznaczyć końcową wartość poślizgów, poślizgów rezydualnych i naprężeń pozostających w stali po odciążeniu:

$$\Delta_{1,ult} = \frac{\Delta_1}{1-\gamma^2} \quad (4.90)$$

$$\Delta_{1,res} = \frac{\Delta_1 \gamma}{1-\gamma^2} \quad (4.91)$$

$$\sigma_{o,res} = \frac{\sigma_o \gamma^2}{1-\gamma^2} \quad (4.92)$$

Podane wzory dotyczą stabilnego rozwoju rys, tzn. sytuacji, kiedy $g = C^{de}$. Jeżeli przy stałej wartości maksymalnych naprężeń przyczepności, przemieszczeniu ulega jej lokalizacja, to wartość g maleje ze wzrostem naprężeń σ_s . Spadek tej wartości powoduje wzrost wartości γ . W konsekwencji zarówno przyrosty poślizgu, jak i odkształceń pozostających, pomimo że nadal mają tendencję malejącą, maleją jednak wolniej niż w opisanym poprzednio przypadku. Ze struktury wzoru (4.87) wynika, że nawet w tym przypadku sumy są zbieżne, bo $\gamma < 1$. Może się jednak okazać, że przyrost naprężeń w stali przekroczy granicę plastyczności lub szerokość rozwarcia rysy przekroczy dopuszczalną wielkość.

Z punktu widzenia zmian przyczepności, wywołanych działaniem obciążeń cyklicznych, na uwagę zasługuje paradoksalny spadek ich wartości. Wynika on z obserwacji zjawiska, polegającego na przyroście poślizgu zbrojenia przy równoczesnym spadku naprężeń przyczepności, co pokazano w tabeli 4.1. Obserwowany, a poprawniej mówiąc, obliczony spadek naprężeń przyczepności wynika ze sposobu ich wyliczania, polegającego na dzieleniu zmian naprężeń w stali w sąsiadujących

przekrojach przez odległość między tymi przekrojami. Obciążenie cykliczne skutkuje „wyrównywaniem” się wartości naprężeń w stali. Z analizy wzorów (4.85), (4.86) wynika, że ze wzrostem odległości od przekroju wzrasta relatywna wartość $\Delta_{1r}(x)/\Delta_1$ oraz $\varepsilon_{1r}(x)/\varepsilon_1(x)$. I właśnie z tej przyczyny obliczone wartości naprężeń przyczepności zarówno po odciążeniu, jak i przy ponownym obciążeniu są mniejsze, pomimo że podstawowy parametr określający przyczepność – g nie ulega zmianie. Należy mocno podkreślić, że ten spadek wartości naprężeń przyczepności nie wiąże się z powstawaniem jakichkolwiek trwałych uszkodzeń na styku beton–pręt zbrojeniowy.

Wzory od (4.89) do (4.92) mają zastosowanie w sytuacji, gdy element poddany jest cyklicznym obciążeniom, wywołującym zmiany siły od wartości 0 do $\sigma_0 A_{s1}$. Dużo częściej w praktyce inżynierskiej ma się do czynienia z przypadkiem, polegającym na częściowym jedynie odciążeniu konstrukcji. Bez wnikania w zbędne szczegóły można przyjąć, że zmiana naprężeń w stali od poziomu σ_0 do σ_{01} powoduje podobne efekty jak odciążenie z poziomu $\sigma_0 = \sigma_0 - \sigma_{01}$ do zera. W związku z tym przedstawiony model może być również stosowany w przypadku takich zmian obciążeń. Należy tylko pamiętać, że przyjmowane we wzorach parametry przyczepności dotyczą oczywiście poziomu naprężeń σ_0 .

W rozdziale tym ograniczono się jedynie do określenia wpływu obciążeń cyklicznych na zmiany poślizgu i odkształceń w stali. Wystarczy to jednak do przeprowadzenia szczegółowej analizy zachowania się całego elementu konstrukcyjnego. Pozostałe wielkości (np. odkształcenia w betonie rozciągany lub w betonie ściskany) można wyznaczać ze wzorów podanych w poprzednich rozdziałach, w zależności od występującego przypadku wytrzymałościowego.

4.5. Analiza zjawisk towarzyszących obciążeniom długotrwałym

4.5.1. Uwagi ogólne

Uwzględnienie w rozważaniach wpływu obciążeń długotrwałych pozwala ocenić wpływ pełzania i skurczu na zmiany odkształceń w stali, przekładające się na modyfikacje naprężeń przyczepności. Podobnie jak w przypadku wpływu obciążeń cyklicznych, ograniczono się do pełzania i skurczu liniowego, pomijając ewentualne trwałe uszkodzenia na styku pręta żelbetowego i betonu. W wyniku zjawisk reologicznych (głównie pełzania) występuje wzrost naprężeń w stali. Towarzyszy temu oczywiście zwiększenie się poślizgu zbrojenia. Podobnie jak w przypadku obciążeń cyklicznych, większe relatywne przyrosty następują w przekrojach bardziej oddalonych od rysy.

Powoduje to zmiany w rozkładzie naprężeń w stali w kierunku ich ujednolicenia, co skutkuje zmniejszeniem obliczonych wartości naprężeń przyczepności. W klasycznym podejściu do problemu zjawisko polegające na wzroście poślizgu Δ , przy równoczesnym spadku wartości naprężeń przyczepności, interpretuje się jako osłabienie przyczepności. W istocie nie oznacza to jednak zmian w parametrach przyczepności, lecz jedynie przegrupowanie naprężeń. Zgodnie z przyjętą koncepcją, analiza zjawisk związanych ze zmianami przyczepności pod wpływem pęczania i skurczu betonu sprowadza się do podania sposobu obliczania naprężeń w stali w przekrojach określających warunki brzegowe.

Zjawiska reologiczne mają bardzo złożony charakter i ich analizie poświęcono mnóstwo monografii, książek i artykułów. Można je analizować zarówno na poziomie fizykochemicznym, jak i fenomenologicznym. O ile ten pierwszy sposób umożliwia pełniejszy wgląd w istotę problemu, o tyle zaletą drugiego jest względna prostota, umożliwiająca nie tylko analizę zjawisk reologicznych, lecz przede wszystkim wykorzystanie do analizy konstrukcji. Ze zrozumiałych więc względów wybrano drugą możliwość. Wśród wielu metod z tej grupy uwzględniono tę, którą zaproponowali Bażant i Trost [15]. Pierwszy nich doprowadził ją do formy łączącej sporą precyzję teoretyczną z możliwością wykorzystania do celów inżynierskich. Podstawą tej metody jest wprowadzenie dostosowanego do wieku fikcyjnego modułu sprężystości betonu $E''(t, t')$. W klasycznych inżynierskich rozwiązaniach zakłada się, że wpływ pęczania można uwzględnić, przyjmując efektywny moduł sprężystości betonu w następującej postaci:

$$E_{c, eff} = \frac{E_c(t')}{1 + \varphi(t', t)} = \frac{1}{J(t, t')} \quad (4.93)$$

We wzorze tym $\varphi(t', t)$ jest współczynnikiem pęczania, $J(t, t')$ – funkcją pęczania, a $E_c(t')$ – modułem sprężystości betonu w chwili przyłożenia obciążenia. Podejście takie jest prawdziwe jedynie wtedy, gdy naprężenie w betonie jest stałe. Modyfikacja Trosta–Bażanta polegała na przyjęciu modułu $E''(t, t')$ w postaci

$$E''(t, t') = \frac{E_c(t, t')}{1 + \chi(t, t')\varphi(t, t')} \quad (4.94)$$

$\chi(t, t')$ jest współczynnikiem starzenia. Dalsze prace doprowadziły do takiej postaci $E''(t, t')$, która uzależniła go od funkcji pęczania i relaksacji [16]:

$$E''(t, t') = \frac{E(t') - R(t, t')}{\Phi(t, t')} = \frac{1 - J(t_1, t')R(t, t')}{J(t, t') - J(t_1, t')} \quad (4.95)$$

Funkcja relaksacji $R(t, t')$ opisuje naprężenia wywołane jednostkowym odkształceniem. Według Bażanta wzór na $R(t, t')$ jest następujący:

$$R(t, t') = \frac{1 - 0,008}{J(t, t')} - \frac{0,115}{J(t, t-1)} \left[\frac{J(t' + \xi, t')}{J(t, t - \xi)} - 1 \right] \quad (4.96)$$

Bez wnikania w dalsze szczegóły, które są przedstawione w jego pracach, można stwierdzić, że obliczenie $E''(t, t')$ sprowadza się do obliczenia pięciu wartości funkcji pełzania $J(t, t')$. Ogólna postać funkcji pełzania uwzględniająca pełzanie podstawowe oraz pełzanie przy wysychaniu ma postać:

$$J(t, t') = \frac{1}{E_o} + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0) - C_p(t, t', t_0) \quad (4.97)$$

We wzorze tym t' oznacza czas obciążenia, a t_0 – czas, od kiedy występuje wysychanie betonu. Obliczenie wszystkich parametrów występujących we wzorze (4.97) jest pracochłonne, ale z punktu widzenia inżynierskiego ogromną zaletą (oprócz dokładności) tych parametrów jest to, że są one uzależnione od „obserwowalnych” czynników, takich jak: skład mieszanki betonowej, jej ciężar, wytrzymałość betonu na ściskanie oraz od czynników środowiskowych [17].

4.5.2. Analiza zmian przyczepności wywołanych obciążeniami długotrwałymi

Zastosowanie tej metody pozwala uniknąć problemów, związanych z rozwiązywaniem równań różniczkowych lub całkowych, czy też stosowania procedur iteracyjnych. Sprowadza się ona do analizy sprężystej konstrukcji zgodnie z quasi-sprężystym związkiem pomiędzy odkształceniami i naprężeniami w betonie:

$$\Delta \varepsilon_c(t) = \frac{\Delta \sigma_c(t)}{E''(t, t')} + \frac{\sigma_c(t')}{E(t')} \varphi(t, t') + \Delta \varepsilon_{sh} \quad (4.98)$$

We wzorze tym $\Delta \varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t')$, a $\Delta \sigma_c(t) = \sigma_c(t) - \sigma_c(t')$. Zależność pomiędzy odkształceniami a naprężeniami w betonie można zapisać w postaci

$$\sigma_c(t) = [\varepsilon_c(t) - A] \cdot E''(t, t') \quad (4.99)$$

We wzorze tym przez A oznaczono następującą wielkość:

$$A = \frac{\sigma_c(t')}{E_c(t')} \left[1 + \varphi(t, t') - \frac{E_c(t')}{E''(t, t')} \right] + \Delta \varepsilon_{sh} \quad (4.100)$$

W przypadku przekroju osiowo rozciąganego równania równowagi mają postać

$$\sigma_c(t) + \sigma_s(t) \rho = F / A_c \quad (4.101)$$

a warunek zgodności odkształceń

$$\varepsilon_s(t) - \varepsilon_c(t) = \frac{d\Delta(t)}{dx} \quad (4.102)$$

Oddziaływania reologiczne nie mają wpływu na wartość naprężeń w stali w miejscu powstania rysy. Ponieważ $\sigma_0(t) = \sigma_0(t = t')$, zatem również w pozostałych przekrojach naprężenia w stali nie ulegną zmianie. Konsekwentnie z równania (4.101) wynika, że naprężenie w betonie rozciągany również nie ulega zmianie. Aby wartość $\sigma_c(t) = \sigma_c(t')$, to – zgodnie ze wzorem (4.100) – musi wzrosnąć $\varepsilon_c(t) - A$. Wartość parametru A zależy od wzajemnych relacji między pełzaniem i skurczem. Jeżeli skurcz jest niewielki, to efektem będzie znaczny przyrost $\varepsilon_c(t)$, powodujący zmniejszenie poślizgu, czyli pozorny wzrost przyczepności. Jeżeli natomiast odkształcenia skurczowe będą duże w porównaniu z efektami pełzania (wczesny etap obciążenia), może zaistnieć sytuacja, w której zmiany odkształceń w betonie będą minimalne. Taka niejednoznaczność efektów działania obciążeń długotrwałych jest obserwowana w badaniach eksperymentalnych.

Opisane przypadki dotyczą przekroju zarysowanego, w którym nastąpiło naruszenie przyczepności pierwotnej. Sytuacja zmieni się, jeżeli chciałoby się analizować przykrój, w którym $\varepsilon_c(t) = \varepsilon_s(t)$. Pełzanie i skurcz prowadziłyby do redystrybucji sił wewnętrznych.

W przekroju zginanym sytuacja jest bardziej skomplikowana. Efekty reologiczne występują zarówno w strefie ściskanej, jak i rozciąganej betonu, przy czym w tej pierwszej wpływy pełzania i skurczu sumują się, a w drugiej odejmują. Zależności reologiczne mają następującą postać:

$$\sigma_c(t) = [\varepsilon_c(t) - A] E''(t, t') \quad (4.103)$$

$$\sigma_{ct}(t) = [\varepsilon_{ct}(t) - B] E''(t, t') \quad (4.104)$$

Wartość A podana jest wzorem (4.100), a wzór określający B ma analogiczną postać, ale naprężenia odnoszą się do strefy rozciąganej. Warunek równowagi sił (dla przekroju pojedynczo zbrojonego) uwzględniający, że prawo płaskich przekrojów dotyczy betonu ściskanego i stali ma postać

$$\left[\frac{\varepsilon_s \xi^2}{1 - \xi} - A \right] E'' - 2\varepsilon_s E_s \rho + B E'' (1 - \xi) = \varepsilon_{ct} E'' (1 - \xi) \quad (4.105)$$

Jest to uogólnienie wzoru podającego zależność między odkształceniami pod działaniem obciążeń doraźnych, w który przekształciłby się on, jeżeli przyjąć $A = B = 0$ i $E_c = E''(t, t')$. Warunek równowagi momentów ma natomiast postać określoną wzorem

$$\frac{3M}{bd^2} = \varepsilon_s E_s (3 - \xi) - B E'' (1 - \xi) + \varepsilon_t E'' (1 - \xi) \quad (4.106)$$

Po wyeliminowaniu z równań (4.106) i (4.105) składnika $\varepsilon_t E'' (1 - \xi)$ otrzymuje się zależność między odkształceniami w stali, a położeniem osi obojętnej, którą zapisujemy w postaci

$$\frac{3M}{bd^2 E_s} + A \frac{E''}{E_s} = \varepsilon_s \left[3 - \xi - 2\rho + \frac{\xi^2}{1 - \xi} \frac{E''}{E_s} \right] \quad (4.107)$$

Dalszy sposób postępowania jest również analogiczny do opisanego już w punkcie 4.3.3. Wzór (4.105) służy do określania położenia osi obojętnej. Jeżeli przyjmujemy $\varepsilon_{ct} = 0$, to otrzymamy położenie osi obojętnej w przekroju zarysowanym. Wstawiając tak obliczoną wartość do wzoru (4.107), otrzymuje się wartość odkształceń w stali w przekroju zarysowanym. Determinuje to warunki brzegowe w rysie. Dla określonego typu funkcji przyczepności można podać funkcję określającą naprężenia w stali wzdłuż osi pręta. Odkształcenia w betonie odczytamy z równania (4.105), a z prawa płaskich przekrojów uzyska się rozkład naprężeń w belce w strefie ściskanej. Postać równania (4.107) pokazuje, że w tym przypadku zjawiska reologiczne prowadzą do przyrostu naprężeń w stali. W przyjętym rozwiązaniu zmiany tych naprężeń będą proporcjonalne do zmiany naprężenia w przekroju zarysowanym. Warto przy tym zwrócić uwagę, że w przekroju niezarysowanym zmiany byłyby znacznie większe.

Literatura

- [1] Pędziwiatr J., *The new model for cracking analysis of tension reinforced concrete members based on the bond-slip relationships*, Arch. Civ. Eng., 1996, Vol. 42, No. 1, s. 47–64.
- [2] Otsuka K., Ozaka Y., *Group effect on anchorage strength of deformed bars embedded in massive concrete block*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.38–1.47.
- [3] Jankowski L., Pędziwiatr J., Styś D., *Wybrane zagadnienia związane z badaniem przyczepności betonu i stali*, XVIII Sympozjum Mechaniki Eksperymentalnej Ciała Stałego PTMST, Jachranka 1998, s. 217–222.
- [4] Base G., *Bond, and Control of Cracking in Reinforced Concrete*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 446–447.
- [5] Jiang D., Shah S., Andonian A., *Study of the transfer of tensile Forces by Bond*, ACI Journal 1984(3), s. 351–359.
- [6] Goto Y., *Cracks formed in concrete around deformed bars*, Journal of ACI, Vol. 68, No. 4., April 1971, s. 244–251.
- [7] Beeby A., Scott R., *Cracking and deformation of axially reinforced members subjected to pure tension*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 10, 2005, s. 611–621.
- [8] Tassios T., Koroneos E., *Local Bond-Slip Relationships by Means of the Moiré Method*, ACI Journal 1984(1), s. 27–34.
- [9] Pędziwiatr J., Minch M., *Bond and cracking phenomena*, AMCM 2002, Kraków 2002, s. 168–173.
- [10] Maldaque I., *Determination experimentale des lois moment courbures*, Annales de l’Institut Tech du Batiment et des Travaux Publics, 1965, No. 209.
- [11] Pędziwiatr J., Styś D., *Wybrane zagadnienia przyczepności stali do betonu na przykładzie belek zginanych*, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Warszawa–Krynica 2003, Tom. 3, s. 71–78.
- [12] Chan H., Cheung Y., Huang Y., *Crack Analysis of Reinforced concrete Tension Members*, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 8, August 1992, s. 2118–2132.
- [13] Pędziwiatr J., Minch M., *Bond-slip model calculations the width of crack under cyclic loading*, AMCM, Łódź 1996, s. 305–310.
- [14] Pędziwiatr J., *The influence of cyclic loading on the bond between concrete and steel bars*, Arch. Of Civ. Mech. Eng., 2005, Vol. 5, No. 3, s. 43–58.
- [15] Bažant Z., *Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: A précis of Recent Developments*, Pergamon Press, London 1975.
- [16] Bažant Z., *Approximate Relaxation Function for Concrete*, Journal of the Structural Division, 1979, No. 12.
- [17] Bažant Z., Panula L., *Practical Prediction of Time-Dependent Deformation of Concrete*, Materiaux et Constructions, No. 65, Vol. 11.

5. Badania eksperymentalne

5.1. Uwagi ogólne

Badania eksperymentalne były prowadzone w Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej począwszy od początku lat 90. aż do 2001 roku. Ich celem była zarówno weryfikacja koncepcji teoretycznej, jak i uzyskanie informacji służących jej dalszej rozbudowie. Ze względu na duży zakres merytoryczny analizy teoretycznej badania eksperymentalne dotyczyły jedynie pewnych wybranych zagadnień. Część badań należy potraktować jako testy wstępne, które dostarczyły informacji ogólnych, odnoszących się do warunków i możliwości prowadzenia eksperymentów.

W początkowym okresie badania koncentrowały się na typowych elementach osiowo rozciąganych, w których długość odcinka, na którym występowała przyczepność wynosiła około 3–5 d_b . Ich efektem było ustalenie typowych zależności między poślizgiem i naprężeniami dla stali 34 GS. Kolejny etap obejmował badanie elementów mimośrodowo rozciąganych. Miały one przekrój w kształcie półkolistym ze zbrojeniem, umieszczonym bezpośrednio przy powierzchni bocznej elementu w jego osi symetrii. Ostatni etap obejmował elementy zginane, w których część zbrojenia również znajdowała się przy powierzchni bocznej elementu. Właśnie te badania, w których zbrojenie po uprzednim przygotowaniu znajdowało się przy powierzchni elementu, umożliwiały uzyskanie najpełniejszych i najbardziej wiarygodnych informacji.

5.1.1. Przygotowanie elementów stalowych

Pręty zbrojeniowe, których używano do badań były w większości wykonane ze stali 34 GS. Jedynie w trzech przypadkach użyto do badań stali St3S. Aby zbrojenie mogło znajdować się przy powierzchni bocznej i być zlicowane z otaczającym betonem, należało je sfrezować. Metodę tę wybrano zarówno ze względu na jej dostępność, jak i przewidywaną większą dokładność w porównaniu z przecinaniem. W celu

zachowania odpowiedniej kontroli nad uzyskiwanymi wynikami zastosowano opisaną poniżej procedurę postępowania.

- Z każdej partii określonych średnic zbrojenia wycinano trzy kawałki o długości około 1000 mm. Dwa z nich przeznaczono do badań głównych, a trzeci do ogólnych.

- W ramach badań ogólnych wyznaczono takie charakterystyki danego zbrojenia jak średnicę nominalną, granicę plastyczności, moduł sprężystości i wytrzymałość na zerwanie. Miało to między innymi na celu wykluczyć ewentualne wadliwe lub nietypowe partie.

- W prętach przeznaczonych do frezowania wyznaczono w sposób standardowy średnicę nominalną.

- Frezowanie prętów polegało na usunięciu około połowy powierzchni zbrojenia (do osi pręta) w jego środkowej części, wynoszącej 750 mm. Długość sfrezowanego odcinka była tak dobierana, aby przed czołami próbek po zabetonowaniu zostało po około 25 mm sfrezowanego fragmentu. Z jednej strony zapobiegło to skokowej zmianie naprężeń w stali w pobliżu elementu, a z drugiej umożliwiło pomiar odkształceń „samej” stali nie współdziałającej z betonem.

- Po sfrezowaniu pręty były ponownie ważone i mierzono poszczególne odcinki (pełne końcówki i sfrezowany środek). Pozwalało to obliczyć rzeczywisty średni przekrój zbrojenia na odcinku, gdzie pręt był wykorzystywany do badań nad przyczepnością. Przykładową tabelę, którą sporządzano dla prętów, przedstawiono poniżej.

Tabela 5.1. Wyznaczanie średnicy nominalnej frezowanych prętów

Table 5.1. Evaluation of nominal bar diameter for molded bars

Średnica pręta	m_1 [kg]	m_2 [kg]	m_3 [kg]	d_{nom} [mm]	d_{nom}^* [mm]	A_{nom}^* [mm ²]	l_2 [m]	l_3 [m]
14	0,759	0,414	0,345	14,67	13,37	70,2	0,750	0,260
14	0,758	0,413	0,345	14,67	13,37	70,2	0,749	0,256
16	1,113	0,613	0,499	15,90	16,26	103,8	0,752	0,320
16	1,122	0,618	0,504	15,90	16,30	104,4	0,753	0,323
10	0,443	0,288	0,154	10,05	11,10	48,7	0,749	0,248
10	0,436	0,280	0,156	10,05	11,10	47,5	0,750	0,251
10	0,403	0,228	0,175	10,32	0,93	38,7	0,750	0,266

W tabeli przyjęto następujące oznaczenia:

m_1 – masa pręta po sfrezowaniu, uzyskana z bezpośredniego pomiaru,

m_3 – masa niesfrezowanych końcówek pręta, obliczona na podstawie średnicy nominalnej, d_{nom} i długości tych odcinków – l_3 pomierzonych bezpośrednio,

m_2 – masa sfrezowanego fragmentu pręta $m_2 = m_1 - m_3$,

l_1 – pomierzona długość środkowego sfrezowanego fragmentu pręta,

l_3 – pomierzona łączna długość końcówek pręta,

$$d_{nom} = \sqrt{\frac{4m}{\pi l_p \gamma_s}} \text{ – nominalna średnica pręta obliczona na podstawie jego początkowej masy } m \text{ (przed sfrezowaniem) i długości } l_p = l_1 + l_2, \gamma = 7850 \text{ kg/m}^3,$$

stawiając $l_p = l_1 + l_2$, $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$,

$$d_{nom}^* = \sqrt{\frac{8m}{\pi l_2 \gamma_s}} \text{ – nominalna średnica pręta na odcinku środkowym, na którym został sfrezowany do około połowy grubości.}$$

stał on sfrezowany do około połowy grubości.

W zdecydowanej większości przypadków jakość frezowania była bardzo dobra, a różnica między zakładaną a otrzymaną średnicą pręta nie przekraczała 2–3%.

Tak przygotowane pręty były wykorzystane do wyznaczania rzeczywistego modułu sprężystości stali. Naprężenia obliczono, korzystając z uprzednio ustalonych średnic nominalnych, a odkształcenia odczytywano z trzech tensometrów naklejonych na prętach. Na uwagę zasługuje fakt, że tak pomierzony moduł sprężystości był regularnie większy dla cykli obejmujących odciążenie w porównaniu z obciążeniem. Typowy wynik dla obciążenia w przypadku stali żebrowanej wynosił $E_s = 200 \pm 1 \text{ GPa}$, a przy odciążeniu $E_s = 215 \pm 2 \text{ GPa}$. Dla prętów wykonanych ze stali gładkiej było to odpowiednio $E_s = 190 \pm 2 \text{ GPa}$ i $E_s = 206 \pm 3 \text{ GPa}$.

5.1.2. Wstępne badania betonu

Do badań używano betonu wykorzystywanego w laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Proporcje pomiędzy żwirem, piaskiem i cementem były zawsze identyczne i wynosiły g: s: c = 3: 2: 1. Ze względu na wymiary elementów mimośrodowo i osiowo rozciąganych zastosowano kruszywo o maksymalnym uziarnieniu 8 mm. Cement pochodził z cementowni GóraŹdże k. Opola. Stosowano dwa rodzaje cementu: CEM I 32,5 – w większości prowadzonych badań oraz CEM I 42,5 – w badaniach prowadzonych w latach 2000–2001 przy stosunku w/c = 0,5. Do określenia podstawowych parametrów betonu, interesujących z punktu widzenia zakresu badań, wykonywano typowe badania. Dla betonu wykonanego na bazie cementu 42,5 otrzymano w szczególności następujące rezultaty:

Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu

$$f_{ct, sp} = 3,48 \text{ MPa}, \quad \nu = 9,3\%.$$

Wytrzymałość betonu na ściskanie w stanie jednoosiowym

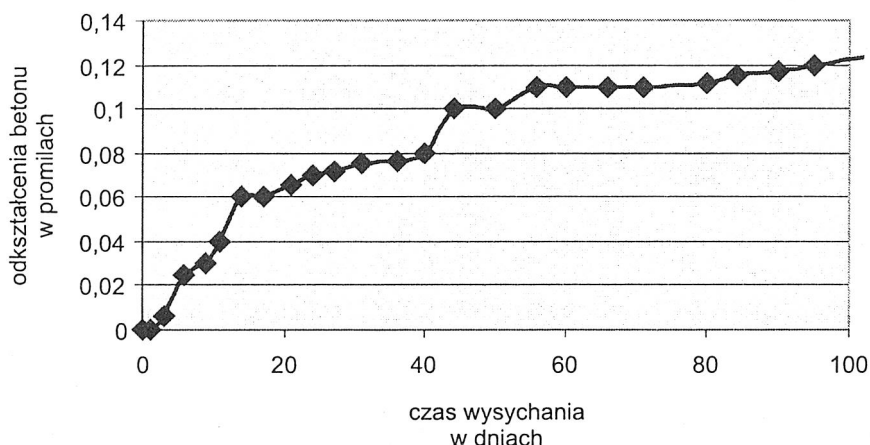
$$f_{cm} = 33 \text{ MPa}, \quad \nu = 7,5\%.$$

Średni moduł sprężystości w zakresie obciążeń:

$$\text{od } 0 \text{ do } 0,2 f_{cm} - E_{cm} = 29,8 \text{ GPa},$$

$$\text{od } 0 \text{ do } 0,4 f_{cm} - E_{cm} = 26,0 \text{ GPa}.$$

Ze względu na specyficzny skład mieszanki, zawierający dużą ilość drobnych frakcji kruszywa, przeprowadzono również badania odkształceń skurczowych. Na rysunku 5.1 pokazano typowy przebieg odkształceń dla tego betonu.



Rys. 5.1. Wykres typowych odkształceń skurczowych betonu użytego do badań

Fig. 5.1. Diagram of typical shrinkage strains in concrete used in experiments

Niewielką wartość odkształceń skurczowych otrzymano dzięki długotrwałej pielęgnacji, polegającej na trzymaniu elementów przez siedem dni w wodzie i następnie trzy w wilgotnych szmatkach. Procedura pielęgnacji betonu wynikała z wniosków wyciągniętych z badań wstępnych, prowadzonych w połowie lat dziewięćdziesiątych. Krótka pielęgnacja betonu (do 3 dni), polegająca na trzymaniu elementów na ruszcie drewnianym nad wodą i przykrytych wilgotnymi szmatkami powodowała, że swobodne odkształcenia skurczowe już po około 50 dniach osiągały wartość 0,36‰, aby po 100 dniach przekroczyć 0,5‰. Występowanie tak dużego skurczu „zaciemniało” przebieg zasadniczych badań, powodując powstanie wstępnych naprężeń w betonie i stali [1]. Beton w sąsiedztwie pręta doznawał rozciągania, a w stali pojawiały się naprężenia ściskające rzędu 10% f_y . Co więcej, skurcz prowadził do powstawania wstępnej krzywizny elementu. Tak znaczne zaburzenia początkowe wynikały zarówno z konieczności użycia betonu drobnziarnistego, jak i specyficznego usytuowania zbrojenia – przy krawędzi elementu. Jako ciekawostkę można podać, że badania skurczu prowadzone bezpośrednio na tak zbrojonych elementach wykazywały różnice odkształceń pomiędzy przekrojem w sąsiedztwie pręta, a przekrojem usytuowanym na przeciwległej krawędzi, sięgającą 80–90%. W celu wyeliminowania tych niedogodności zastosowano przedłużoną pielęgnację elementów. Nie zmniejsza to oczywiście końcowej wartości odkształceń skurczowych, ale dzięki ich przesunięciu w czasie umożliwia przeprowadzenie badań, gdy odkształcenia skurczowe są jeszcze znikomo małe.

5.1.3. Formy i elementy do badań

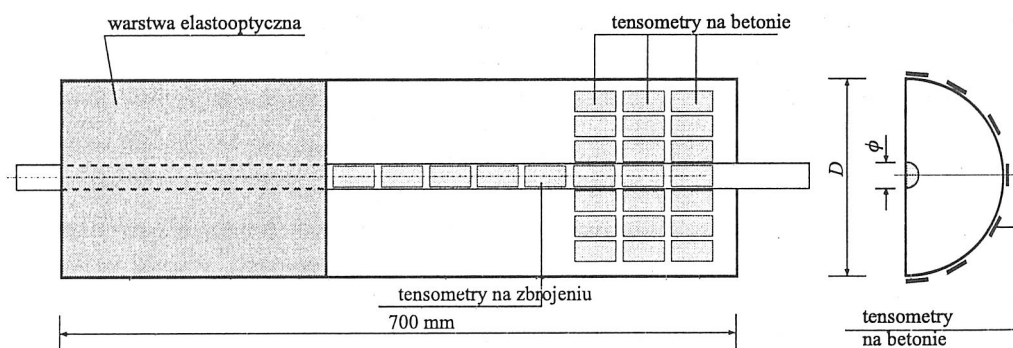
Największą liczbę badań przeprowadzono na elementach mimośrodowo rozciąganych ze zbrojeniem usytuowanym przy krawędzi betonu w osi podłużnej elementu. Elementy betonowano w indywidualnie zaprojektowanych stalowych deskowaniach. Były to formy składane w ten sposób, że można było wykorzystywać je również do wykonywania elementów osiowo rozciąganych. Wtedy betonowanie odbywało się w trzech etapach. W pierwszym wypełniano połówkę formy betonem, wibrowano go, a następnie mocowano pręt zbrojeniowy pełny. Dokładność mocowania uzyskiwano dzięki stosowaniu kilku rodzajów dekli zamykających formy na końcach. W deklach tych znajdowały się otwory, dostosowane do prętów o średnicach od 8 do 25 mm. Po zamocowaniu pręta następowało kolejne nakładanie betonu, zamykanie formy i zagęszczanie. Ostatni etap betonowania następował po zamknięciu formy i ustawieniu w pozycji pionowej. Beton był wprowadzany do formy dzięki niewielkim otworom w jednej z dekli. Po zawibrowaniu i zamknięciu otworów element pozostawiono w pozycji poziomej do czasu związania betonu. Rozformowanie następowało po około 24 godzinach.

W przypadku elementów mimośrodowo rozciąganych do betonowania używano jedynie połówki formy. Betonowanie wykonywano w dwóch etapach. W celu uniknięcia niekorzystnych zjawisk, związanych z sedymentacją betonu i wynikającym z tego osłabieniem przyczepności, pozostawiano na górnej płaskiej powierzchni betonu warstwę około 2–3 mm ponad poziom. Po związaniu betonu i osiągnięciu pewnej wytrzymałości (praktycznie 8–14 dni) warstwę tę usuwano szlifierką tak, aby otrzymać gładką powierzchnię betonu i oczyszczoną z niego powierzchnię pręta zbrojeniowego, usytuowanego sfrezowaną powierzchnią do góry. Przy zachowaniu pewnej niezbędnej staranności wykonania procedura taka okazała się skuteczną. Podczas badań stosowano różne typy form stalowych. W początkowym etapie używano elementów o długości 200 mm i trzech średnicach przekroju poprzecznego: 80 mm, 100 mm i 120 mm. Wyniki badań oraz analiza teoretyczna wykazały, że taka długość elementu jest zbyt mała, aby móc właściwie zinterpretować procesy zarysowania i zmian przyczepności [1]. Wszystkie późniejsze badania prowadzono już na elementach o długości 700 mm i średnicach 80 mm lub 100 mm [2]. Rezygnacja z badań elementów o średnicy przekroju 120 mm wynikała z tego, że w tym przypadku odległość pręta od bocznej powierzchni betonu (otulina boczna) była mało realna z inżynierskiego punktu widzenia i dodatkowo skutkowało tym, że rysy wewnętrzne nie miały szansy osiągnąć bocznej powierzchni betonu.

Elementy zginane były wykonywane w typowych formach stalowych, a efekt odśloniętego i lokalnie zfrezowanego pręta usytuowanego przy licu belki osiągano dzięki zabezpieczeniu tego fragmentu belki styropianem.

Opisany sposób przygotowania elementów mimośrodowo rozciąganych oraz zginanych pozwolił na szeroki zakres prowadzenia pomiarów. Podstawowym narzędziem

była klasyczna tensometria elektrooporowa. Ze względu na cel badań najważniejszą rolę odgrywały tensometry, przyklejane bezpośrednio do pręta zbrojeniowego. Pozwalały one na rejestrację zmiany odkształceń wzdłuż osi pręta, najczęściej od czoła próbki aż do połowy rozpiętości (elementy mimośrodowo rozciągane). Mocowano również tensometry na zbrojeniu poza czołami próbki (od 2 do 3 sztuk), aby wiarygodnie oszacować odkształcenia w samej stali przy zadanym poziomie obciążenia. Tensometry na betonie były umieszczone w bardzo różnych konfiguracjach. Zależały one od tego, jakie zagadnienie było szczegółowo analizowane. Konkretnie przykłady podano w dalszej części tego rozdziału, natomiast schematyczny widok typowej próbki przedstawiono na rysunku 5.2.



Rys. 5.2. Schematyczny widok typowej próbki rozciąganej mimośrodowo

Fig. 5.2. Schematic draft of a typical specimen for eccentric loading

W badaniach, w których obserwowano rozwój rys wewnętrznych lub rys pierwszego rzędu, do pomiaru zmian szerokości rozwarcia używano czujników indukcyjnych. Miejsce ich mocowania ustalono na dwa sposoby. W pierwszym, na podstawie obserwacji i obliczeń teoretycznych, „zgadywano” miejsca powstania rys i tam montowano czujniki. Jeżeli chciano dokonywać bardziej złożonych obserwacji (np. śledzić zmiany szerokości rysy po obu stronach pręta lub w dwóch różnych odległościach od jego osi), doprowadzono do zainicjowania rysy. Obciążenie wstrzymywano i dopiero wtedy montowano czujniki indukcyjne. Miejsce powstania mikropęknięcia sygnalizował wzrost odkształceń w stali bądź obserwacje warstwy elastooptycznej.

Badania elastooptyczne były możliwe dzięki współpracy z doktorem Ludomirem Jankowskim z Instytutu Konstrukcji i Eksploatacji Maszyn Politechniki Wrocławskiej. Obserwacja obrazu elastooptycznego w sposób istotny uzupełniała informacje, uzyskane z klasycznej tensometrii. Za szczególnie istotne zalety tej metody należy uznać:

- możliwość ciągłej obserwacji zmian zasięgu koncentracji naprężeń w stali i betonie przy czole próbki – tzw. efekt stożka,
- śledzenie koncentracji odkształceń w betonie, prowadzących do powstania rys zarówno przy zbrojeniu jak i na krawędzi elementu,
- możliwość obserwacji układu odkształceń w elemencie na dużych powierzchniach.

Wyniki badań elastooptycznych zostały wykorzystane do analizy jakościowej, a nie ilościowej. Oczywiście możliwe jest również pokuszenie się o taki sposób podejścia, który pozwalałby na przykład na obliczanie odkształceń. Nie jest to jednak procedura ani prosta, ani jednoznaczna w interpretacji. Najważniejszą przeszkodą jest fakt, że przyklejenie warstwy wzmacnia w sposób bardzo istotny zarówno powierzchnią warstwę betonu, jak i styk powierzchni beton–pręt zbrojeniowy. Wzmocnienie to jest skutkiem działania kleju, używanego do mocowania warstwy na wymienione powierzchnie. Jego penetracja w beton nie jest zbyt głęboka. Po przeprowadzeniu badań i zerwaniu płytki można ją było oszacować na kilka milimetrów. Jest to jednak zaburzenie dosyć istotne. Oprócz tego efektu należy się również liczyć z globalnym wzmocnieniem tej części strefy rozciąganej próbki, gdzie znajduje się warstwa.

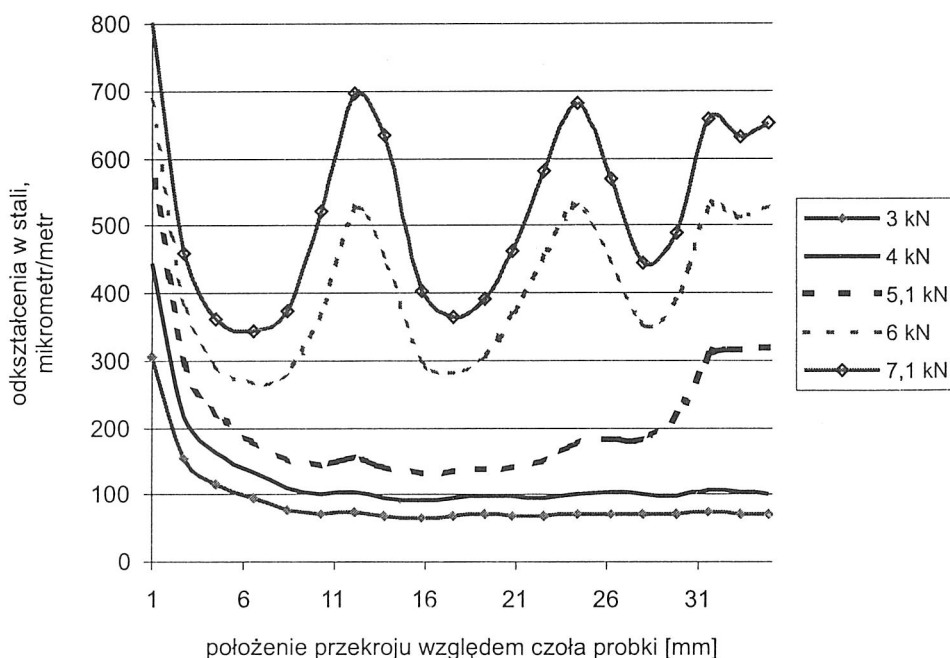
5.2. Wybrane elementy badań elementów mimośrodowo rozciąganych zbrojonych stalą żebrowaną

Liczba badanych elementów mimośrodowo rozciąganych była zdecydowanie największa. Taki kształt elementu umożliwiał bowiem najbardziej wszechstronną analizę doświadczalną, a występowanie strefy ściskanej powodowało, że model ten można było traktować w przybliżeniu jako fragment strefy rozciąganej. Zastosowanie znajdowała zarówno klasyczna tensometria, jak i metody elastooptyczne. Badania dotyczyły różnych aspektów problemu transferu siły ze stali na otaczający beton.

5.2.1. Badania weryfikujące koncepcje teoretyczne – czoło próbki

Jednym z pierwszych weryfikowanych zagadnień był problem, na ile zachowanie się elementu w przekrojach usytuowanych w bliskiej odległości od czoła próbki różni się od przebiegu zjawisk, występujących w środkowej części elementu. Studia literaturowe, analizy teoretyczne oraz wstępne badania eksperymentalne sugerowały, że ten fragment elementu będzie wykazywał specyficzne zachowanie, zbliżone do obserwo-

wanego podczas testowania próbek o bardzo krótkich odcinkach przyczepności. Ze względu na tematykę i zakres pracy skupiono się na analizie przebiegów odkształceń w stali i naprężeń przyczepności, do której dane otrzymano z tensometrów umieszczonych standardowo na zbrojeniu, na długości równej około połowie długości elementu. Oprócz tego przyklejono je na betonie. W tym przypadku ograniczono się do obszaru przylegającego do czoła próbki. Tensometry rozmieszczono w trzech przekrojach tak, aby móc oszacować wpływ odległości od czoła próbki na rozkłady odkształceń w betonie. Czujniki umieszczone były zarówno na płaskiej powierzchni elementu (strefa całkowicie rozciągana), jak i po wypukłej, gdzie występowało również ściskanie. Dzięki usytuowaniu tensometrów znajdujących się na płaskiej części elementu w kilku rzędach (na rysunku w czterech) możliwe było śledzenie wpływu naprężeń przyczepności na dodatkowe odkształcenia w betonie w sąsiedztwie pręta.

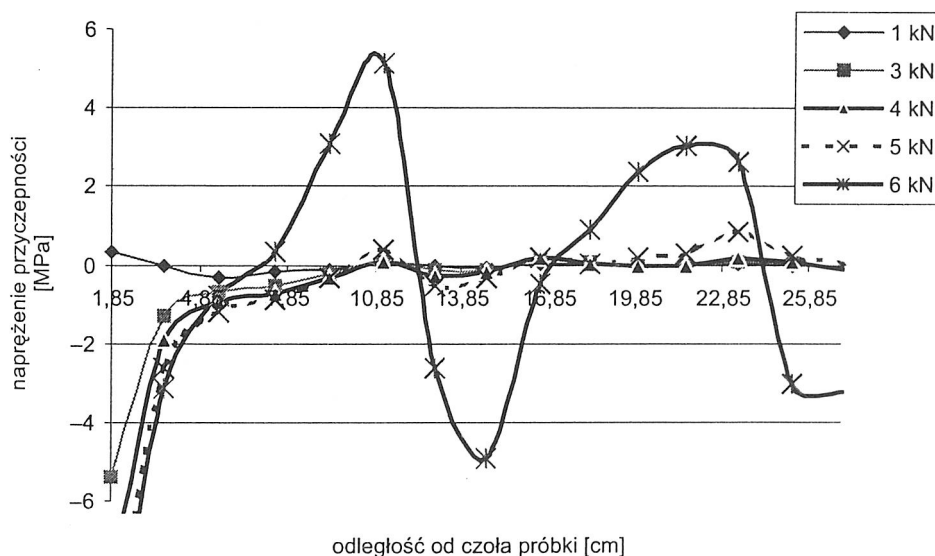


Rys. 5.3. Rozkład odkształceń w stali – próbka nr 2

Fig. 5.3. Steel strain distribution – specimen number 2

Już ogólny widok przebiegu odkształceń w stali pokazywał, że czoło próbki zachowuje się inaczej niż jej fragmenty środkowe. Na rysunku 5.3 pokazano typowy rozkład odkształceń w stali w próbce nr 2. W przekrojach oddalonych od czoła próbki odkształcenia w stali pozostają równomiernie rozłożone (i równe odkształceniom w betonie) aż do obciążenia odpowiadającego sile rysującej. W tym konkretnym przy-

padku jest ona równa około 5,0 kN. Przy czole próbki, tuż po przekroczeniu przez obciążenie wartości $F = 1,0$ kN, rozkład odkształceń w stali ulega zakłóceniu – odkształcenia stali są większe niż betonu, co oznacza występowanie poślizgu. Już taka pobieżna obserwacja potwierdza założenia modelu teoretycznego, mówiące, że „prawdziwy” proces zmian przyczepności można obserwować pod warunkiem użycia elementów o znacznej długości, umożliwiającej powstanie co najmniej trzech rys. Kolejnym tego potwierdzeniem jest wykres naprężeń przyczepności (rys. 5.4) w tej samej próbce. W środkowej części elementu, aż do poziomu $F = 5,0$ kN, naprężenia przyczepności są praktycznie równe zero. Oznacza to, że pierwotna przyczepność nie została jeszcze naruszona, a lokalne zaburzenia wynikają jedynie z losowych własności mechanicznych betonu. Przy czole próbki, przy obciążeniu $F = 3,0$ kN, wartości naprężeń przyczepności przekraczają już 4,0 MPa. W celu weryfikacji przyjętych koncepcji przeprowadzono bardziej szczegółowe analizy ilościowe wybranych zagadnień.



Rys. 5.4. Przebieg naprężeń przyczepności w funkcji położenia przekroju

Fig. 5.4. Bond stress distribution along a bar

Analiza rozkładu naprężeń przyczepności przy czole próbki

Przy czole próbki naprężenia są funkcją poślizgu zbrojenia względem otaczającego go betonu. Można go obliczać całkując różnicę odkształceń w stali i betonie, począwszy od miejsca, gdzie odkształcenia te są sobie równe, w kierunku czoła próbki. Aby wykonać tę operację, należy dla pomierzonych wartości odkształceń znaleźć funkcje, które

będą je aproksymować. Wygodniej można wyznaczyć poślizg, sumując wydłużenia w stali oraz betonie i obliczając ich różnicę. Przy takim podejściu do zagadnienia przyjęto, że wydłużenie jest równe odkształceniu pomnożonemu przez odległość między tensometrami. Problemem jest jednak prawidłowe ustalenie, które wartości odkształceń w betonie należy wziąć do obliczeń. Zgodnie z analizami teoretycznymi i wynikami badań, wartości odkształceń zależą również od położenia przekroju względem osi pręta. Im przekrój jest bliższy osi pręta, tym większe są w nim odkształcenia, ponieważ większy jest wpływ dodatkowych odkształceń wywołanych działaniem sił przyczepności. Weryfikację tej hipotezy przedstawiono w dalszej części rozdziału. W tej sytuacji do obliczeń wzięto przekrój najdalej oddalony od osi pręta, w którym wartość dodatkowych odkształceń jest pomijalnie mała. W tabeli 5.2 zestawiono tak obliczone wartości przemieszczeń stali, betonu i ich różnicę, będącą szukanym poślizgiem Δ . Wartości przemieszczeń zamieszczone w tabeli są wyrażone w μm .

Tabela 5.2. Zestawienie wartości przemieszczeń stali, betonu i poślizgu

Table 5.2. Values of steel, concrete elongations and slip

	Obciążenie [kN]	Odległość przekroju od czoła próbki [mm]			
		0	22	35	55
stal	3	8705	6205	4757	1678
beton		2060	1160	485	65
poślizg		6645	5645	4272	1613
stal	4	12047	9407	6555	2215
beton		2900	1640	695	95
poślizg		9147	7767	5860	2120
stal	5,1	16270	12650	8800	2920
beton		3840	2160	900	120
poślizg		12430	10490	7900	2800
stal	6	21582	16222	11095	3455
beton		4320	2460	1065	150
poślizg		17262	13762	10030	3305
stal	7	26350	19470	13170	4010
beton		4620	2640	1155	165
poślizg		21730	16830	12015	3845
stal	8,4	32182	23502	15750	4650
beton		4960	2840	1250	180
poślizg		27222	20662	14500	4470
stal	9,1	35797	25997	17370	5050
beton		5220	2960	1265	175
poślizg		30577	23037	16105	4875
stal	10,1	40802	29442	19590	5610
beton		5360	3060	1335	190
poślizg		35442	26382	18255	5420

Naprężenie przyczepności obliczono w wybranych przekrojach, przylegających do czoła próbki. Obliczono je na podstawie zmian odkształceń w stali

$$\tau_i = \frac{\varepsilon_{s,i+1} - \varepsilon_{s,i}}{x_{i+1} - x_i} \cdot \frac{E_s d_b}{4} \quad (5.1)$$

Tak obliczoną wartość przyjmowano jako średnią w przekroju pomiędzy dwoma sąsiadującymi tensometrami. Bezpośredni pomiar zmiany odkształceń tuż przy czole próbki był niemożliwy i dlatego jego wartość ustalono korzystając z aproksymacji (zmiany naprężeń były liniowymi funkcjami położenia). Na podstawie tabel 5.2 i 5.3 zestawiono poślizgi zbrojenia oraz odpowiadające im naprężenia przyczepności. Porównania dokonano dla przekrojów o współrzędnych: $x = 0$ cm, $x = 1,875$ cm i $x = 3,625$ cm, liczonych od czoła próbki. Zależności te przedstawiono na rysunku 5.6. Przebieg naprężeń przyczepności ilustruje rysunek 5.5 oraz tabela 5.3.

Tabela 5.3. Wartości naprężeń przyczepności w wybranych przekrojach [MPa]

Table 5.3. Bond stress values in some cross sections [MPa]

Obciążenie [kN]	Położenie przekroju [mm]			
	74,5	55,0	36,25	18,75
3	-0,55	-0,68	-1,32	-3,34
4	-0,72	-0,96	-1,92	-4,27
5,1	-0,88	-1,21	-2,63	-4,76
6	0,33	-0,77	-3,16	-4,19
7	0,95	-0,50	-3,48	-4,77
8,4	2,03	-0,28	-3,98	-5,15
9,1	2,39	-0,09	-4,37	-5,04
10,1	3,04	0,16	-4,83	-5,08

Pomimo dobrej zgodności krzywych empirycznych z teoretyczną postacią funkcji $\tau = k\Delta^\alpha$, wartości parametrów k i α wykazują jednak zależność od miejsca położenia przekroju względem czoła próbki. Dotyczy to szczególnie przekroju o współrzędnej $x = 3,625$ cm. Potwierdza to opisywane już w części teoretycznej zastrzeżenie, że model ten, bardzo popularny w krajach anglosaskich, nadaje się jedynie do analizy bardzo krótkich elementów.

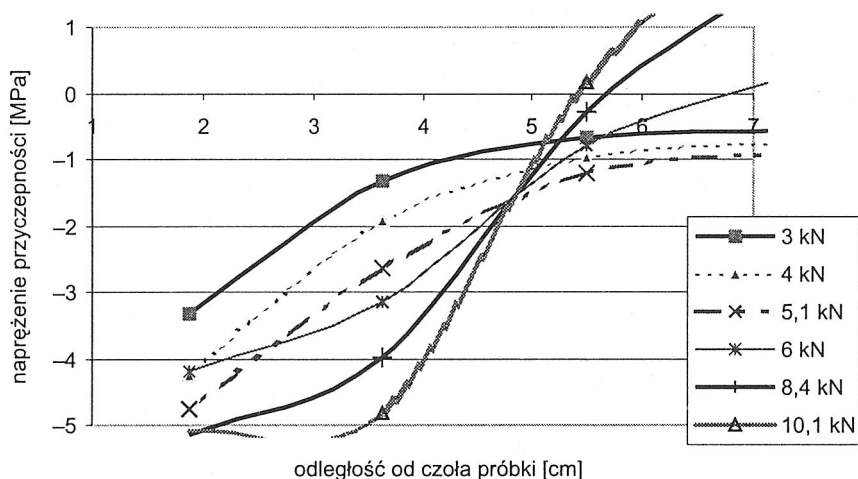
Do dalszych weryfikacji przyjęto zależność dla przekroju $x = 1,875$ cm jako reprezentatywną dla całego czoła próbki ($\tau = 1,2618 \cdot \Delta^{0,5692}$). Po przyjęciu jednostki Δ w mm zależność ta ma postać

$$\tau = 64,36 \cdot \Delta^{0,5692} \quad (5.2)$$

Zgodnie ze wzorem (4.51) otrzymuje się $\lambda = 0,01193$ oraz $\beta = 0,01347$ (wzór (4.10)). Zasięg strefy, gdzie $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{cl}$ oraz wartość poślizgu można obliczyć z następujących wzorów:

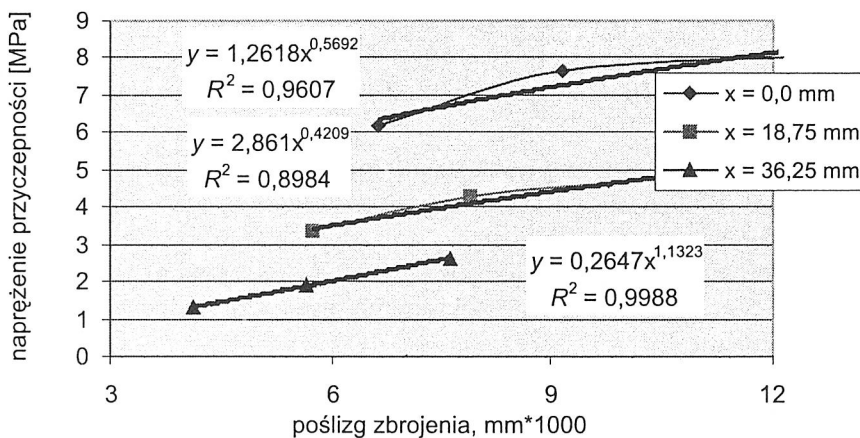
$$x_1 = 26,41\varepsilon_0^{0,2745}, \text{ mm (wzór (4.53))} \quad (5.3)$$

$$\Delta(x) = [0,0029 \cdot (x_1 - x)]^{4,643}, \text{ mm (wzór (4.12))} \quad (5.4)$$



Rys. 5.5. Przebieg naprężeń przyczepności przy czołe próbek

Fig. 5.5. Bond stress distribution at loaded end



Rys. 5.6. Wykresy zależności $\tau = \tau(\Delta)$ dla trzech przekrojów przy czołe elementu

Fig. 5.6. Diagrams of $\tau = \tau(\Delta)$ for three cross section at loaded end

Tabela. 5.4. Porównanie teoretycznych i eksperymentalnych wartości poślizgu i naprężeń przyczepności

Table 5.4. Comparison of theoretical and experimental slips and bond stresses values

Siła, kN	$\varepsilon_0 \cdot 10^6$	x_1 , mm	Teoretyczne		Doświadczalne	
			$\Delta \cdot 10^3$, mm	τ_b , MPa	$\Delta \cdot 10^3$, mm	τ_b , MPa
3	248	120,0	7,43	3,95	6,64	6,19
			3,37	2,52	5,73	3,34
4	337	130,5	11,0	4,94	9,15	7,65
			5,34	3,28	7,90	4,26
5,1	428	139,3	14,9	9,12	12,43	8,05
			7,60	4,00	10,70	4,76

W tabeli 5.4 zestawiono porównanie wartości obliczonych zgodnie ze wzorami (5.2), (5.4) z wynikami otrzymanymi z pomiarów. Zwykłą czcionką zapisano wyniki odnoszące się do przekroju $x = 0$, a kursywą – dotyczące punktu o współrzędnej $x = 1,875$ cm. Ogólnie można stwierdzić, co następuje:

- Funkcja $\tau = k\Delta^\alpha$ ma zastosowanie jedynie do czasu pojawienia się rys ($F_{cr} \approx 5$ kN) w elemencie; zmieniają one bardzo istotnie rozkład naprężeń przyczepności przy czole próbki.
- Konsekwencją użycia tej funkcji są bardzo duże wartości x_1 – rzędu odległości od czoła próbki do miejsca powstania rysy (w tym przypadku $\sim 12,5$ cm).
- Przyjęcie jednej funkcji przyczepności powoduje przeszacowanie wartości poślizgów dla $x = 0,0$ cm i zaniżenie dla $x = 1,875$ cm.
- Przy obciążeniach mniejszych niż F_{cr} wartości τ są zaniżone.

Przebieg odkształceń w stali

Z zależności teoretycznych (wzór (4.52)) wynika, że odkształcenia w zbrojeniu można obliczyć z zależności

$$\varepsilon_s(x) = 0,7294 \frac{d\Delta}{dx} + 0,2706\varepsilon_0 = 0,0098[0,0029(x_0 - x)]^{3,643} + 0,2706\varepsilon_0$$

Porównanie wyników eksperymentalnych i teoretycznych przedstawiono w tabeli 5.5.

Wykazuje ono dobrą zgodność modelu teoretycznego z wynikami badań elementu. W przypadku obciążeń mniejszych niż rysujące można nawet określić ją jako bardzo dobrą. W szczególności dotyczy to przekrojów nieco oddalonych od czoła próbki ($x \geq 27,5$ mm). Na uwagę zasługuje fakt, że regularnie wartości doświadczalne są większe od obliczonych. Największe różnice występują w przekroju przy czole próbki ($x = 10$ mm), ale i tam nie przekraczają 10%.

Inaczej wygląda sytuacja przy obciążeniu nieco większym niż rysujące. Różnice między obliczonymi i pomierzonymi wartościami wynoszą 10–20%. Większe różnice występują w przekrojach odległych od czoła próbki. Wyjaśnieniem tego jest spostrzeżenie, że powstanie rysy w odległości $x = 125$ mm spowodowało naruszenie przyczepności pierwotnej i tym samym wzrost odkształceń w stali w miejscu tej rysy i jej otoczeniu.

Tabela 5.5. Porównanie teoretycznych i eksperymentalnych wartości odkształceń w zbrojeniu w funkcji położenia, $\mu\text{m}/\text{m}$

Table 5.5. Comparison of theoretical and experimental steel strain values, $\mu\text{m}/\text{m}$

Siła [kN]	Położenie przekroju [mm]	10	27.5	45	56	84	102
3	teoria	220	148	105	88	70	67
	badania	248	154	117	95	78	71
4	teoria	303	211	152	128	97	92
	badania	337	217	163	132	110	101
5,1	teoria	390	278	203	171	128	119
	badania	428	294	220	181	154	145

Odkształcenia w betonie

Teoretyczną wartość (wzór (4.50)) odkształceń w betonie w skrajnych rozciąganych włóknach oblicza się ze wzoru

$$\varepsilon_{ct}(x) = 0,2706 \left(\varepsilon_0 - \frac{d\Delta}{dx} \right) = 0,2706 \varepsilon_0 - 3,645 \cdot 10^{-3} [0,0029(x_1 - x)]^{3,643}$$

W tabeli 5.6 zestawiono wartości tak obliczonych odkształceń z wynikami badań. Odkształcenia w betonie w skrajnych rozciąganych włóknach zostały przyjęte na podstawie odczytów z tensometrów nr 30, 28 i 24. Są to czujniki umieszczone na płaskiej części elementu w największej odległości 4,1 cm od osi pręta. W przypadku tych tensometrów wpływ dodatkowych odkształceń, wynikających z działania sił przyczepności był już znikomy.

Porównania te wykazują zadowalającą zgodność. Jest ona lepsza w przekrojach bardziej oddalonych od czoła próbki. Jest to kolejna (obok odkształceń w stali) konsekwencja tworzenia się przy czole próbki „stożka” – koncentracji naprężeń związanych z częściowym odspojeniem zbrojenia od betonu. Stąd zaniżone wartości teoretycznych naprężeń w stali i zawyżone w betonie.

Tabela 5.6. Porównanie odkształceń w betonie w strefie rozciąganej, $\mu\text{m}/\text{m}$ Table 5.6. Comparison of concrete strains in tension zone, $\mu\text{m}/\text{m}$

Siła [kN]	Położenie przekroju [mm]	20	55	90
3	teoria	27	59	67
	badania	13	45	58
4	teoria	33	77	90
	badania	19	63	83
5,1	teoria	40	94	113
	badania	24	84	116

Wpływ naprężeń przyczepności na dodatkowe odkształcenia w betonie w strefie rozciąganej

Dodatkowe odkształcenia w betonie opisuje wzór (4.22). Są one funkcją wartości naprężeń przyczepności oraz położenia przekroju na płaszczyźnie. Usytuowanie tensometrów daje następujące wartości tych współrzędnych:

$$x_1 = 20 \text{ mm}, x_2 = 55 \text{ mm}, x_3 = 90 \text{ mm},$$

$$y_1 = 12 \text{ mm}, y_2 = 21 \text{ mm}, y_3 = 31 \text{ mm}, y_4 = 41 \text{ mm}.$$

W tabeli 5.7 zestawiono teoretycznie obliczone wartości tych dodatkowych odkształceń dla obciążenia $F = 5,1 \text{ kN}$ (lewa część) i 4 kN (prawa część).

Tabela 5.7. Zestawienie teoretycznych wartości dodatkowych odkształceń w betonie, $\mu\text{m}/\text{m}$ Table 5.7. List of additional theoretical strains in concrete, $\mu\text{m}/\text{m}$

y/x	12	21	31	41	12	21	31	41
20	41	29	21	16	33	24	17	13
55	7,4	6,8	6,1	5,3	5,4	5,0	4,4	3,9
90	1,1	1,1	1,0	1,0	0,7	0,6	0,6	0,6

Tabela 5.8. Zestawienie całkowitych odkształceń betonu, $\mu\text{m}/\text{m}$ Table 5.8. List of total measured strains in concrete, $\mu\text{m}/\text{m}$

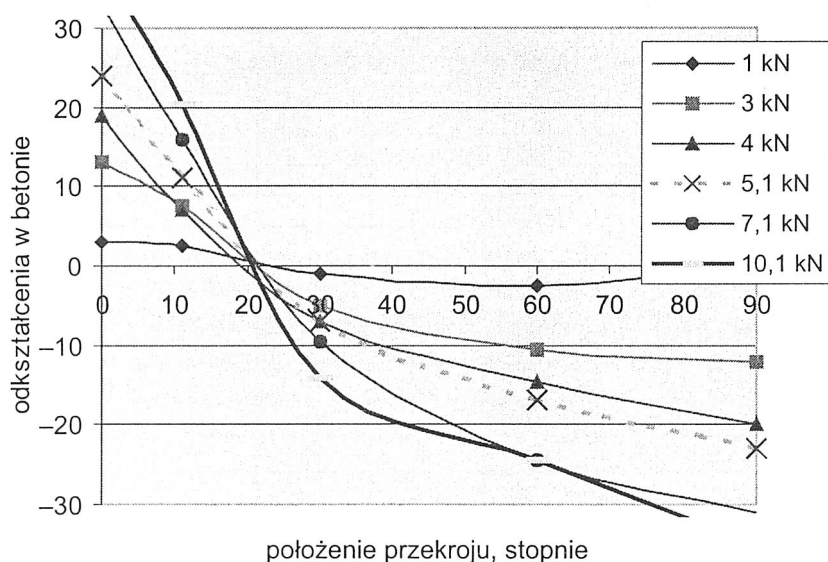
y/x	12	21	31	41	12	21	31	41
20	88	65	44	23	57	47	34	19
55	116	105	93	84	90	79	71	63
90	148	130	128	116	101	91	91	83

W tabeli 5.8 zestawiono natomiast wartości całkowitych odkształceń w betonie, pomierzone bezpośrednio na elemencie. Wynika z niej, że dodatkowe odkształcenia powodujące nierównomierny ich rozkład w przekroju poprzecznym występują we wszystkich

analizowanych przekrojach podłużnych. Największe zróżnicowanie występuje oczywiście w przekroju usytuowanym najbliżej czoła próbki, ale również w pozostałych różnice są znaczne. Można zauważyć, że proporcje między największymi i najmniejszymi odkształceniami dodatkowymi są równe około $7,4/5,3 = 1,40$. Z badań uzyskuje się natomiast proporcję rzędu 1,38–1,43, a więc bardzo zbliżoną. Oznacza to, że istota zjawiska jest uchwycona poprawnie, natomiast zaniżenie wartości ma swoje źródło między innymi w zaniżeniu teoretycznych wartości naprężeń τ (por. tab. 5.4). Należy jednak sądzić, że nie jest to jedyne źródło występujących różnic. W rachubę wchodzi również odkształcenie wywołane przemieszczaniem się betonowych „klinów”, występujących przy żeberkach zbrojenia. W odniesieniu do przekroju $x = 90$ mm dodatkowo należy zwrócić uwagę na wpływ rysy powstającej w odległości $x = 125$ mm, a więc w niewielkiej odległości.

Położenie osi obojętnej

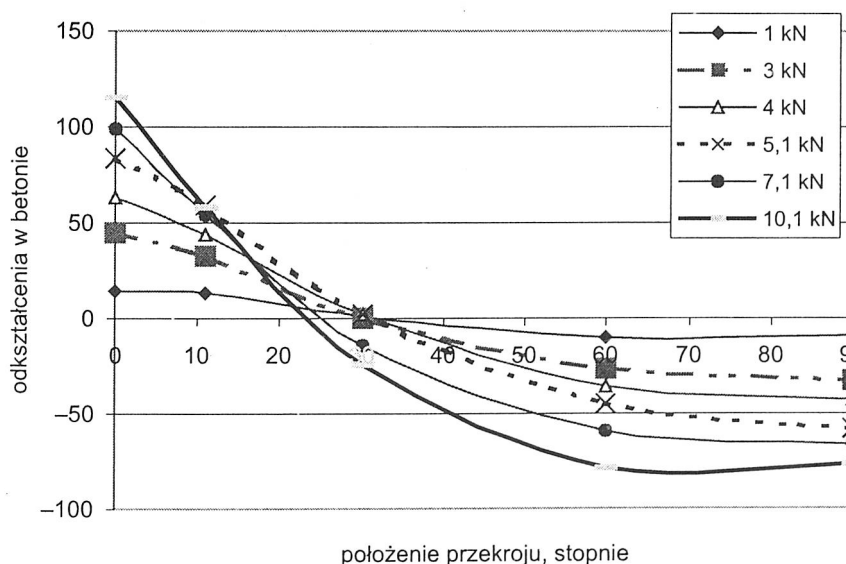
Położenie osi obojętnej ustalono zgodnie ze wskazaniami ośmiu tensometrów w danym przekroju. Znajdowały się one na powierzchni walcowej elementu, w przekrojach określonych kątami 11° , 30° , 60° (po obu stronach osi symetrii elementu) oraz w osi elementu ($\alpha = 90^\circ$). Jako element odpowiadający kątowi $\alpha = 0^\circ$ przyjmowano skrajny tensometr, umieszczony na płaskim fragmencie próbki. W analizie obliczeniowej uwzględniono średnie ze wskazań tensometrów. Pomiary przeprowadzono dla tych samych przekrojów, w których badano wpływ dodatkowych odkształceń betonu. Przykładowe wyniki są przedstawione na rysunku 5.7 i dotyczą przekroju usytuowanego w odległości 20 mm od czoła próbki. Wartości odkształceń na rysunku są wyrażone w $\mu\text{m/m}$.



Rys. 5.7. Wartość odkształceń w betonie na walcu, $\mu\text{m/m}$

Fig. 5.7. Concrete strain values measured at cylinder surface, $\mu\text{m/m}$

Po przeliczeniu współrzędnych biegunowych na układ kartezjański otrzymano, że niezależnie od poziomu obciążenia wysokość strefy ściskanej waha się w przedziale od 0,577 do 0,54 R. Odpowiada to kątowi $\alpha \in (26^\circ, 27^\circ)$. W układzie tym zależność między odkształceniami aproksymowano linią prostą i otrzymywano $R^2 \geq 0,96$, co potwierdza zachowanie płaskości przekrojów w odniesieniu do betonu zarówno w strefie ściskanej, jak i rozciąganej. Tak obliczony kąt jest zdecydowanie mniejszy niż wyznaczony teoretycznie ze wzoru (4.47) i równy 36° . Wyjaśnienie tej różnicy wiąże się m.in. z założeniami poczynionymi na etapie analizy teoretycznej. Dla prostoty obliczeń pominięto tam wartość momentu wywołanego siłą w zbrojeniu. Takie postępowanie jest uzasadnione, ponieważ ramię tej siły jest mniejsze niż $d_b/4$, co w porównaniu z ramionami innych sił jest pomijalnie małe. Ale w przekroju $x = 20$ mm odkształcenia w stali są tak duże w stosunku do odkształceń w betonie (rzędu 20:1), że zastosowane przybliżenie jest już obarczone istotnym błędem. Drugim czynnikiem jest omówione już odspojenie stali od betonu, występujące na obszarze obserwowanego stożka koncentracji odkształceń. „Podwyższone” wartości odkształceń w stali zaniżając wartości odkształceń rozciągających w betonie, prowadzą do obniżania się osi obojętnej w stosunku do wartości teoretycznej. Wpływ tego drugiego czynnika jest znaczniejszy niż pierwszego, o czym mogą świadczyć wyniki otrzymane dla przekroju o współrzędnej $x = 55$ mm, gdzie wpływ ten już jest mniejszy (rys. 5.8).



Rys. 5.8. Wartości odkształceń w betonie w przekroju $x = 55$ mm, $\mu\text{m/m}$

Fig. 5.8. Values of concrete strain at cross section $x = 55$ mm, $\mu\text{m/m}$

W przypadku tego przekroju liniowa zależność między odkształceniami w betonie jest prawdziwa w całym przedstawionym zakresie obciążeń, tzn. aż do 10,1 kN. Obliczone na tej podstawie położenie osi obojętnej jest określone przez kąt wahający się w zakresie od 31° do 34° . Wartości te są już bardzo zbliżone do wartości teoretycznej równej 36° . Ponieważ w tym przekroju nie ma już większego wpływu „stożka” naprężeń, można uznać, że różnica ta jest spowodowana działaniem jedynie pierwszego z omawianych czynników. Należy przy tym zauważyć, że dla $x = 55$ mm wpływ ten jest mniejszy ze względu na zmniejszenie się dysproporcji pomiędzy wielkością odkształceń w stali i betonie.

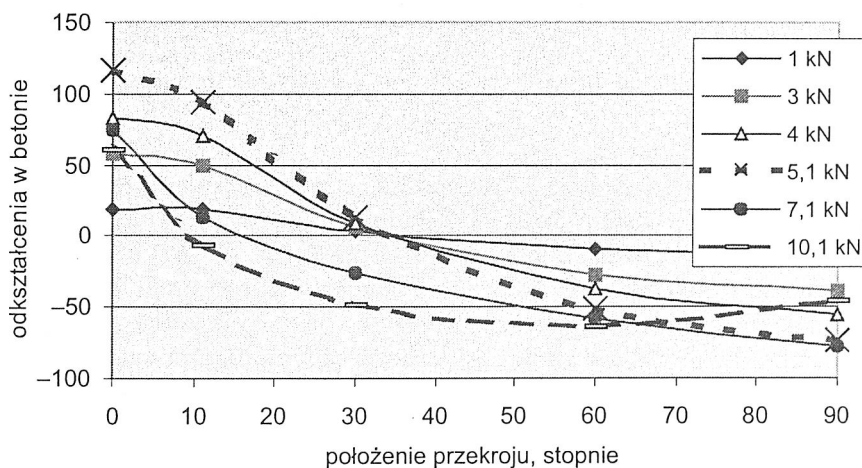
Zmiany położenia osi obojętnej dla przekroju $x = 90$ mm ilustruje rysunek 5.9. Podobnie jak podczas analizy powstawania w betonie dodatkowych odkształceń wywołanych siłami przyczepności, istotną cezurę stanowi poziom obciążenia rysującego. Do czasu powstania rysy otrzymana z analizy wyników badań wartość kąta, odpowiadającego położeniu osi obojętnej, doskonale zgadza się z wartością teoretyczną, $\alpha = 37,3 \pm 0,3$. Po powstaniu rysy w przekroju $x = 125$ mm sytuacja ulega radykalnej zmianie. Oś obojętna ulega obniżeniu, a zależność między odkształceniami przestaje być liniowa. Problem ten jest szerzej omówiony przy okazji analizy zachowania się środkowych fragmentów elementu.

Wnioski dotyczące zachowania się czoła elementu

Zgodnie z oczekiwaniami wynikającymi z analizy teoretycznej, zachowanie się elementu w częściach położonych blisko końców różni się istotnie od części środkowej. Przez czoło próbki należy rozumieć skrajne fragmenty elementu o długości $5-6 d_b$. Obszary takie występują zarówno od strony czynnej (tam, gdzie zamocowanie pręta ulega przemieszczeniu), jak i biernej. Obszar ten nie jest reprezentatywny dla całego elementu i w związku z tym nie może służyć do modelowania zachowań rzeczywistych konstrukcji, poddanych działaniu mimośrodowego rozciągania. Zjawiska charakterystyczne dla skrajnych fragmentów elementu mają bardzo dużo wspólnego ze zjawiskami obserwowanymi podczas badań elementów o bardzo krótkim odcinku przyczepności.

Główną przyczyną powodującą różnice w zachowaniu się czoła próbki jest to, że sposób obciążenia powoduje tam bardzo szybkie pojawienie się poślizgów zbrojenia względem otaczającego go betonu. Ma to miejsce już przy obciążeniach znacznie mniejszych od obciążenia rysującego. W badanych elementach zauważono to zjawisko już przy obciążeniach 15–20% obciążenia rysującego. Pierwszą konsekwencją tego zjawiska jest lokalne odpajanie się betonu od zbrojenia i występowanie dużych odkształceń w stali przy czole próbki. Rozwój tego zjawiska można było obserwować dzięki zastosowaniu metod elastooptycznych. Ilustrował je rozwój „stożka”, który w miarę wzrostu obciążenia poszerzał swoją podstawę i zwiększał zasięg. Proces ten postępował, aż do czasu powstania pierwszej rysy wewnętrznej w sąsiedztwie czoła próbki. Dalszą konsekwencją było naruszenie przyczepności pierwotnej i generowanie

dużych wartości wtórnych naprężeń przyczepności. Ich wartość była porównywalna z wytrzymałością betonu na rozciąganie już przy poziomie obciążenia odpowiadającego połowie wartości siły rysującej. Kolejnym specyficznym zjawiskiem było dodatkowe skorelowanie wartości poślizgu i naprężeń przyczepności. Aż do czasu powstania rysy wewnętrznej, maksymalne wartości naprężeń przyczepności występowały przy samym końcu elementu. Taki przebieg procesu zmian przyczepności sugerował, że do jego opisu można użyć bardzo popularnej w literaturze przedmiotu funkcji $\tau_b = k\Delta^\alpha$. Ze względu na przedstawioną specyfikę czoła próbki, funkcja takiej postaci nie może być reprezentatywna dla całego elementu. Weryfikacja tej formuły została przeprowadzona dla przemieszczeń i naprężeń przyczepności obliczonych na bazie pomierzonych odkształceń stali i betonu. Krzywe empiryczne można było dosyć dobrze aproksymować tą formułą, ale jedynie w przekrojach bardzo zbliżonych do czoła próbki – $x = 0$ i $x = 18,75$ mm. Nawet jednak tutaj różnice w otrzymanych wartościach parametru k były znaczne. Wydaje się oczywiste, że w rzeczywistości zależność ta nie jest uniwersalna i wymaga uzupełnienia o czynnik uwzględniający położenie danego przekroju względem, czoła elementu.



Rys. 5.9. Wartości odkształceń w betonie w przekroju $x = 90$ mm, $\mu\text{m/m}$

Fig. 5.9. Values of concrete strain at cross section $x = 90$ mm, $\mu\text{m/m}$

Pomimo tych zastrzeżeń do dalszej weryfikacji przyjęto funkcję w postaci $\tau = 64,36 \cdot \Delta^{0,5692}$. Okazało się, że dobrze pozwala opisać przebieg odkształceń w stali i betonie wzdłuż osi elementu z wyjątkiem jedynie przekrojów znajdujących się najbliżej czoła próbki. Jako mało satysfakcjonujące należy uznać natomiast wyniki weryfikacji w zakresie obliczania dodatkowych odkształceń w betonie. Wyniki eksperymentalne potwierdziły występowanie takiego zjawiska. Były one jakościowo zgodne

z wynikami analiz teoretycznych. Wystąpiły jednak znaczne różnice ilościowe. Ogólnie można stwierdzić, że wartości obliczone według zaprezentowanego modelu i przy przyjęciu podanej funkcji przyczepności były mniejsze, niż otrzymane bezpośrednio z pomiarów. Oznacza to, że pomijając fakt zaniżenia w obliczeniach teoretycznych wartości τ , należy uwzględnić występowanie jeszcze innego zjawiska, nieuwzględnionego w analizie. Dużo przesłanek wskazuje na to, że zjawisko to ma związek z powstawaniem mikrorys przy czołach żeberek i tworzeniem się wspornikowych klinów z betonu, usytuowanego między sąsiednimi żeberkami. Pod wpływem obciążenia nie tylko występuje ich zginanie, ale i przemieszczanie towarzyszące przemieszczaniu się żeberka. Hipotezę należy jeszcze zweryfikować doświadczalnie i teoretycznie.

Doświadczalne określenie położenia osi obojętnej potwierdziło słuszność poczynionych założeń przy formułowaniu modelu matematycznego. W szczególności wykazało, że prawdziwa jest hipoteza, iż odkształcenia w betonie zmieniają się po wysokości przekroju, natomiast odkształcenia w stali są większe niż odpowiadające im odkształcenia w betonie. Jest to sytuacja specyficzna i charakterystyczna dla takiego typu mimośrodowo rozciąganych elementów. W odniesieniu na przykład do elementów zginanych prawo płaskich przekrojów dotyczy raczej tylko betonu w strefie ściskanej i rozciąganej stali. Występujące różnice między teoretycznie wyznaczoną wartością kąta α i jego wartością uzyskaną z badań dają się dobrze uzasadnić i przewidzieć na podstawie przyjętych założeń i wcześniej omawianych wyników. Należy jednak zwrócić uwagę, że na ten zakres badań nie miała wpływu wartość przyjętej funkcji przyczepności.

Na zakończenie tego krótkiego podsumowania trzeba stwierdzić, że względnie dobra zgodność między wynikami badań i obliczeniami istnieje jedynie do czasu zarysowania. Po przekroczeniu przez obciążenie wartości siły $F = 6,0$ kN, rysa jest już w pełni rozwinięta i omawiana funkcja przyczepności nie jest w stanie dobrze aproksymować przebiegu naprężeń przyczepności nawet przy czole próbki. Dużą popularność zawdzięcza ona wyłącznie temu, że jest używana do interpretacji wyników badań, prowadzonych na bardzo krótkich próbkach. Nie ma tam możliwości powstania rysy w całym procesie obciążania. Co więcej, mierzone są tylko wartości siły i przemieszczania, co powoduje, że nie ma weryfikacji innych wielkości, takich jak odkształcenia w stali i betonie.

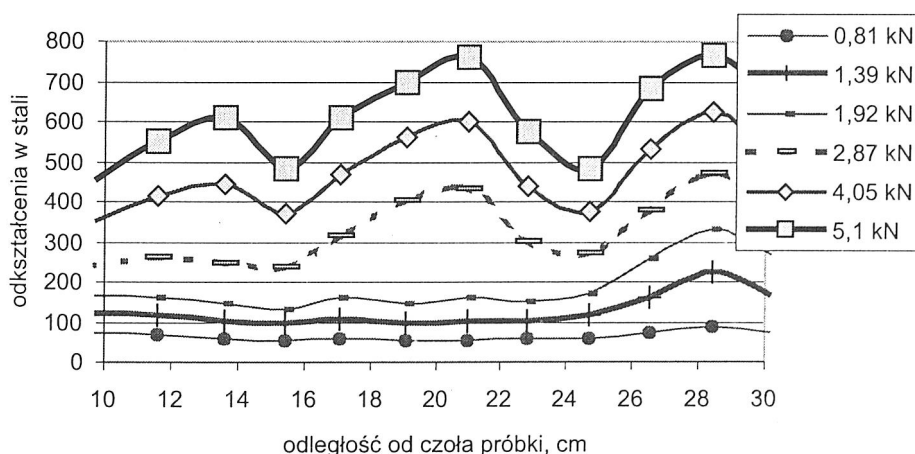
5.2.2. Badania weryfikujące model teoretyczny – środkowy fragment elementu

Przez środkową część elementu należy rozumieć ten jej fragment, gdzie nie sięgają już zaburzenia powstające przy czole próbki. Obrazowo można skrajny obszar określić jako wydzielony przez dwie skrajne rysy. W związku z tym do analizy zjawisk przyczepności najbardziej przydatne są takie elementy, w których powstały nie mniej

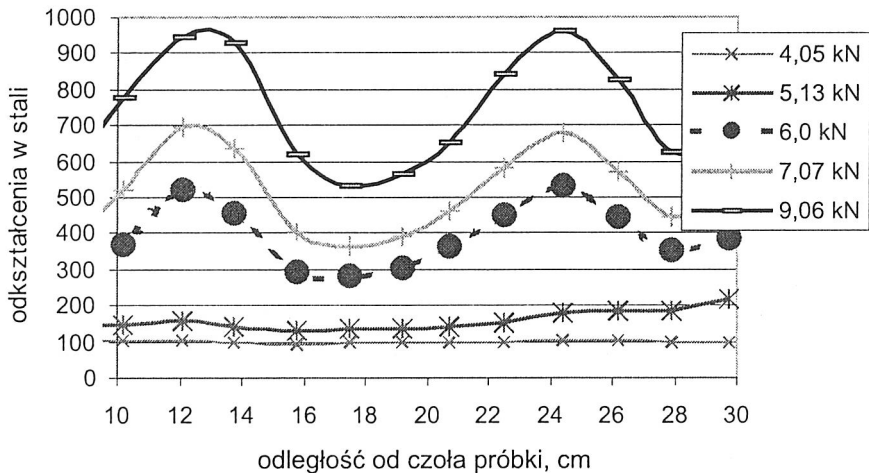
niż trzy rysy. Możliwość taka wystąpiła we wszystkich badanych elementach, ale w części z nich w środkowej części mocowano warstwy elastooptyczne, co wykluczało pomiary tensometryczne. W sumie analizy i badania przeprowadzono na 11 elementach, różniących się średnicami przekroju betonowego, średnicami zbrojenia i wytrzymałością betonu [3], [4].

Proces powstawania rys i kształtowania się przyczepności wtórnej

Powstawanie rys obserwowano zarówno dzięki analizie obrazów warstwy elastooptycznej, jak i zmian odkształceń w tensometrach umieszczonych bezpośrednio na pręcie zbrojeniowym. Na rysunkach 5.10 i 5.11 przedstawiono dwa przebiegi odkształceń w stali, otrzymane na podstawie pomiarów tensometrycznych. Pierwszy z nich obrazuje sytuację powstałą w próbce o symbolu 3ż1060, tzn. zbrojonej stalą żebrowaną o średnicy 10 mm osadzonej w betonie o średnicy 60 mm. Lokalne ekstrema określają miejsca występowania rys. Charakterystyczne jest stopniowe ich pojawianie się. Pierwsza z rys powstała w przekroju o współrzędnej $x = 28,4$ cm. Miało to miejsce przy obciążeniu równym około 1,4 kN. Druga rysa, która usytuowana jest w przekroju o współrzędnej $x = 21,0$ cm, powstała przy obciążeniu siłą $F = 2,8$ kN, a kolejna w przekroju $x = 13,6$ cm dla $F = 4,0$ kN. Taki proces kształtowania się rys jest charakterystyczny dla sytuacji, gdy pierwsza z rys jest rysą pierwszego rzędu powstającą przy krawędzi betonowej elementu, a kolejne rysy są rysami drugiego rzędu powstającymi w wyniku dotarcia rys wewnętrznych do zewnętrznej powierzchni betonu. Przy obciążeniu $F = 5,1$ kN trzecia z rys jest jeszcze rysą wewnętrzną. Świadczy o tym znacząco mniejsza, w porównaniu z innymi, wartość odkształceń w stali w tym przekroju. Oznacza to, że pozostały tam jeszcze duże fragmenty betonu niezarysowanego.



Rys. 5.10. Przebiegi odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) w sytuacji stopniowego powstawania kolejnych rys
Fig. 5.10. Steel strain ($\mu\text{m/m}$) distribution during progressive arising of cracks



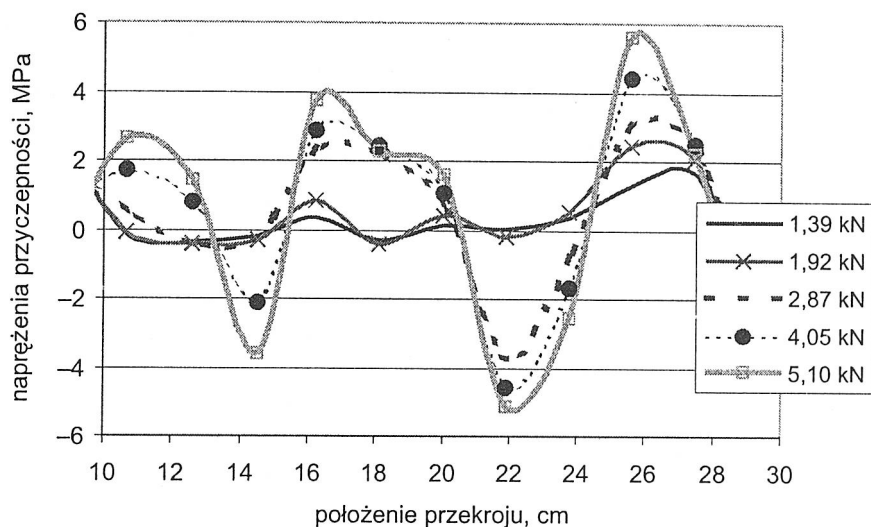
Rys. 5.11. Przebiegi odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) w sytuacji równoczesnego pojawienia się rys
 Fig. 5.11. Steel strain ($\mu\text{m/m}$) distribution during simultaneous cracks arising

Drugi z możliwych przypadków kształtowania się pierwszych rys przedstawiono na rysunku 5.11. Obrazuje on sytuację, która powstała w elemencie o symbolu 2ż12100. Najbardziej charakterystyczną cechą tego wykresu jest równoczesne pojawienie się dwóch rys przy poziomie obciążenia zbliżonym do $F = 6,0 \text{ kN}$. Co więcej, od samego początku wielkość odkształceń w stali w obu przekrojach $x = 12,5 \text{ cm}$ i $x = 23,6 \text{ cm}$ jest praktycznie taka sama. Równoczesne pojawienie się rys pierwszego rzędu i dotarcie ich do pręta zbrojeniowego jest zjawiskiem stosunkowo rzadkim.

Warunkiem koniecznym jest bardzo dobra jednorodność betonu, która oznacza, że wytrzymałość betonu na rozciąganie we wszystkich przekrojach jest bardzo zbliżona. Jest to sytuacja wyjątkowa w odróżnieniu od pierwszego przypadku, który należy uznać za powszechny.

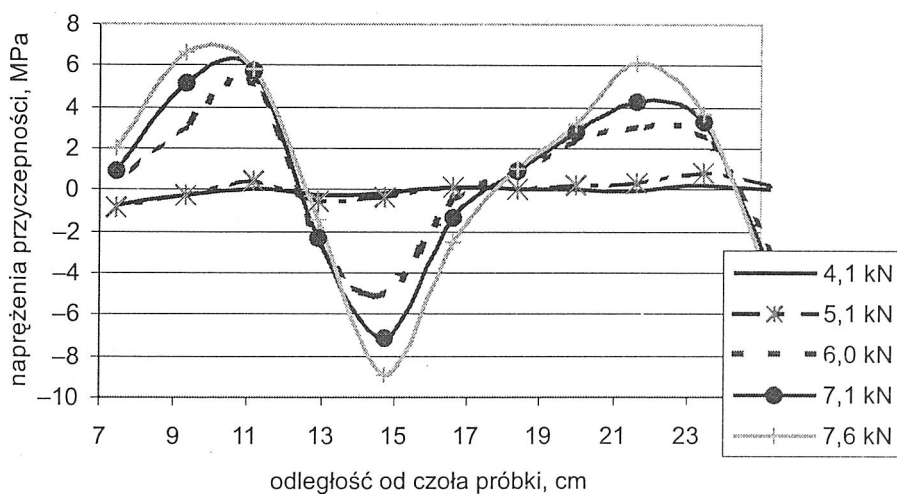
Na rysunkach 5.12 i 5.13 przedstawiono przebieg naprężeń przyczepności, odpowiadający pokazanym już rozkładom odkształceń w stali podczas tworzenia się pierwszych rys. Widoczne na nich różnice są bardzo dobrym odwzorowaniem procesu kształtowania się przyczepności wtórnej. Rysunek 5.12 prezentuje szczegółowy przebieg naprężeń przyczepności w pobliżu rysy pierwszego rzędu. Przy obciążeniu równym około $1,39 \text{ kN}$ następuje generacja naprężeń przyczepności, towarzysząca pojawieniu się rysy w przekroju o współrzędnej $x = 28,4 \text{ cm}$.

W miejscu występowania tej rysy wartość naprężeń przyczepności jest równa zero, a ekstremalna wartość występuje w przekroju oddalonym o około $1,4 \text{ cm}$ i wynosi około $2,35 \text{ MPa}$ (dla $F = 1,92 \text{ kN}$).



Rys. 5.12. Kształtowanie się naprężeń przyczepności

Fig. 5.12. Bond stress development

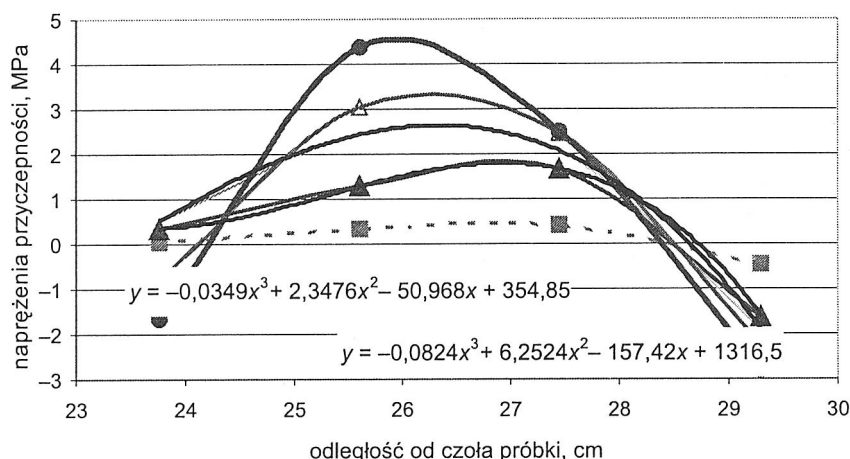


Rys. 5.13. Kształtowanie się naprężeń przyczepności

Fig. 5.13. Bond stress development

Na podstawie wyników pomiarów odkształceń w stali obliczono wartości naprężeń przyczepności w sąsiedztwie rysy, która powstała w przekroju $x = 284$ mm. Następnie dokonano aproksymacji przebiegów tych naprężeń wielomianami trzeciego stopnia.

Jest to zilustrowane na rysunku 5.14. Na podstawie tak wygładzonych rozkładów można było obliczyć szereg wielkości, charakteryzujących przebieg naprężeń przyczepności w pobliżu rysy pierwszego rzędu. W tabeli 5.9 zestawiono wyniki dotyczące wartości maksymalnych naprężeń przyczepności, miejsca ich występowania oraz miejsca zerowania się naprężeń.



Rys. 5.14. Szczegółowe przebiegi naprężeń przy rysie położonej w przekroju o współrzędnej $x = 28,4$ cm

Fig. 5.14. Detailed bond distribution near the crack at $x = 28,4$ cm

Tabela 5.9. Charakterystyki przebiegu przyczepności

Table 5.9. Bond distribution characteristics

Obciążenie, kN	Maksymalna wartość τ_b , MPa	Odległość od rysy do miejsca występowania $\tau_{b, \max}$, mm	Odległość od rysy do miejsca zerowania się naprężeń przyczepności, mm
1,39	2,35	14	50
1,92	3,33	20	53
2,87	4,12	21	47
4,05	4,33	25	43

Podobnie postępowano w odniesieniu do sytuacji, w której rysy pierwszego rzędu powstały równocześnie i sporządzono rysunek 5.15 oraz tabelę 5.10.

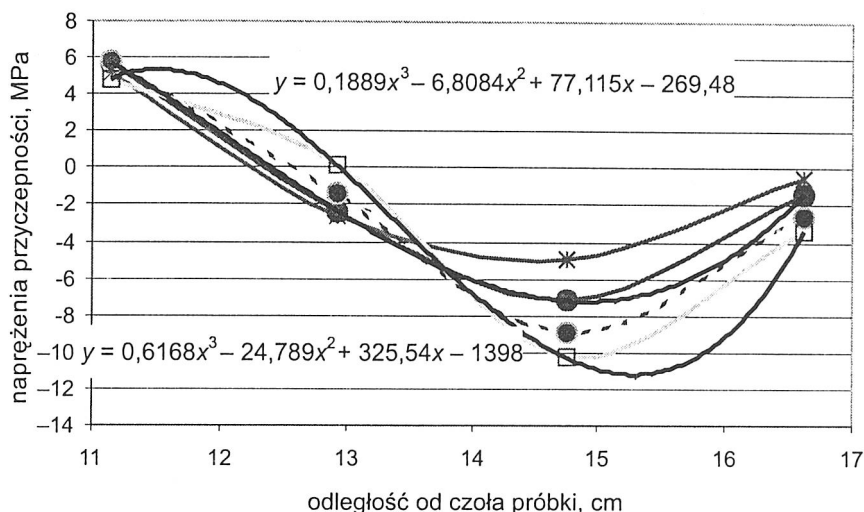
Rys. 5.15. Szczegółowe przebiegi naprężeń przy rysie, $x = 12,5$ cmFig. 5.15. Detailed bond distribution near the crack at $x = 12,5$ cm

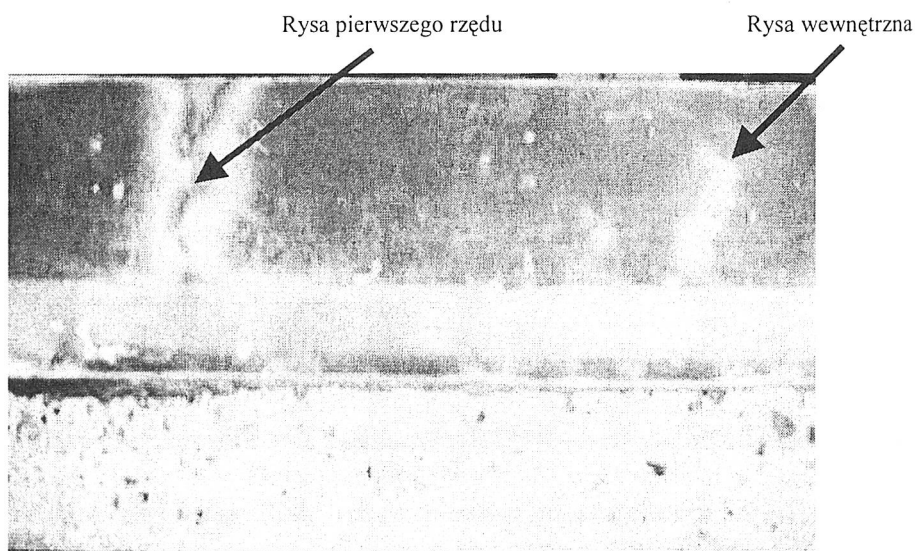
Tabela 5.10. Charakterystyki przebiegu przyczepności

Table 5.10. Bond distribution characteristics

Obciążenie, kN	Maksymalna wartość τ_b , MPa	Odległość od rysy do miejsca występowania $\tau_{b, \max}$, mm	Odległość od rysy do miejsca zerowania się naprężeń przyczepności, mm
6,00	4,92	20	42
7,07	7,13	24	43
7,62	9,37	26	44
9,06	10,02	27	43

Korzystając z tych wykresów i tabel, można dosyć dokładnie opisać procesy zachodzące w obu elementach. W próbce o symbolu 3ż1060 pierwsza rysa powstała przy obciążeniu zbliżonym do 1,39 kN. Ponieważ średnica pręta wynosiła 10,2 mm, naprężenia w stali poza elementem betonowym wynosiły więc $\sigma_0 = 34$ MPa, a odkształcenia $\varepsilon_0 = 170 \cdot 10^{-6}$. Korzystając ze wzoru (4.50), przy założeniu, że $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$, można wyznaczyć wartość odkształceń w stali, przy których nastąpiło zarysowanie. Przy stopniu zbrojenia $\rho = 2,89\%$ i wartości $\alpha_e = 6,73$ oraz $E_{cm} = 29,7$ GPa otrzymano

$\varepsilon_{ct} = 70 \cdot 10^{-6}$ oraz $\sigma_{ct} = 2,08$ MPa. Naprężenie to jest znacznie mniejsze od otrzymanej z badań wytrzymałości betonu na rozciąganie wynoszącej $f_{ctm} = 3,08$ MPa. Potwierdza to hipotezę, że pierwsza rysa powstaje najczęściej w miejscu lokalnego osłabienia wytrzymałości betonu. W innych przekrojach jest ona o wiele większa, ponieważ wzrost obciążenia do poziomu 1,92 kN nie spowodował powstania nowej rysy. Warto przy tym zauważyć, że temu poziomowi obciążenia odpowiadają odkształcenia w stali $\varepsilon_0 = 235 \cdot 10^{-6}$ oraz $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct} = 96 \cdot 10^{-6}$ w miejscach, gdzie istnieje w dalszym ciągu idealna przyczepność. Na rysunku 5.10 widać jednak, że odkształcenia w stali są w rzeczywistości większe, co – zmniejszając odkształcenia w betonie – utrudnia lub wręcz uniemożliwia powstanie kolejnej rysy pierwszego rzędu. Następuje jednak równoczesny wzrost wartości naprężeń przyczepności. O ile w chwili powstania rysy ich maksymalna wartość wynosi jedynie około 2,35 MPa, o tyle przy wzroście obciążenia osiąga wartość równą $\tau_{s, \max} = 3,33$ MPa. Towarzyszące temu przemieszczenie się tego ekstremum, na odległość około 20 mm od rysy, sprzyja powstaniu rysy wewnętrznej będącej efektem łącznego działania obciążenia zewnętrznego i sił przyczepności. Na rysunku 5.10 widać, że rysa taka pojawia się w przekroju o współrzędnej $x = 210$ mm i bardzo szybko przekształca się w rysę drugiego rzędu, tzn. dochodzi od zbrojenia do zewnętrznej powierzchni betonu. Przy obciążeniu równym $F = 2,87$ kN odkształcenia w stali w obu rysach są praktycznie identyczne. Widoczne jest również powstanie kolejnej rysy wewnętrznej. Odkształcenia w stali są w tym miejscu mniejsze niż we wcześniej omawianych rysach.



Rys. 5.16. Widok rys powstających w elemencie
Fig. 5.16. View of cracks arising in specimen

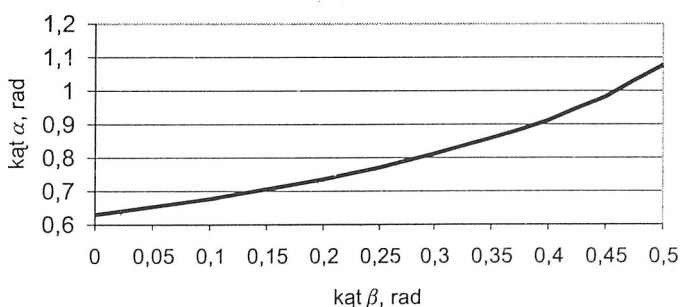
Opisany proces kształtowania się rysy można było również obserwować bezpośrednio, korzystając z obrazów uzyskiwanych na warstwie elastooptycznej w świetle spolaryzowanym (rys. 5.16).

Przebieg odkształceń w stali

W odniesieniu do elementów ze strefą ściskaną betonu określenie warunków brzegowych, polegających na ustaleniu wartości odkształceń (naprężeń) w stali w miejscu powstania rysy nie jest takie jednoznaczne. Po zarysowaniu zasięg strefy ściskanej określony jest przez równanie (4.59), a warunek równowagi sił, uwzględniający występowanie strefy rozciąganej w obszarze ponad rysą ma postać:

$$E_s(\varepsilon_0 - \varepsilon_s)A_{s1} = \frac{D^2 f_{ctm}}{2(\sin \alpha_0 - \sin \beta_0)} \left[\sin \alpha_0 \left(\frac{\sin 2\beta_0}{4} - \frac{\beta_0}{2} + \frac{\pi}{4} \right) - \frac{\cos^3 \beta_0}{3} \right] \quad (5.5)$$

Przy określonym poziomie obciążenia $F = \varepsilon_0 A_{s1} E_s$ zewnętrznego mamy do czynienia z trzema niewiadomymi: α_0 , β_0 i ε_s . Nie jest możliwe ich bezpośrednie wyznaczenie z równań równowagi (4.59) i (5.5). Aby otrzymać pełne rozwiązanie, należałoby dołączyć do tego układu równań kolejne, opisujące zależności między zasięgiem rysy (parametr β_0), odkształceniem w stali ε_s i szerokością rozwarcia rysy. Problem ten jest rzadko dostrzegany. Jedynie modele zniszczenia, bazujące na mechanice kruchego pękania, korzystają z tej możliwości [5], [6]. Najczęściej zakłada się w analizach, iż rysa sięga aż do osi obojętnej. O ile w przypadku elementów zginanych uproszczenie takie jest jeszcze do przyjęcia, o tyle przy mimośrodowym rozciąganiu prowadzi to po prostu do sprzeczności. Na rysunku 5.17 pokazano zależność między wartością kąta α_0 i β_0 uzyskaną z zależności (4.59). Zmiany zasięgu rysy w małym stopniu wpływają na zasięg strefy ściskanej. Powodują natomiast bardzo istotne zmiany w wartościach odkształceń w stali i ściskanym betonie w przekroju przechodzącym przez rysę.



Rys. 5.17. Zależność między zmianami zasięgu rysy a zasięgu strefy ściskanej

Fig. 5.17. Dependence between changes of crack extent and compression zone

W tabeli 5.11 pokazano teoretyczną zależność między wartością kąta β_0 , a stosunkiem maksymalnych naprężeń w strefie ściskanej do wytrzymałości betonu na rozciąganie. Ze wzrostem wartości kąta β_0 następuje znaczący spadek tego stosunku. Badania doświadczalne wykazały, że w chwili zarysowania wartość odkształceń w strefie ściskanej wzrastała, aby przy obciążeniu równemu około 5,0 kN ustabilizować się na poziomie porównywalnym z ekstremalnymi odkształceniami w betonie rozciągany. Oznacza to, że wartość kąta β_0 waha się w granicach od około 0,15 do 0,30 rad.

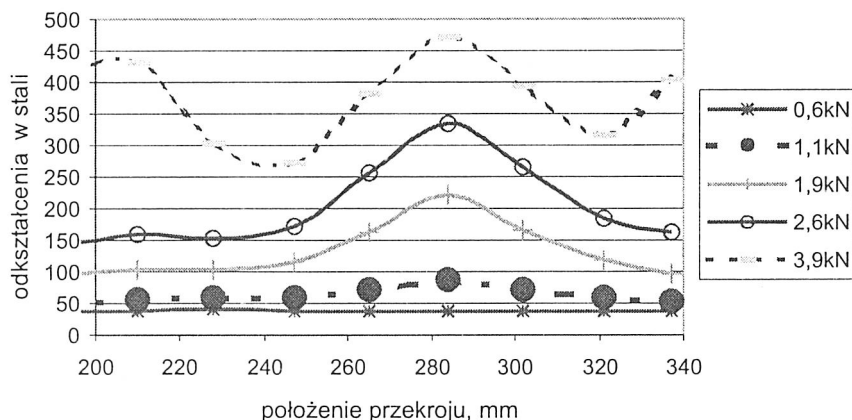
Tabela 5.11. Zależność między zasięgiem rysy (β_0) a względną wartością naprężeń w strefie ściskanej betonu

Table 5.11. Dependence between crack extent and relative values of compression stresses

β	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
α	0,630	0,653	0,679	0,707	0,737	0,771	0,811	0,857	0,913	0,984	1,077
α_c/f_{ctm}	0,699	0,703	0,705	0,702	0,692	0,673	0,641	0,590	0,518	0,421	0,297

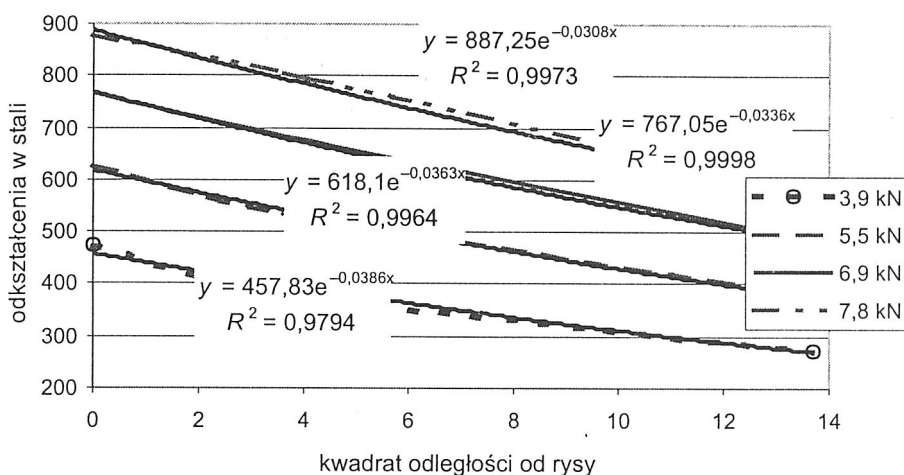
Przedstawiona tu analiza bazowała na wynikach badań i obserwacji elementu 3ż1060, ale analogiczne wyniki otrzymano również dla innych elementów o takim samym usytuowaniu zbrojenia.

Korzystając z zależności podanych w rozdziale 4, można prześledzić rozwój zarysowania i towarzyszące mu zmiany przyczepności. Na rysunku 5.18 widać zmiany odkształceń w stali w sąsiedztwie rysy, która powstała w odległości $x = 28,4$ cm od czoła próbki.



Rys. 5.18. Kształtowanie się odkształceń w stali podczas rozwoju zarysowania

Fig. 5.18. Changes of steel strains during crack development



Rys. 5.19. Porównanie rozkładów odkształceń w stali otrzymanych z badań i z analizy teoretycznej
 Fig. 5.19. Comparison of steel strain distributions obtained from experiments and theoretical model

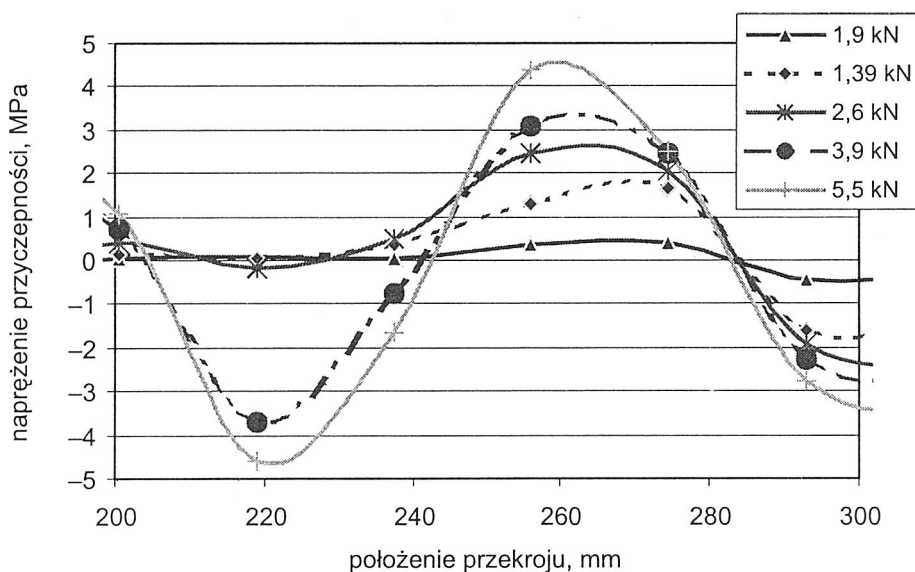
Tabela 5.12. Zmiany wartości i położenia maksimum naprężeń przyczepności
 Table 5.12. Changes of values and places of maximum bond stress

ε_0 —	g , cm^{-1}	$x_{\max}$, cm	$\tau_{h, \max}$, MPa
458	0,0197	3,60	3,94
618	0,0185	3,71	5,15
767	0,0171	3,86	6,14
887	0,0157	4,03	6,81

Taki przebieg odkształceń otrzymany bezpośrednio z pomiarów daje się bardzo dobrze aproksymować zależnościami typu $\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} \exp(-ax^2)$, a więc takimi, jakie wynikają z analizy teoretycznej po przyjęciu założenia, że naprężenia przyczepności są opisane funkcją $\tau_b(x) = gx^\alpha \sigma_s(x)$. Na rysunku 5.19 pokazano przykładowo wyniki aproksymacji (na osi odciętych x jest równy kwadratowi odległości danego przekroju od miejsca powstania rysy, tzn. przyjęto $\alpha = 1$). Na uwagę zasługuje nie tylko bardzo dobra zgodność krzywych empirycznych z ogólną formułą, ale i charakter zmian wartości wykładnika. Jego wartość odpowiada w modelu wartości $-2g/d_b$. Na tej podstawie można prześledzić zmiany zachodzące w rozkładzie i wartościach naprężeń przyczepności w sąsiedztwie rysy. W tabeli 5.12 zestawiono dla pokazanych na rysunku 5.19 poziomów obciążenia wartości parametru przyczepności g , miejsce występowania maksymalnych wartości naprężeń przyczepności $x_{\max}$ oraz odpowiadające im naprężenia przyczepności. Obliczenia wykonano na podstawie wzorów (4.36) i (4.37).

Tabela pokazuje bardzo wyraźnie tendencję, polegającą na odsuwaniu się, w miarę wzrostu obciążenia, miejsca występowania piku naprężeń przyczepności od miejsca występowania rysy. Towarzyszy temu wzrost wartości $\tau_{b, \max}$, ale ma on tendencję malejącą.

Zjawiska te są równie wyraźnie widoczne na rysunku 5.20, gdzie pokazano rozkład naprężeń przyczepności, otrzymany na podstawie obliczeń zmian odkształceń w stali pomierzonych bezpośrednio przez tensometry.



Rys. 5.20. Rozkład naprężeń przyczepności w okolicach rysy

Fig. 5.20. Bond stress distribution near a crack

Zaobserwowany w eksperymencie mechanizm rozwoju zarysowania można bardzo dobrze opisać, korzystając z podanych zależności teoretycznych. Przykładowo zrobiono to dla elementu, w którym po powstaniu rysy pierwszego rzędu powstała rysa wewnętrzna (rys. 5.18). W momencie jej pojawienia się stosunek wytrzymałości betonu na rozciąganie do maksymalnej wartości naprężeń przyczepności wynosił około 2. W związku z tym parametr przyczepności a (dla $\alpha = 0,2$) przyjmuje następującą wartość

(wzór (4.64)): $a = \frac{2.2}{4 \cdot 0,0289} \left(\frac{0,2}{1,2} \right)^{0,2} = 0,2795 \cdot 2 \cdot 1,02 = 7,58 \text{ cm}$. Maksymalna wartość

naprężeń przyczepności występuje w odległości $x_{\max} = \frac{7,58 \cdot 0,2}{1,2} = 1,26 \text{ cm}$ od miejsca powstania rysy. Odpowiada to wartości parametru k równej 0,205. Rozkłady

naprężeń w stali i betonie rozciągany można zapisać w postaci wynikającej wprost ze wzorów (4.24) i (4.62):

$$\sigma_s(x) = 48,9 - 0,804x^{1,2}(6,32 - 0,455x),$$

$$\sigma_{ct}(x) = 0,0831x^{1,2}(6,32 - 0,455x),$$

$$\tau_b(x) = 0,205x^{0,2}(7,58 - x).$$

Zgodnie z ogólnymi założeniami rysa wewnętrzna powstaje w wyniku łącznego działania naprężeń rozciąganych i dodatkowych naprężeń wywołanych działaniem sił przyczepności. W przypadku tego elementu warunek ma postać:

$$0,0831x^{1,2}(6,32 - 0,455x) + 0,0523x^{0,2}(7,58 - x) \left[\frac{1,8}{(x^2 + 0,26)^{0,5}} + \frac{x^2}{(x^2 + 0,26)^{1,5}} \right] = 2,68.$$

Rozwiązanie tego równania określa miejsce powstania rysy wewnętrznej $x_1 = 6,54$ cm. Jest ono zbliżone do wartości otrzymanej z eksperymentów i równej około 7,4 cm. Równie zadowalającą zgodność otrzymuje się w odniesieniu do przebiegu rozkładu naprężeń przyczepności i miejsca występowania ich wartości ekstremalnej.

W miejscu, gdzie powstała rysa wewnętrzna naprężenie w stali było równe $\sigma_s(x = 6,54) = 23,3$ MPa a w betonie $\sigma_{ct}(x = 6,54) = 2,646$ MPa. Ustalenie zasięgu rysy wewnętrznej jest kłopotliwe, ponieważ zależy on od tego, jaką szerokość rozwarcia będzie ona miała tuż przy zbrojeniu. Na podstawie badań przyjęto nieco arbitralnie, że w chwili powstania jej szerokość wynosi około 0,05 mm. Na tej podstawie ustalono zasięg na $y = 0,93$ cm, co oznacza, że z pracy zostało wyłączone pole powierzchni betonu równe $1,9$ cm². W związku z tym naprężenie w stali w rysie wewnętrznej wzrosną do poziomu równego $\sigma_s(x = 6,54) = 23,3 + 1,9 \cdot 2,646/0,4086 = 35,6$ MPa.

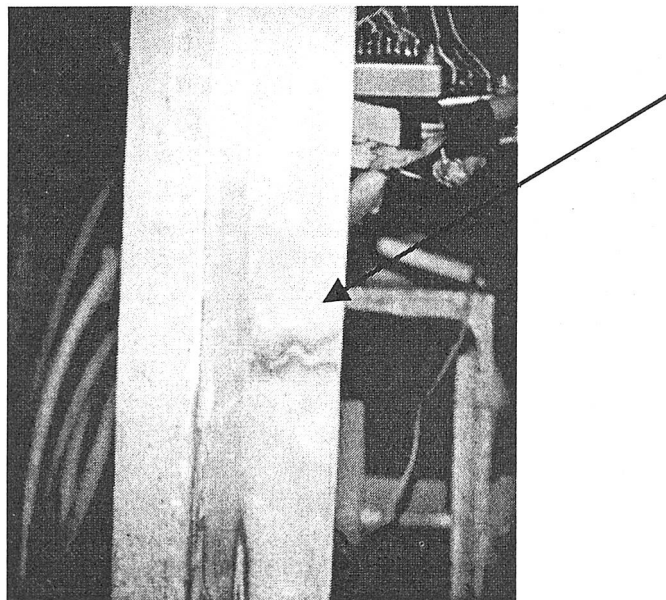
W tym momencie ulega zmianie charakter przyczepności. Warunek zgodności wartości naprężeń przyczepności w miejscu, gdzie wystąpiły maksymalne wartości naprężeń przyczepności prowadzi do zależności: $1,34 = g \cdot 1,26 \cdot 48,9 \cdot \exp(-0,778g)$, której rozwiązaniem jest $g = 0,02175$ cm⁻¹. Rozkład naprężeń przyczepności przy rysie opisany jest zależnością $\tau_b(x) = 0,02175\sigma_0 x \exp(-0,0426x^2)$. Maksymalna wartość naprężeń przyczepności występuje w odległości $x = [1,02/(4 \cdot 0,02175)]^{0,5} = 3,42$ cm. Oznacza to przesunięcie tego miejsca o około 2,2 cm względem położenia pierwotnego. Identyczne zjawisko zaobserwowano podczas badań eksperymentalnych (rys. 5.20). Wartość naprężeń przyczepności w tym miejscu wynosi $\tau_{b, \max} = 0,5 \cdot 48,9 \cdot e^{-0,5} (1,02 \cdot 0,02175) = 2,21$ MPa, co oznacza przyrost naprężeń przy-

czepności o około 0,87 MPa (65%). Rozkłady naprężeń w stali opisane są równaniami:

$$\sigma_s(x) = 48,9 \exp(-0,0426x^2) \quad \text{ i } \quad \sigma_s(x) = 35,6 \exp(-0,0426(6,54 - x)^2).$$

Można teraz wyznaczyć miejsce, gdzie wpływy obu rys się równoważą. Z warunku zgodności odkształceń w stali otrzymuje się $x_2 = 3,85$ cm, co oznacza, że równe odkształcenia pojawią się w przekroju o współrzędnej równej 245,5 (licząc od czoła próbki). Wartość ta bardzo dobrze zgadza się z wynikami badań (rys. 5.11). Wzrost obciążenia prowadzi do rozwoju rysy wewnętrznej i związanego z tym wzrostu naprężeń w stali w tym przekroju. Przykładowo przy obciążeniu $P = 2,59$ kN naprężenie w stali w rysie pierwszego rzędu wynosi $\sigma_{0,s} = 63,4$ MPa, w miejscu gdzie naprężenia są równe mamy $\sigma_s(x = 3,85) = 33,7$ MPa, a w rysie wewnętrznej $\sigma_{1,s} = 45,9$ MPa.

Powstanie i rozwój rys wewnętrznych można śledzić dzięki zastosowaniu warstwy elastooptycznej. Na rysunku 5.21 widoczne jest tworzenie się rysy w próbce oznaczonej symbolem 4bż14/100, w której warstwa elastooptyczna znajdowała się na $\frac{1}{4}$ elementu. Powstaje klasyczna rysa pierwszego rzędu w miejscu, gdzie lokalna wytrzymałość betonu na rozciąganie jest mniejsza niż średnia. Ilość „załazków” takich rys może być znaczna. Ze wzrostem obciążenia część z nich stopniowo dociera do powierzchni pręta i zmienia panujące tam warunki przyczepności.

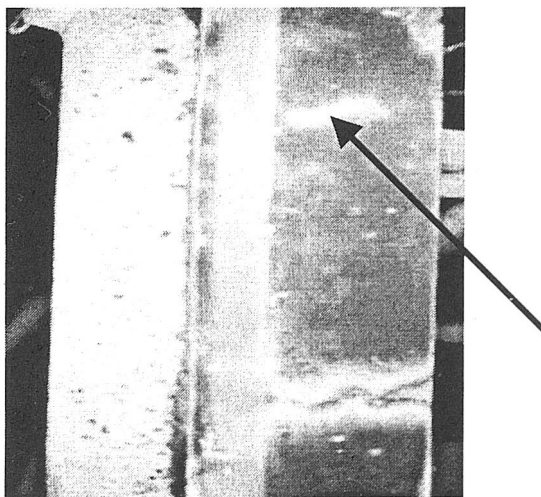


Rys. 5.21. Widok rysy pierwszego rzędu powstałej na zewnętrznej powierzchni elementu

Fig. 5.21. View of a primary crack, which had aroused at internal surface

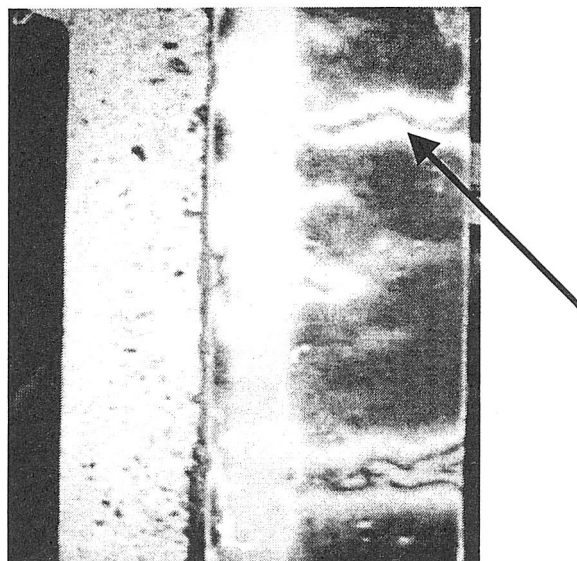
Zniszczenie pierwotnej przyczepności powoduje przemieszczenia się pręta względem otaczającego betonu i stwarza warunki do powstania rys wewnętrznych. Na rysunku 5.22 pokazana jest jedna z takich rys, która powstała przy zbrojeniu i propaguje się na zewnątrz. Charakterystyczne dla niej jest początkowe lekkie nachylenie do osi zbrojenia oraz mniejsza szerokość rozwarcia w porównaniu z rysą pierwszego rzędu. Efekty dalszego wzrostu obciążenia są widoczne na rysunku 5.23. Rysa wewnętrzna po dotarciu do zewnętrznej powierzchni przekształciła się w rysę drugiego rzędu. W takim przypadku, gdyby badany był „zwykły” element, nie można by rozróżnić tej rysy od rysy pierwszego rzędu. Rysa ta ma jednak mniejszą szerokość niż rysy pierwszego rzędu i nietypowe usytuowanie. Na rysunku 5.23 widoczne są też załączki dwóch kolejnych rys wewnętrznych, powstałych pomiędzy rysą drugiego rzędu i rysą pierwszego rzędu. W odróżnieniu od rysy drugiego rzędu są one efektem dominującego działania sił przyczepności, stąd też wynika ich stosunkowo mała odległość od przekroju całkowicie zarysowanego.

Przedstawione na rysunkach ilustracje powstawania i rozwoju rys potwierdzają wnioski, wynikające z przedstawionej analizy teoretycznej. Należy przy tym podkreślić, że tak dokładne obrazowanie i opis procesu zarysowania były możliwe dzięki zastosowaniu warstw elastooptycznych [7], [8]. Stanowiły one bardzo czułe detektory koncentracji odkształceń prowadzących do zarysowania. Tradycyjne metody nie pozwoliłyby na tak precyzyjną lokalizację rys i śledzenie ich zmiany. Wynika to z bardzo małych szerokości rozwarcia rys – szczególnie rys wewnętrznych.



Rys. 5.22. Widok tworzenia się rysy wewnętrznej przy zbrojeniu

Fig. 5.22. View of internal crack creation next to a bar



Rys. 5.23. Widok rysy drugiego rzędu powstałej z rysy wewnętrznej oraz kolejnych rys wewnętrznych

Fig. 5.23. View of secondary crack, which had transformed from internal crack and some other internal cracks

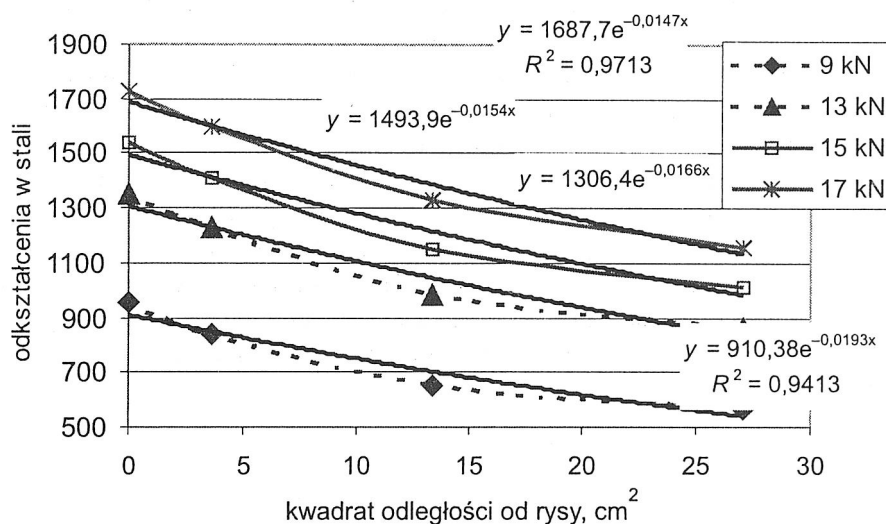
Jeżeli rysy pierwszego rzędu pojawiają się praktycznie równocześnie, to analiza zjawiska jest znacznie prostsza. W obu zarysowanych przekrojach naprężenia w zbrojeniu są sobie równe, a ich przebieg jest symetryczny względem osi usytuowanej w przekroju, leżącym w połowie odległości między rysami. Do analogicznej sytuacji dochodzi też wtedy, gdy rysa wewnętrzna przekształca się w rysę drugiego rzędu (rys. 5.23). Analiza zachowania się elementu polega wówczas na wyznaczaniu dla kolejnych poziomów obciążenia wartości σ_0 i g (ewentualnie również α). Na rysunkach 5.24 i 5.25 pokazane są typowe przebiegi odkształceń w stali w sąsiedztwie rysy (odkształcenia w $\mu\text{m/m}$). Widoczna jest ogólna dobra zgodność pomiędzy wynikami uzyskanymi bezpośrednio z badań, a ich aproksymacją za pomocą funkcji $\varepsilon = \varepsilon_0 \exp(-ax^2)$. Na tej podstawie wyznaczono wartości $a = 2g/d_b$, co pozwala prześledzić zmiany parametru g w funkcji obciążenia. Zgodnie z przewidywaniami teoretycznymi wartości te maleją wraz ze wzrostem obciążenia.

Oznacza to przede wszystkim, że podczas wzrostu obciążenia powstają następujące zjawiska:

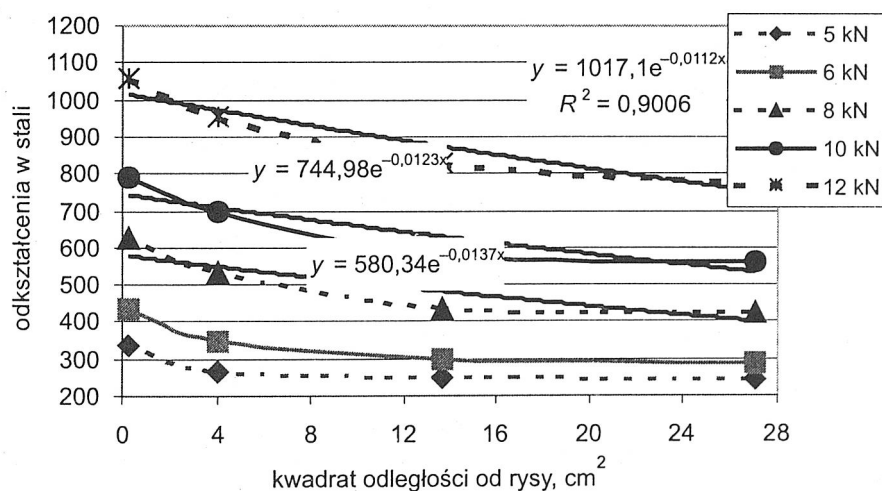
a) następuje wyrównanie się naprężeń w stali; szybszy jest ich przyrost w przekrojach oddalonych od rysy,

b) miejsce występowania ekstremalnych wartości naprężeń przyczepności odsuwa się od rysy,

c) maleje relatywnie udział naprężeń w betonie rozciągany w przenoszeniu całkowitej siły rozciągającej.



Rys. 5.24. Wyniki aproksymacji przebiegu odkształceń w stali funkcjami wykładniczymi – próbka nr 2
Fig. 5.24. Results of steel strain distribution approximation by exponential functions – specimen no. 2



Rys. 5.25. Wyniki aproksymacji przebiegu odkształceń w stali funkcjami wykładniczymi – próbka 14ż100
Fig. 5.25. Results of steel strain distribution approximation by exponential functions – specimen 14ż100

Wnioski te w pełni pokrywają się z przewidywaniami teoretycznymi. Jednak, jedynie w nielicznych przypadkach stwierdzono, że przy pewnym poziomie obciążenia następuje stabilizacja wartości parametru g . W zdecydowanej większości sytuacji obserwowano proces równoczesnego wzrostu wartości $\tau_{b, \max}$ i przemieszczanie się miejsca jego występowania. W praktyce można jednak przyjmować, że przy wysokich poziomach obciążenia wartość g jest stała. Przykładowo (rys. 5.24) zmianom naprężeń w stali rzędu 30% towarzyszą zmiany wartości g tylko o około 10%, a począwszy od poziomu $F = 15$ kN można uznać, że g jest stałe.

Wartości początkowych parametrów przyczepności α i k wyznacza się odpowiednio ze wzorów (4.63) i (4.29). Osobnym problemem jest określenie zależności parametru g od innych mierzalnych wartości. Procedura postępowania, służąca wyznaczeniu teoretycznej maksymalnej (początkowej) wartości $g_{\max}$ jest oparta na założeniu, że w chwili powstania rysy wewnętrznej lub drugiej rysy pierwszego rzędu wartość $\tau_{b, \max}$ pozostaje niezmienną. Po przekształceniach wzorów otrzymuje się zależność

$$g = \frac{4}{\alpha d_b} \left[\frac{f_{ctm}}{\beta \sigma_{0, cr} \exp\left(-\frac{\alpha}{1+\alpha}\right)} \right]^{\frac{1+\alpha}{\alpha}} \quad (5.5)$$

Widać z niej, że na wartość parametru g bardzo istotny wpływ ma wytrzymałość betonu na rozciąganie oraz stopień zbrojenia przekroju (zawarty w wartości naprężenia w stali tuż po zarysowaniu – $\sigma_{0, cr}$). Waga tych czynników jest istotna, gdyż wykładnik $\frac{1+\alpha}{\alpha} > 1$. Ważnym elementem jest również średnica użytego zbrojenia.

Parametry α i β określają, jak to już podawano, charakterystyki przyczepności, które można wyznaczać na podstawie badań przyczepności. Pierwszy z nich uwzględnia w sposób globalny wpływ żebrowania stali a drugi stosunek $\tau_{b, \max} / f_{ctm}$.

Dodatkowe odkształcenia w rozciągany betonie

W rozdziale czwartym, poświęconym analizie teoretycznej stwierdzono, że za obserwowane zróżnicowanie odkształceń w betonie w przekroju poprzecznym i pozorny wzrost odkształcalności zbrojonego betonu odpowiedzialne są dodatkowe wydłużenia spowodowane działaniem na beton sił przyczepności. Zgodnie z przewidywaniami wielkość tych odkształceń jest funkcją odległości przekroju od rysy – x , odległości od pręta – y i poziomu naprężeń przyczepności $\tau_b(x)$. Hipoteza ta była weryfikowana już w odniesieniu do przekrojów usytuowanych przy czole badanego elementu. Okazało się, że o ile potwierdziła się zależność między wartością dodatkowych odkształceń

w betonie i odległością od pręta zbrojeniowego, o tyle różnice między wartościami obliczanymi i doświadczalnymi okazały się być znaczne (tab. 5.8). Analiza przekrojów dostatecznie oddalonych od czoła próbki rzuca nowe światło na te rezultaty.

Po pierwsze, potwierdziła się hipoteza, że niejednorodność odkształceń w betonie w przekroju poprzecznym jest efektem działania sił przyczepności. W tabeli 5.13 zestawiono odkształcenia w betonie w przekroju oddalonym od najbliższej rysy o ponad 50 mm, gdzie naprężenia przyczepności nie przekraczają 1,5 MPa. Wyniki dotyczą elementu o symbolu 4ż14100, a tensometry o numerach 4, 5, 6, i 7 były umieszczone odpowiednio w odległościach 7, 16, 22 i 32 mm od pręta zbrojeniowego.

Tabela 5.13. Przebieg odkształceń w betonie w przekroju oddalonym od rysy (wartości odkształceń w $\mu\text{m/m}$)

Table 5.13. Changes of concrete strains at cross section far from a crack, $\mu\text{m/m}$

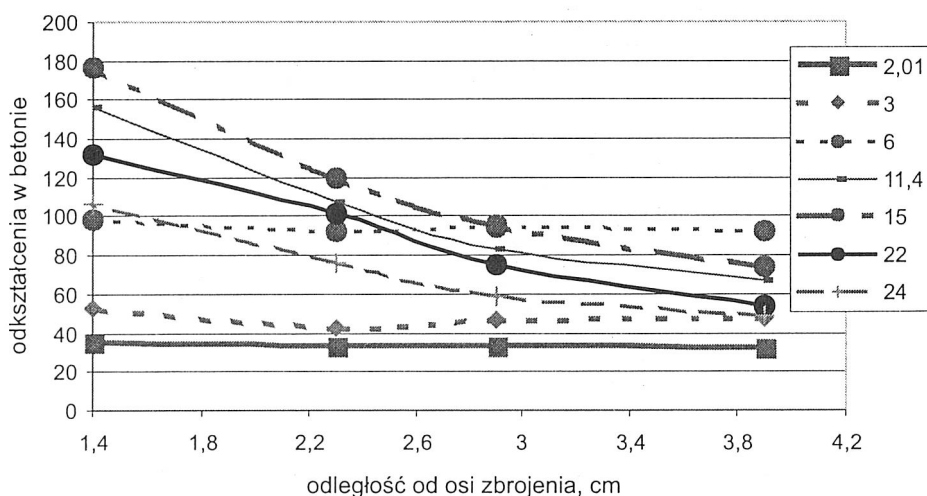
Obciążenie, kN	Numer tensometru				Średnie odkształcenie betonu w przekroju	Współczynnik zmienności
	4	5	6	7		
6,02	50	46	44	36	44	0,12
8,99	58	59	61	55	58	0,04
11,36	63	64	70	63	65	0,04
11,33	58	58	65	59	60	0,05
13,01	72	73	81	75	75	0,05
14,98	77	79	86	85	82	0,05
17,02	76	80	91	91	85	0,08
19,06	73	78	89	87	82	0,08
21,04	70	77	88	80	79	0,08
22,04	68	72	87	75	76	0,09
24,01	58	64	76	52	63	0,14

Praktycznie nie ma różnicy w wartościach odkształceń w betonie w poszczególnych przekrojach. Współczynnik zmienności nie przekracza 10% z wyjątkiem obciążeń bardzo małych i tych, które odpowiadają niszczeniu elementu.

Całkiem inaczej przedstawia się sytuacja, obserwowana w przekroju usytuowanym w odległości $x = 36$ mm od miejsca powstania rysy. Przebieg odkształceń przedstawiony jest na rysunku 5.26. Odpowiada on bardzo dobrze oczekiwaniom, wynikającym z przedstawionej teorii (wzór (4.21)). Do czasu powstania rysy, odkształcenia w betonie są praktycznie równe we wszystkich przekrojach. W chwili powstania rysy sytuacja również nie ulega istotnej zmianie, ponieważ początkowy zasięg naruszenia przyczepności pierwotnej jest niewielki ($F = 6$ kN). Później jednak widoczne jest zde-

cydowane zróżnicowanie się odkształceń i ich stały przyrost aż do poziomu obciążenia $F = 15$ kN, przy którym wartości odkształceń w skrajnych przekrojach są równe odpowiednio $\varepsilon_{ct, \max} = 177 \cdot 10^{-6}$ i $\varepsilon_{ct, \min} = 74 \cdot 10^{-6}$. Dalszy wzrost obciążenia powoduje spadki odkształceń w betonie, ale w dalszym ciągu zachowany jest ich zróżnicowany charakter. Szczegółowe dane zamieszczone są w tabeli 5.14, a analogiczne wartości otrzymane z obliczeń teoretycznych zawiera tabela 5.15. Porównując rezultaty doświadczalne z obliczeniami teoretycznymi, warto zwrócić uwagę na następujące fakty:

- Najlepsza zgodność wyników dotyczy przekroju o współrzędnej $y = 1,6$ cm.
- W przekroju o współrzędnej $y = 0,7$ cm wyniki doświadczalne są większe niż teoretyczne, bo w rachubę wchodzi dodatkowe niewielkie odkształcenia związane z mikrorysami występującymi przy zbrojeniu.
- W przypadku obliczeń teoretycznych, w celu ich uproszczenia przyjęto stałą wartość (średnią) parametru g . Ponieważ w rzeczywistości maleje ona ze wzrostem obciążenia, zawyżone są więc wyniki obliczeń przy wysokich obciążeniach, a zaniżone przy niskich. Wynika stąd, że bardziej szczegółowe obliczenia wykazałyby jeszcze lepszą zgodność wyników.



Rys. 5.26. Przebieg odkształceń w betonie w przekroju poprzecznym, $\mu\text{m/m}$

Fig. 5.26. Concrete strains distribution in perpendicular cross section, $\mu\text{m/m}$

- Spadek odkształceń w betonie, po przekroczeniu pewnego poziomu obciążenia (w tym przypadku 15 kN) jest zjawiskiem obserwowanym podczas wszystkich bez wyjątku badań. Ma on swoje źródła w dwóch zjawiskach. Pierwsze z nich związane jest ze spadkiem wartości naprężeń τ_t w analizowanym przekroju – w miarę wzrostu

obciążenia wartość $\tau_{b, \max}$ odsuwa się od rysy. Przy zaawansowanych obciążeniach spadek ten jest już istotny. Drugim źródłem jest rozwój szeregu rys wewnętrznych przy tym poziomie obciążeń (rys. 5.23). Prowadzi on do wzrostu odkształceń w stali, a co za tym idzie – spadku odkształceń w betonie.

Tabela 5.14. Pomierzone rozkłady odkształceń w betonie, $\mu\text{m}/\text{m}$
Table 5.14. Changes measured in concrete strain distribution, $\mu\text{m}/\text{m}$

Siła, kN	Odległość względem lica zbrojenia, cm			
	3,2	2,2	1,6	0,7
1	2	3	4	5
6,0	92	94	92	98
9,0	62	81	103	140
11,4	67	83	108	156
13,0	68	93	125	173
15,0	74	95	120	177
17,0	69	92	123	165
19,0	62	84	112	151
21,0	61	79	109	142
22,0	54	75	102	132

Na podstawie analiz dotyczących odkształceń w betonie w przekrojach poprzecznych, można pokusić się o kilka uwag ogólnych. Prawdą jest, że rozkład odkształceń jest nierównomierny, a maksymalne wartości występują w przekrojach usytuowanych przy zbrojeniu. Nie można natomiast zakładać (jak to spotyka się często w literaturze), że jest to zjawisko występujące w jednakowym natężeniu, niezależnie od położenia przekroju i poziomu obciążenia. Źródłem tego zjawiska są dodatkowe odkształcenia, związane z działaniem naprężeń przyczepności.

Wynika tak zarówno z badań prowadzonych w skrajnych, jak i środkowych fragmentach elementów. Ponieważ zjawisko to jest związane z przemieszczeniami się pręta, wartości odkształceń mogą być (i często są) większe niż $\varepsilon_{ct, ult}$.

Analiza ilościowa prowadzona w oparciu o zaproponowany model teoretyczny (a w szczególności wzór (4.21)) daje zadowalające rezultaty. Wymaga przy tym starannego wyznaczenia wartości τ_b w danym przekroju, uwzględniającego zmiany wartości parametru g w miarę zmian obciążenia. W wielu przypadkach, szczególnie gdy analizowany przekrój jest usytuowany blisko rysy lub czoła elementu, na wyniki badań ma wpływ rozwój mikrorys występujących przy zbrojeniu. Powodują one, że pomierzone odkształcenia w przekrojach usytuowanych tuż przy zbrojeniu są niewiarygodnie duże. Drugim istotnym zjawiskiem zaburzającym regularność otrzymanych wyników jest rozwój rys wewnętrznych, mający miejsce przy wysokich poziomach obciążenia. Prowadzi on do znacznego spadku odkształceń w betonie i to zarówno

związanych z działaniem sił rozciągających, jak i dodatkowych sił przyczepności. Zjawisko to można uznać za początek stopniowej degradacji przyczepności wtórnej.

Tabela. 5.15. Teoretyczne rozkłady odkształceń w betonie, $\mu\text{m}/\text{m}$

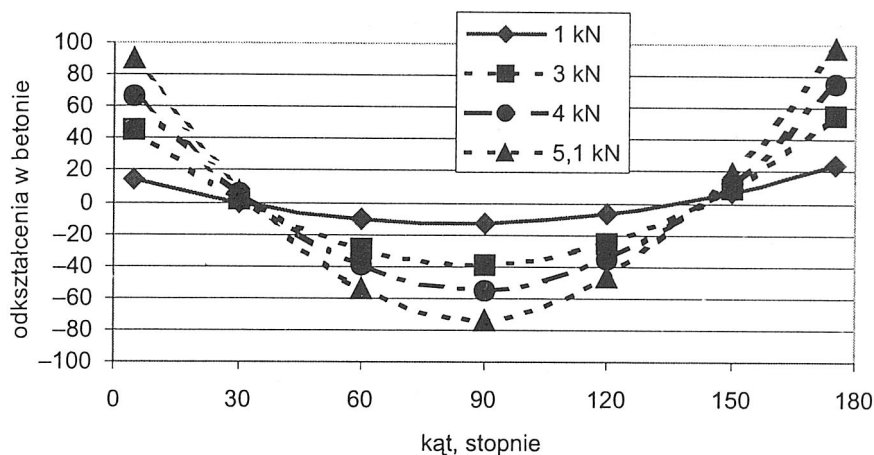
Table 5.15. Theoretical concrete strain distributions, $\mu\text{m}/\text{m}$

Odkształcenie od siły rozciągającej	Położenie przekroju, cm				Siła, kN
	0,7	1,6	2,2	3,2	
1	2	3	4	5	6
29	66	59	55	48	9,0
38	104	92	84	72	11,4
45	126	111	101	87	13,0
51	144	126	115	99	15,0
57	153	135	123	106	17,0
63	162	143	131	114	19,0
69	164	146	134	118	21,0
72	163	146	135	119	22,0
78	162	146	135	121	24,0

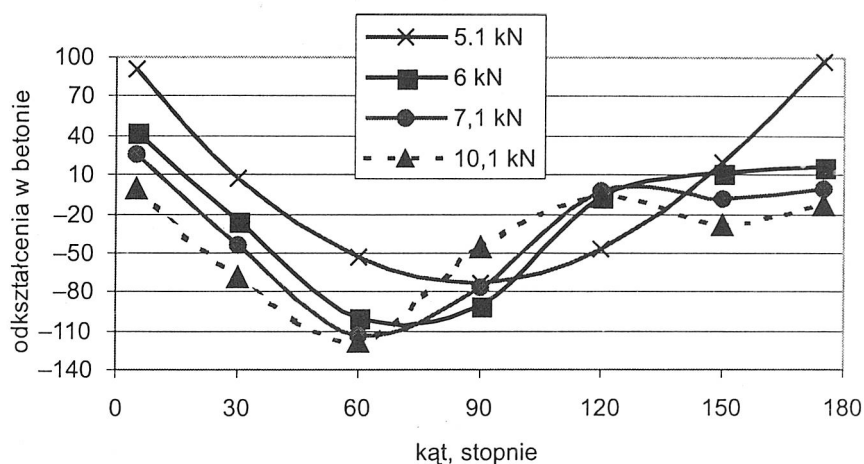
Przebieg odkształceń po obwodzie elementu

Przebieg odkształceń betonu mierzony po obwodzie elementu pozwala analizować zachowanie się betonu w strefie ściskanej oraz zmiany położenia osi obojętnej. Zagadnienie to, w odniesieniu do przekrojów usytuowanych blisko czoła elementu, było już omówione w punkcie 5.2.1e. Jedyne novum, mające miejsce w przekrojach usytuowanych w środkowej części, dotyczy wpływu powstawania rys na zmiany przebiegu tych odkształceń. Na rysunku 5.27 pokazany jest pomierzony za pomocą tensometrów rozkład odkształceń w przekroju odległym od rysy o 35 mm, panujący do czasu zarysowania. Na osi poziomej zaznaczono wartości kąta środkowego, a na pionowej – odkształcenia w betonie w $\mu\text{m}/\text{m}$. Na uwagę zasługuje zarówno bardzo dobra zgodność przebiegu odkształceń z analizami teoretycznymi, jak i ich symetryczny charakter. Powstanie rysy w niewielkiej odległości od tego przekroju zaburza ten obraz (rys. 5.28). Po tej stronie elementu, gdzie powstała rysa (wewnętrzna) nastąpił drastyczny spadek zarówno odkształceń w strefie ściskanej, jak i rozciąganej betonu. W miarę wzrostu obciążenia dochodzi do sytuacji, w której praktycznie cały przekrój betonu jest ściskany.

Warto jednak zwrócić uwagę, że ekstremalna wartość tych odkształceń nie ulega istotniejszym zmianom mimo przyrostu obciążenia. Zjawisko to ma charakter zaburzenia związanego z powstaniem rysy w stosunkowo bliskim sąsiedztwie. Jeżeli odległość badanego przekroju jest nieco większa, to wpływ tego czynnika jest zdecydowanie łagodniejszy.



Rys. 5.27. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) w próbce nr 2 do czasu powstania rys
 Fig. 5.27. Concrete strain distribution ($\mu\text{m/m}$) in the specimen no.2 until cracking



Rys. 5.28. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) po powstaniu rysy w odległości 3,5 cm od analizowanego przekroju

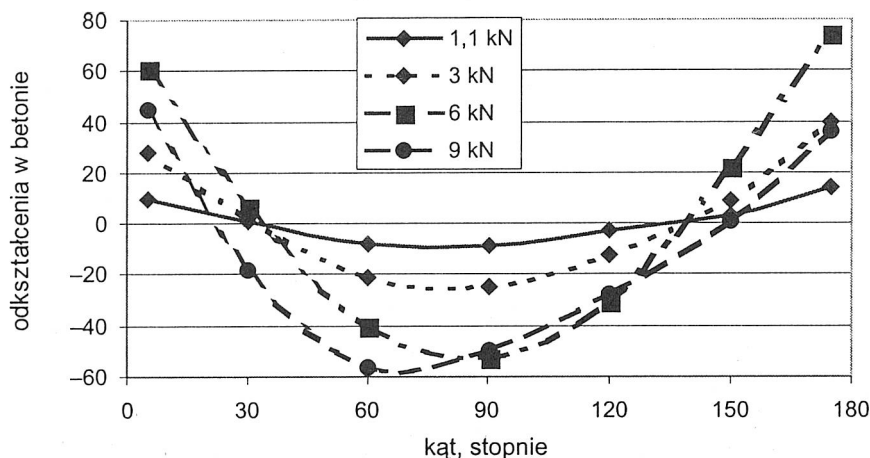
Fig. 5.28. Concrete strains ($\mu\text{m/m}$) distribution after cracking, at a distance of 3,5 cm from a crack

Za ogólną tendencję można uznać występowanie następujących zjawisk:

- Do czasu powstania rysy przebieg odkształceń w betonie jest zgodny z analizami teoretycznymi i jest symetryczny względem osi elementu.
- Powstanie rysy wprowadza deformacje tego przebiegu, a stopień ich natężenia zależy od odległości przekroju od rysy i jej przebiegu. W każdym przypadku pojawienie się rysy powoduje zmniejszenie zasięgu strefy rozciąganej.

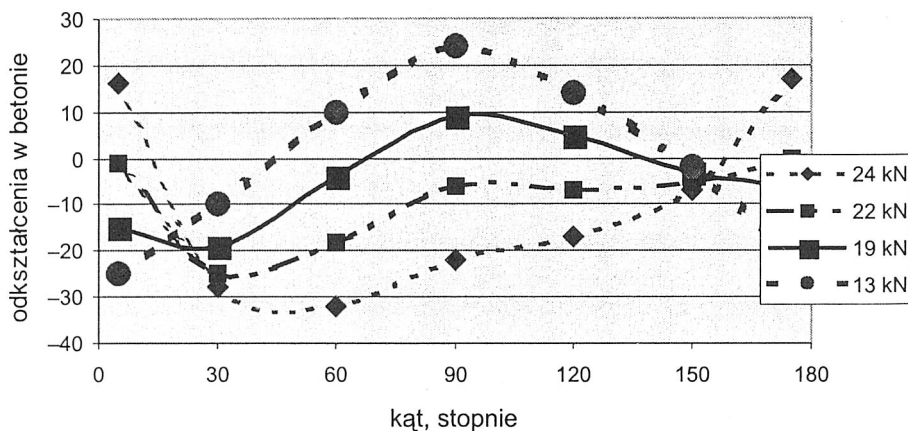
• Odształcenia w betonie wzrastają jedynie do pewnego poziomu obciążenia. Można przyjąć, że odpowiada on rozwojowi mikropęknięć przy zbrojeniu. Później następuje ich spadek.

• Bardzo charakterystyczny jest „powrót” do symetrycznego przebiegu odkształceń, związany z procesem częściowego bądź całkowitego odciążenia elementu (rys. 5.30). Wiąże się to ze zmianami w położeniu stref ściskanych i rozciąganych w danym przekroju, przy położeniu osi obojętnej bardzo zbliżonym do początkowego, występującego przed powstaniem rysy.



Rys. 5.29. Typowy przebieg odkształceń w betonie ($\mu\text{m/m}$) w przekroju mocno oddalonym od rysy

Fig. 5.29. Typical concrete strains distribution ($\mu\text{m/m}$) at the cross section very far from a crack



Rys. 5.30. Typowy przebieg odkształceń w betonie ($\mu\text{m/m}$) w przekroju oddalonym od rysy podczas odciążania

Fig. 5.30. Typical concrete strains distribution ($\mu\text{m/m}$) during unloading for the cross section far from a crack

Przedstawione uwagi dotyczą przekrojów znajdujących się w pewnej odległości od rysy. Obserwuje się tu obniżenie osi obojętnej w wyniku przejścia elementu do fazy zarysowanej. Odwrotnych rezultatów należy się natomiast spodziewać w przekroju, przez który przechodzi rysa. Jest to jednak trudne do weryfikowania, ponieważ nie można przewidzieć bardzo dokładnie miejsca powstania rysy tak, aby odpowiednio przyrządować ten przekrój.

Przebieg odkształceń w betonie w strefie rozciąganej

Rozkład naprężeń w betonie w strefie rozciąganej podany jest wzorem (4.66). Weryfikację tej zależności przeprowadzono na próbkach o średnicy $D = 100$ mm, na których naklejone były dwa rzędy tensometrów na betonie. Jednym z takich elementów była próbka o symbolu 16100ža. ($D = 100$ mm, $d_b = 16$ mm, $\rho = 0,0256$). Graniczna wartość odkształcenia betonu dla tego elementu wynosiła $\varepsilon_{cr} = 117 \cdot 10^{-6}$, a teoretyczna wartość siły rysującej była równa około $N_{cr} = 6,3$ kN. W rzeczywistości pierwsza rysa pojawiła się przy obciążeniu niewiele przekraczającym 5,5 kN w przekroju o współrzędnej $x = 16,7$ cm. Rozstaw rys wynosił $s_{rm} = 7,2$ cm. Po uwzględnieniu danych charakterystycznych dla tej próbki zależność (4.66) można zapisać w następującej postaci:

$$\varepsilon_{ct}(x) = 0,6386\varepsilon_0 \left[1 - \exp(-1,7857gx^{1,4}) \right] \quad (5.6)$$

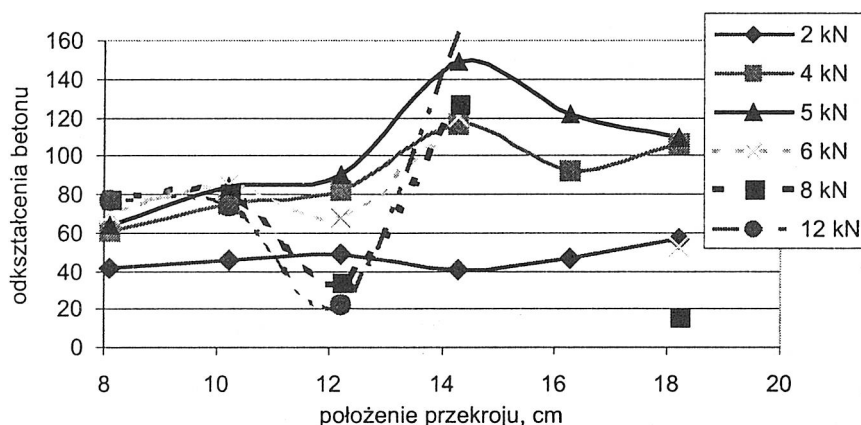
Wyniki obliczeń wykonanych na podstawie wzoru (5.6) zestawiono w tabeli 5.16.

Tabela. 5.16. Teoretyczne zmiany odkształceń w betonie

Table 5.16. Theoretical changes of concrete strains

Odkształcenia w stali ε_0 , $\mu\text{m/m}$	Odległość od rysy, cm			
	0,3	2,3	4,4	6,4
	Odkształcenia w betonie, $\mu\text{m/m}$			
484	1	21	50	80
622	2	26	62	99
750	2	30	71	114
924	2	34	81	130
1112	2	36	87	141

Ze wzrostem obciążenia rosną odkształcenia w betonie. Przyrost ten ma jednak charakter malejący, bo wzrostowi wartości odkształceń w stali towarzyszy spadek parametru g . Dalszy wzrost obciążenia prowadzi do praktycznej stabilizacji odkształceń w betonie. Zupełnie inne wyniki otrzymuje się na podstawie pomiarów tensometrycznych. Ilustruje je rysunek 5.31.



Rys. 5.31. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) w betonie otrzymany z bezpośrednich pomiarów
 Fig. 5.31. Concrete strains ($\mu\text{m/m}$) distribution obtained from experiments

Względnie jednolity przebieg odkształceń w betonie występuje jedynie przy obciążeniu $F = 2 \text{ kN}$. Gdy poziom obciążenia zbliżył się do rysującego, wyraźne stały się zaburzenia. Lokalne ekstrema pojawiły się w przekrojach oddalonych o około 2 cm od rysy. Powstanie i rozwój rysy spowodowały zniszczenie tensometru, usytuowanego w tym przekroju. Miejsce lokalnego ekstremum pozostało bez zmian, nastąpiło jednak mocne lokalne odciążenie w przekroju usytuowanym około 4,0 cm od rysy. Praktycznie żadnych zmian nie zanotowano w przekroju oddalonym od rysy o 6 cm. Taki „dziwny” przebieg odkształceń w betonie jest efektem działania sił przyczepności, które generują dodatkowe odkształcenia w betonie. Gdyby je pominąć, wtedy w przekroju tym odkształcenia byłyby zbliżone do zera. Zgodność między rezultatami teoretycznymi i eksperymentalnymi byłaby wówczas zadowalająca. Opisany powyżej problem obrazuje, jak ważne jest uwzględnienie wpływu działania sił przyczepności na kształtowanie się odkształceń w betonie. Należy również podkreślić, że przyrost obciążeń po zarysowaniu i odciążeniu betonu w strefie rozciąganej jedynie w niewielkim stopniu odbudowuje odkształcenia w betonie.

Analiza działania sił przyczepności na zbrojenie i otaczający go beton

Określenie kierunku działania naprężeń głównych ma istotne znaczenie przy ustalaniu kryterium zniszczenia przyczepności. W klasycznym podejściu przyjęto, że są one nachylone pod kątem 45° do osi pręta [9]. Daje to duże wartości tych składowych sił przyczepności, które prowadzą do rozłupania otuliny i zniszczenia przyczepności. Założenie to i ściśle z nim związany model, oparty na analogii do rury poddanej ciśnieniu wewnętrznemu, były jednak często kwestionowane. Uwzględnienie w rozważaniach kohezji betonu pozwala składową rozłupującą oszacować na około 30–40% całkowitej siły przyczepności [10]. Również sam Tepfers w swych późniejszych pracach ekspery-

mentalnych wyznaczał znacznie mniejsze wartości kąta nachylenia sił przyczepności do osi pręta i uzależniał je od charakterystyk geometrycznych uźebrowania [11].

Zagadnienie to zostało poddane badaniom na wybranych elementach mimośrodowo rozciąganych. Analizy prowadzono z wykorzystaniem rozet tensometrycznych, naklejanych na elementy w wybranych przekrojach. W celu umożliwienia poprawnej interpretacji otrzymanych rezultatów wytypowano następujące lokalizacje tych miejsc:

- Punkt położony ekstremalnie daleko zarówno od miejsca występowania rysy, jak i od osi pręta.

- Punkt usytuowany blisko zbrojenia, ale w sporej odległości od rysy.

- Punkt usytuowany blisko zbrojenia i w bezpośrednim, sąsiedztwie rysy.

Wybór pierwszego z tych miejsc miał na celu sprawdzenie, czy i w jakiej mierze występowanie odkształceń w przekroju poprzecznym może być efektem działania odkształceń w przekroju podłużnym. Inaczej mówiąc, czy spełniony jest warunek $\varepsilon_y > v_c \varepsilon_x$. Okazało się, że w istocie nie ma tam zaburzeń w regularnym przebiegu odkształceń. W tabeli 5.17 zestawiono wyniki obliczeń wartości i kierunków działania głównych odkształceń w punkcie usytuowanym daleko od rysy. Do czasu powstania rysy ($F_{cr} \approx 6,0$ kN) odkształcenie $\varepsilon_y \cong v_c \varepsilon_x$. Począwszy od obciążenia $F = 9,0$ kN obserwuje się stały i regularny przyrost ε_y i $\varepsilon_y > 0,2 \varepsilon_x$. Oznacza to, że wpływ naprężeń przyczepności „dotarł” już do analizowanego przekroju. Kąt nachylenia głównych odkształceń rozciągających w betonie do osi pręta oscyluje w niewielkim przedziale od $6,4^\circ$ do $8,1^\circ$ przy średniej równej $7,1^\circ$. Jest to wartość praktycznie stała. Wzrostowi obciążenia towarzyszy również regularny przyrost wartości głównych odkształceń betonu.

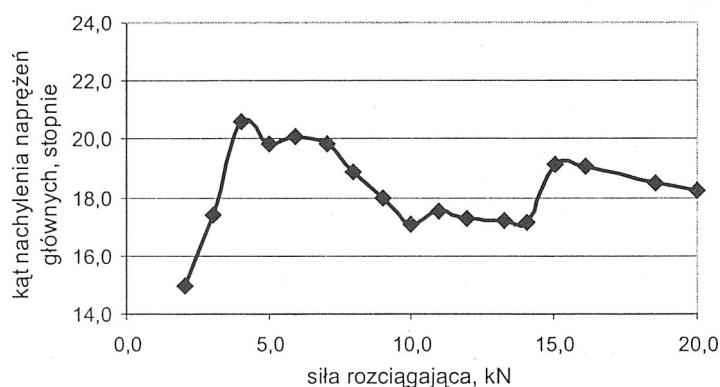
Warto przy tym zauważyć, że odkształcenia rozciągające nie przekraczają $\varepsilon_{ct, ult}$, a wartość odkształceń ściskających stanowi około 50% aktualnego ε_{ct} . Występowanie tych odkształceń, równoważących w pewnym stopniu odkształcenia poprzeczne pręta zbrojeniowego, oraz nierówności powierzchni pręta powodują, że również tarcie stali o beton odgrywa istotną rolę w powstawaniu wtórnej przyczepności.

Bardzo interesująco zachowują się odkształcenia przy odciażaniu elementu. Nawet niewielka zmiana obciążenia generuje pojawienie się bardzo znacznych odkształceń ściskających. Są one efektem oporu, stawianego przez beton „cofającemu się” zbrojeniu. Charakterystyczne jest, że wartości tych odkształceń są (od pewnego etapu odciażenia) praktycznie stałe, a kąt nachylenia głównych osi odkształceń wynosi nieco mniej niż 45° .

Na rysunku 5.32 pokazano rezultaty, jakie otrzymano dla przekroju usytuowanego blisko rysy, ale nie w bezpośrednim jej sąsiedztwie. W elemencie tym teoretyczne obciążenie rysujące wynosiło około 3,5 kN i już począwszy od tego poziomu widoczny był wpływ przyczepności na kształtowanie się odkształceń głównych. W porównaniu z poprzednio analizowanym przypadkiem bardzo charakterystyczne jest, że główne odkształcenia rozciągające rosną bardzo szybko, aby po pewnym ustabilizowaniu osiągnąć wartość w granicach $380 \cdot 10^{-6}$, tzn. ponad trzykrotnie przekraczającą $\varepsilon_{ct, ult}$. Efekt ten był już przedstawiany i analizowany wcześniej przy omawianiu wpływu naprężeń przyczepności na powstawanie dodatkowych odkształceń w betonie. Tutaj znajduje kolejne potwierdzenie.

Tabela 5.17. Układ głównych odkształceń w przekroju oddalonym od rysy
 Table 5.17. Values and directions of the main strains at cross section far from a crack

Obciążenie, kN	ε_y 10^{-6}	ε_x 10^{-6}	ε_η 10^{-6}	χ 10^{-6}	α stopnie	ε_{c1} 10^{-6}	ε_{c2} 10^{-6}
3	-9	51	10	-22	-10,1	53	-11
4	-9	44	5	-25	-12,6	47	-12
5	-14	45	4	-23	-10,7	47	-16
6	-17	50	5	-23	-9,5	52	-19
7	-11	56	10	-25	-10,2	58	-13
8	-14	52	9	-20	-8,4	53	-15
9	-17	53	10	-16	-6,4	54	-18
10	-19	54	7	-21	-8,0	55	-20
11	-22	57	6	-23	-8,1	59	-24
12	-24	61	8	-21	-6,9	62	-25
13	-28	64	6	-24	-7,3	66	-30
14	-28	72	10	-24	-6,8	73	-29
15	-32	74	7	-28	-7,4	76	-34
16	-37	78	7	-27	-6,6	80	-39
17	-38	83	6	-33	-7,6	85	-40
18	-44	87	6	-31	-6,7	89	-46
19	-47	93	6	-34	-6,8	95	-49
18	-143	-55	-41	116	26,4	-26	-172
15	-148	-112	-52	156	38,5	-50	-210
12	-143	-133	-48	180	43,4	-48	-228
9	-143	-140	-47	189	44,6	-47	-236
6	-139	-146	-47	191	-44,0	-47	-238
3	-134	-150	-44	196	-42,7	-44	-240
0	-128	-162	-51	188	-39,9	-49	-241



Rys. 5.32. Zależność między obciążeniem a zmianą kąta nachylenia głównych osi odkształceń w sąsiedztwie rysy

Fig. 5.32. Dependence between a load and changes of main axis angle, near a crack

Mniejsze są, w porównaniu z poprzednio omawianym przypadkiem, wartości odkształceń ściskających. Spadek ten jest jednak znacznie mniejszy niż względny przyrost odkształceń rozciągających. Kąt nachylenia osi głównych jest zdecydowanie większy i waha się w przedziale 17–20°. Jest ona zbliżona do wartości sugerowanych w [10] – około 25–28°. Dodatkowym potwierdzeniem prawdziwości otrzymanych rezultatów jest kształt przebiegu rys wewnętrznych. Powstają one głównie pod wpływem działania naprężeń przyczepności, a ich kierunek rozwoju odpowiada układowi głównych odkształceń w przekroju, gdzie się one pojawiają. Dzięki metodzie elastooptycznej obserwowano ich rozwój i stwierdzono, że ich nachylenie do osi pręta jest niewielkie i na pewno dużo mniejsze niż 45°. Jeszcze inne wyniki otrzymano podczas analizy odkształceń w przekroju usytuowanym w odległości równej około 7 mm od rysy. Wyniki zestawiono w tabeli 5.18.

Tabela 5.18. Układ odkształceń w bezpośrednim sąsiedztwie rysy (około 7 mm)

Table 5.18. Concrete strains at a point very near a crack (about 7 mm)

Obciążenie, kN	ε_x 10 ⁻⁶	ε_η 10 ⁻⁶	ε_y 10 ⁻⁶	χ 10 ⁻⁶	α stopnie	ε_{c1} 10 ⁻⁶	ε_{c2} 10 ⁻⁶
3	62	40	3	15	7,1	93	2
4	69	78	39	48	29,0	111	26
5	64	92	60	60	43,1	122	32
6	59	95	73	58	-38,2	126	36
7	61	106	81	70	-37,0	144	35
8	67	110	85	68	-37,6	146	41
9	82	110	88	50	-41,6	135	60
10	103	107	88	23	28,4	123	82
11	129	107	89	-4	-2,9	149	89
12	189	98	74	-67	-15,1	265	65
13	235	90	61	-116	-16,8	357	43
14	279	84	52	-163	-17,8	445	26
15	149	29	26	-117	-21,8	257	3
16	146	26	25	-119	-22,3	255	1
20	172	24	31	-155	-23,9	311	-3

Najbardziej charakterystyczne jest tu występowanie jedynie odkształceń rozciągających i to już bezpośrednio po powstaniu rysy. Duże wartości odkształceń ε_y są efektem działania sił rozklinowujących beton, które występują tuż przy rysie. Jest to ten obszar, gdzie można mówić o lokalnym odspojeniu betonu i utracie przyczepności. Jedynie tutaj kąt nachylenia głównych odkształceń betonu do osi pręta jest zbliżony do 45°. Warto również zwrócić uwagę, że po osiągnięciu pewnego poziomu obciążenia, wskutek przemieszczenia się ekstremum wartości naprężeń przyczepności, następuje spadek zarówno ε_y , jak i ε_x , a kąt nachylenia osi odkształceń głównych ponownie zbliża się do około 20°.

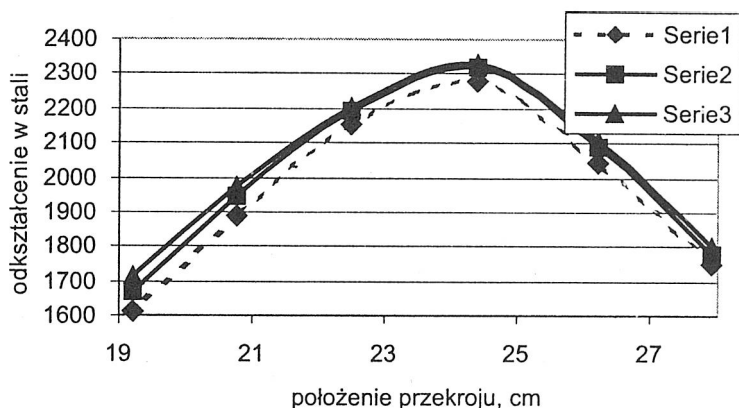
Można zatem stwierdzić, że kierunek działania odkształceń głównych jest nachylny do osi pręta pod zmiennym kątem. Zależy to zarówno od położenia przekroju, jak i poziomu obciążenia. Generalnie jednak kąt ten jest równy około $20\text{--}25^\circ$. Oznacza to, że wartość składowej odkształcenia, która związana jest z rozłupującym działaniem na otulinę, jest dużo mniejsza niż kiedyś zakładano. Pośrednim, ale bardzo przekonującym dowodem na to, że składowa ta jest mała, jest fakt, że w badanych elementach mimo braku klasycznej otuliny nie dochodziło do zniszczenia przyczepności!

Wpływ obciążeń cyklicznych na przyczepność

Analiza wpływu obciążeń cyklicznych na przyczepność wymaga dużej staranności przy interpretacji otrzymanych wyników badań [12], [13]. Jednym z istotniejszych problemów jest właściwe uwzględnienie zmian, zachodzących w strefie rozciąganej betonu. Dotyczy to między innymi przekrojów mimośrodowo rozciąganych i zginanych. „Pułapka”, w którą bardzo często wpadają badacze polega na przyjęciu upraszczającego założenia, że w przekroju, gdzie powstała rysa można (jako nieistotny) pominąć wpływ betonu rozciąganego i założyć, że rysa sięga osi obojętnej. Konsekwencją tego jest stałe, niezależne od poziomu obciążenia (byleby tylko było ono większe od rysującego), położenie osi obojętnej. Założenie takie, w odniesieniu do badanych elementów mimośrodowo rozciąganych, jest kompletnie fałszywe i uniemożliwia spełnienie warunków równowagi momentów. Prowadzi też do błędnych interpretacji wyników badań, dotyczących zmian odkształceń w stali przy zmiennych obciążeniach. Przykładowo, jeżeli historia obciążenia polega na obciążeniu do poziomu $F = 10\text{ kN}$, a później do 15 kN i odciążeniu do 10 kN , to porównanie wartości odkształceń w stali przy obciążeniu i odciążeniu (dla $F = 10\text{ kN}$) wykazuje zaskakująco duże różnice między nimi (przy pierwszym cyklu). Można je (i bardzo często się to robi) zinterpretować jako istotny spadek sił przyczepności, wynikający na przykład ze zniszczenia sił adhezji. W istocie sytuacja jest bardziej złożona. Zwiększenie obciążenia do poziomu $F = 15\text{ kN}$ spowodowało wzrost zasięgu rysy i „wyłączenie” dalszej części betonu w strefie rozciąganej oraz zmianę położenia osi obojętnej. Przy odciążeniu do poziomu $F = 10\text{ kN}$ odkształcenia w rysie w zbrojeniu będą już większe niż przy obciążeniu z dwóch powodów. Po pierwsze, będzie to efekt tego właśnie „wyłączenia” części betonu i podniesienia się osi obojętnej, a po drugie, skutek oporu stawianego przez siły przyczepności. Nie jest przy tym wcale łatwe odseparowanie tych składników.

Na rysunku 5.33 pokazano zmiany odkształceń w próbce o symbolu 12 100z przy cyklicznym obciążeniu do poziomu obciążenia $F_0 \approx 28\text{ kN}$. Zaznaczone na rysunku serie oznaczają kolejno trzy cykle obciążenie–odciążenie i kolejne obciążenie. Jest to typowy przypadek sytuacji, w której zmiany odkształceń w stali wynikają jedynie z tego, że siły przyczepności, „przeciwstawiając” się obciążeniu, doprowadzają do pojawienia się odkształceń pozostających w stali. Są to odkształcenia o charakterze sprężystym i przy kolejnym obciążeniu sumują się z aktualnymi odkształceniami. Nie

ma tu dodatkowych komplikacji, związanych ze zmianami położenia osi obojętnej, jakie wynikają ze wzrostu zasięgu rysy.



Rys. 5.33. Cykliczne zmiany odkształceń w stali przy obciążeniu $F_0 \approx 28$ kN

Fig. 5.33. Cyclic changes in steel strains under load $F_0 \approx 28$ kN

Korzystając z zależności (4.83)–(4.86), można dokonać analizy tego zjawiska. W wierszu 2 tabeli 5.19 podane są numerycznie obliczone wartości γ w przekrojach, w których usytuowane były tensometry. W wierszu 5 zestawiono obliczone wartości odkształceń w stali w tychże przekrojach. Zgodnie ze wzorem (4.85) można było obliczyć wielkości odkształceń rezydualnych, występujących przy całkowitym odciążeniu – wiersz 4. Na uwagę zasługuje bardzo szybki przyrost tych odkształceń, następujący w miarę oddalania się od przekroju, w którym powstała rysa. W wierszu 6 podane są teoretycznie obliczone wartości odkształceń w stali przy ponownym obciążeniu od poziomu $F_0 \approx 28$ kN, a w wierszu 7 analogiczne wartości otrzymane z badań. Względne różnice tych wartości zależą od miejsca położenia przekroju i wahają się od 1% do 16%. Największe rozbieżności dotyczą przekroju usytuowanego w odległości 5,2 cm od rysy, tzn. miejsca „styku” wpływu sąsiadujących rys. W przekrojach poza rysą wartości obliczone teoretycznie są większe niż otrzymane z badań.

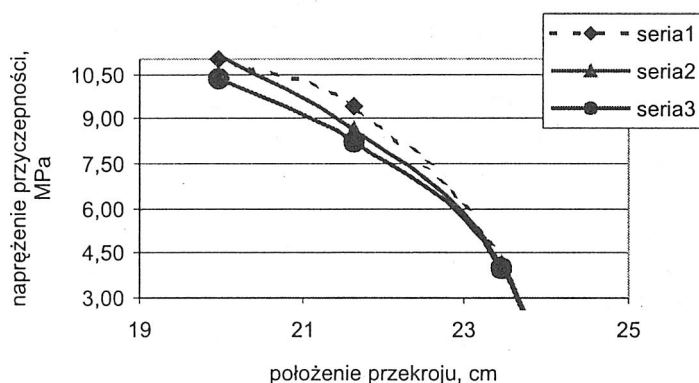
W wierszu 9 zestawiono wartości teoretycznych odkształceń, obliczonych przy założeniu, że podstawą do obliczeń jest wartość sumarycznych odkształceń w stali obliczonych dla $x = 0$, a wartość parametru g jest stała i odpowiada wartości wyznaczonej dla obciążenia $F_0 \approx 28$ kN. Przy takim założeniu (upraszczającym tok obliczeń) zgodność wyników jest jeszcze lepsza. Eliminuje się przy tym częściowo wpływ wątpliwości z ustaleniem wartości parametru h – połowy odległości pomiędzy rysami. Zastosowanie tej procedury do obliczania kolejnych odkształceń w stali przy cyklicznych obciążeniach daje równie dobre wyniki porównań jak wyniki uzyskane empirycznie.

Tabela 5.19. Porównanie wartości odkształceń w stali po odciążeniu i ponownym obciążeniu

Table 5.19. Comparison of steel strains values after unloading and repeated loading

1	Odległość od rysy, cm	0	1,9	3,65	5,2
2	γ	0,104	0,155	0,221	0,291
3	$\varepsilon_s^r \cdot E_s / \Delta \sigma_s$	0,011	0,055	0,136	0,206
4	$\varepsilon_s^r \cdot 10^6$	24	118	259	331
5	$\varepsilon_s \cdot 10^6$	2261	2160	1909	1604
6	$(\varepsilon_s + \varepsilon_s^r) \cdot 10^6$	2285	2278	2168	1935
7	$\varepsilon_s^1 \cdot 10^6$	2318	2191	1947	1669
8	Względna różnica	0,01	-0,04	-0,11	-0,16
9	$(\varepsilon_s + \varepsilon_s^r) \cdot 10^6$, na podstawie $\varepsilon_s(x=0)$	2285	2183	1929	1621
10	Względna różnica	0,01	0,00	0,01	0,03

Zmianom w rozkładzie odkształceń w stali towarzyszą oczywiście zmiany naprężeń przyczepności. „Wyrównywanie” się odkształceń powoduje obliczeniowe zmniejszenie wartości naprężeń przyczepności. Jest to widoczne na rysunku 5.34, na którym pokazano te zmiany w przypadku omawianej już próbki 12 100ż.



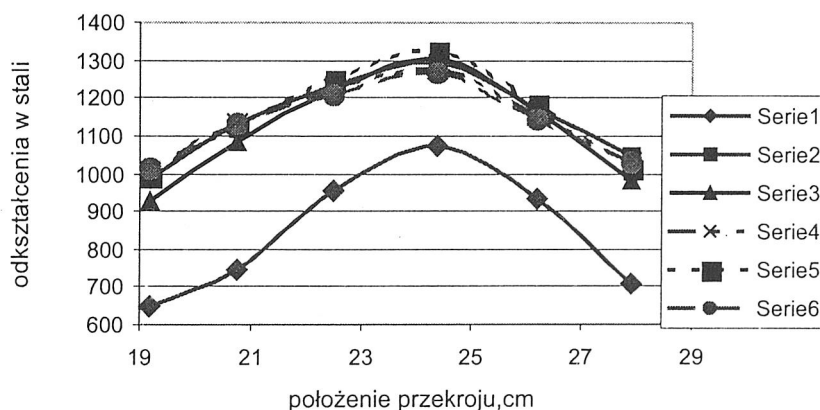
Rys. 5.34. Zmiany w przebiegu naprężeń przyczepności podczas cyklicznych zmian obciążenia

Fig. 5.34. Changes of bond stress distributions during cyclic loading

Największe zmiany występują w przekrojach oddalonych od rysy o około $h/2$. Spadek ten, w połączeniu z przyrostem poślizgu Δ , jest bardzo często interpretowany jako stopniowa degradacja przyczepności. Wniosek taki wysuwa się powszechnie, jeżeli badania służą opisaniu zależności $\tau = \tau(\Delta)$ i są prowadzone na próbkach o bardzo krótkim odcinku l_b . W rzeczywistości zjawisko to jest nieco bardziej skomplikowane.

wane. Redystrybucja odkształceń w stali jest efektem oporu, stawianego przez beton cofającemu się zbrojeniu. Im przekrój jest usytuowany dalej od rysy, tym opór ten jest większy i większe są ε_s^r . Nie są to jednak odkształcenia nieodwracalne typu plastycznego, związane z powstawaniem istotnych trwałych uszkodzeń na styku beton–zbrojenie. Podczas kolejnych cykli nie ulegają one prostemu sumowaniu. Obliczany spadek wartości naprężeń przyczepności jest więc jedynie formalną konsekwencją zmian w przebiegu odkształceń w stali. Co więcej, w dalszej odległości od rysy następuje wzrost tak obliczonych wartości przyczepności.

Zdecydowanie bardziej skomplikowana staje się analiza zjawiska, jeżeli poziom analizowanego obciążenia jest istotnie mniejszy niż wartość maksymalna obciążenia, występująca przy danej historii obciążenia. Ilustruje to rysunek 5.35. Pokazane są na nim cykliczne zmiany odkształceń w stali dla $F_0 \approx 17$ kN w elemencie, w którym maksymalny poziom obciążenia w pierwszym cyklu wyniósł $F_0 \approx 28$ kN. Podczas pierwszego cyklu obciążenia nastąpiło zarysowanie elementu. Na poziomie obciążenia $F_0 \approx 17$ kN wartość siły w zbrojeniu jest równa około $F_s = \varepsilon_s E_s A_s = 13,3$ kN. Korzystając z założeń podanych w rozdziale 4.3.2 można oszacować, że odpowiadający temu zasięg rysy jest bardzo mały i sięga około $1,5^\circ$ (rysa jest praktycznie tylko przy samej powierzchni). Przy obciążeniu $F_0 \approx 28$ kN (bliskim zniszczenia) zasięg rysy jest wielokrotnie większy (sięga on około 25°). Jeżeli ponownie wyznaczy się siłę w stali, ale przy tym nowym zasięgu rysy ($\beta = 0,45$ rad), to przy obciążeniu $F_0 \approx 17$ kN otrzyma się w przekroju zarysowanym $F_0 \approx 16,2$ kN. Oznacza to wzrost siły o około $(16,2 - 13,3)/13,3 = 0,22$, tzn. ponad 20%.

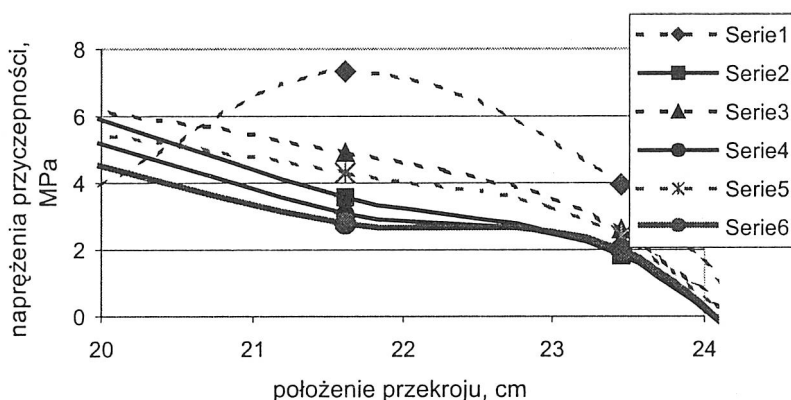


Rys. 5.35. Zmiany odkształceń w stali przy cyklicznym obciążeniu do poziomu pośredniego

Fig. 5.35. Changes of steel strains under cyclic loading at level lower than the highest

To właśnie wzrost tej siły odpowiada za skokowy przyrost odkształceń w stali, widoczny na rysunku 5.35. Nie ma on nic wspólnego z drastyczną zmianą przyczepności. Kolejne cykle obciążenia 3–6 nie powodują już tak znaczących zmian

w przebiegu odkształceń, ponieważ zasięg rysy i położenie osi obojętnej pozostają praktycznie stałe. Analogiczne problemy pojawiają się podczas interpretacji wyników badań, jeżeli rysa została utworzona sztucznie. Wtedy, nawet jeżeli maksymalny poziom obciążenia jest stały, to i tak podczas drugiego cyklu obciążenia zawsze zaobserwuje się skokowy przyrost odkształceń w stali. Interesujące wnioski, dotyczące zmian przyczepności towarzyszących temu procesowi można wyciągnąć z analizy rysunku 5.36.



Rys. 5.36. Zmiany naprężeń przyczepności podczas cyklicznych obciążeń – poziom $F_0 \approx 17$ kN

Fig. 5.36. Changes of bond stresses under cyclic loading – level $F_0 \approx 17$ kN

Liniami przerywanymi zaznaczono przebiegi naprężeń przyczepności podczas tych części cykli, w których obciążenie wzrastało. Seria pierwsza odpowiada pierwotnemu obciążeniu monotonicznemu. Bardzo charakterystyczne jest występowanie wyraźnego ekstremum, odsuniętego od miejsca rysy o około 2,5 cm. Przy serii 3 i 5 przebieg naprężeń przyczepności jest praktycznie monotoniczny. Maksymalna wartość naprężeń przyczepności występuje w miejscu „styku” wpływu sąsiadujących rys, a generalnie ich wartości są wyraźnie mniejsze. Względne różnice w poszczególnych przekrojach, w których były te naprężenia wyznaczane wynoszą odpowiednio: 6,5%, 13,9% i 13,1%. Oznacza to ich istotny spadek w porównaniu z pierwszym cyklem obciążenia. Można to obrazowo wyjaśnić w ten sposób, że wskutek obciążenia elementu do poziomu $F_0 \approx 28$ kN nastąpiło takie rozluźnienie, które umożliwia większe względne przemieszczenia betonu i stali przy obciążeniu znacznie mniejszym. Interesujące są również wnioski, wynikające z analizy zachowania się elementu podczas cykli, kiedy obciążenie maleje. Na rysunku 5.36 są one zaznaczone liniami ciągłymi. Mają charakterystyczny przebieg, polegający na wyraźnym występowaniu punktu przegięcia, który ze wzrostem liczby cykli przekształca się wręcz w odcinek, na którym naprężenia przyczepności są prawie stałe. W dalszej

odległości od rysy następuje ich liniowy wzrost, prowadzący do osiągnięcia wartości zbliżonej do występującej podczas obciążenia. Taki przebieg krzywych bardzo dobrze ilustruje zjawisko „oporu” betonu podczas cofania się pręta zbrojeniowego. Jest ono zdecydowanie większe w przekrojach oddalonych od rysy, co wynika z analizy teoretycznej (wzór (4.85)).

W tabeli 5.20 zestawiono otrzymane podczas badań wartości odkształceń w stali w czterech przekrojach, w których znajdowały się tensometry. Pierwszy wiersz odpowiada monotonicznemu obciążeniu, a kolejne – cyklem odciążenie–obciążenie.

Tabela 5.20. Przebieg odkształceń w stali podczas cyklicznych zmian obciążenia

Table 5.20. Steel strains values under cyclic loading

Położenie przekroju, cm	0	1,9	3,65	5,2
Odkształcenia w stali, $\mu\text{m}/\text{m}$	1073	952	745	648
	1290	1234	1133	984
	1301	1221	1082	927
	1279	1221	1134	1003
	1325	1250	1128	991
	1268	1207	1129	1015

W porównawczej analizie teoretycznej przyjęto następujące założenia upraszczające:

- przy wszystkich cyklach stopień zarysowania przekroju jest taki sam i odpowiada sytuacji, która powstała podczas ekstremalnego obciążenia,
- przyjęto stałą wartość parametru g – jedną dla cykli odciążenia i drugą dla obciążenia,
- rozkłady odkształceń ustalono według wartości odkształceń w miejscu rysy.

Na tej podstawie sporządzono tabelę 5.21, analogiczną do 5.20.

Tabela 5.21. Teoretycznie obliczone wartości odkształceń w stali przy cyklicznych zmianach obciążenia

Table 5.21. Theoretically calculated values of steel strains under cyclic loading

Odległość przekroju od rysy, cm	0	1,9	3,65	5,2	Uwagi
Odkształcenia w stali, $\mu\text{m}/\text{m}$	1101	1030	862	669	obciążenie
	1361	1313	1191	1039	odciążenie
	1389	1329	1179	996	obciążenie
	1360	1312	1190	1038	odciążenie
	1390	1330	1180	997	obciążenie
	1359	1311	1189	1037	odciążenie

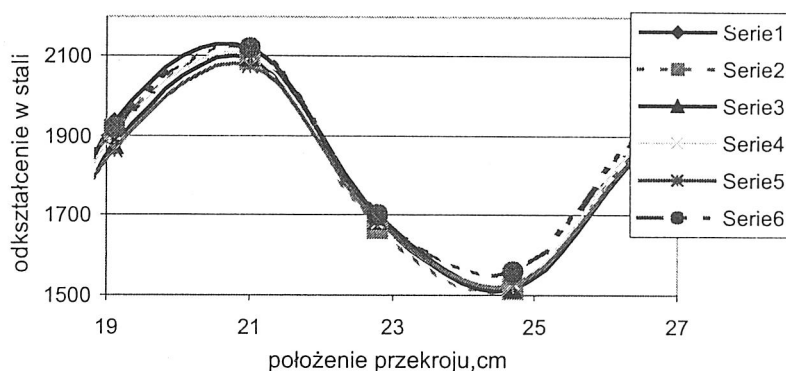
Wartość odkształceń przy pierwszym obciążeniu obliczono przy założeniu, że siła w stali w przekroju zarysowanym wynosi 13,3 kN. Przy pierwszym odciażeniu uwzględniono, że w wyniku obciążenia do poziomu 28 kN nastąpił wzrost zasięgu rysy i w konsekwencji przyrost siły w zbrojeniu do poziomu około 16,2 kN. Porównując tabele 5.20 i 5.21, widać bardzo dobrą zgodność wyników w sensie występujących tendencji. Nawet przyjęcie opisanych uproszczeń nie spowodowało powstania różnic przekraczających 10%.

Reasumując można stwierdzić, że cykliczne zmiany obciążenia wykazały następujące właściwości:

a) Przy ekstremalnym poziomie obciążenia zmiany wywołane obciążeniami cyklicznymi są stosunkowo niewielkie. Niewielkiemu przyrostowi, rzędu paru procent, ulegają odkształcenia w stali w miejscu występowania rysy. Zmiany te są większe w przekrojach bardziej oddalonych od rysy, gdzie sięgają kilkunastu procent. Konsekwencją zmian w rozkładzie odkształceń jest przegrupowanie i spadek wartości naprężeń przyczepności. Jego skala jest niewielka, nie przekracza 10%, a dodatkowo warto zauważyć, że towarzyszy mu przyrost w przekrojach mocno oddalonych od rysy. Charakter zmian jest zachowany podczas kolejnych cykli i proces ma charakter asymptotyczny. Potwierdzeniem tych spostrzeżeń mogą być też rejestrowane zmiany w szerokości rozwarcia rysy. Przy pierwszym obciążeniu była ona równa 0,207 mm, by w następnych cyklach wynosić około 0,233 mm. Warto zauważyć, że wartość ta jest zbliżona do oszacowania teoretycznego $\Delta^1 = \Delta^0 (1 + \gamma) = 0,207 \cdot (1 + 0,104) = 0,229$ mm.

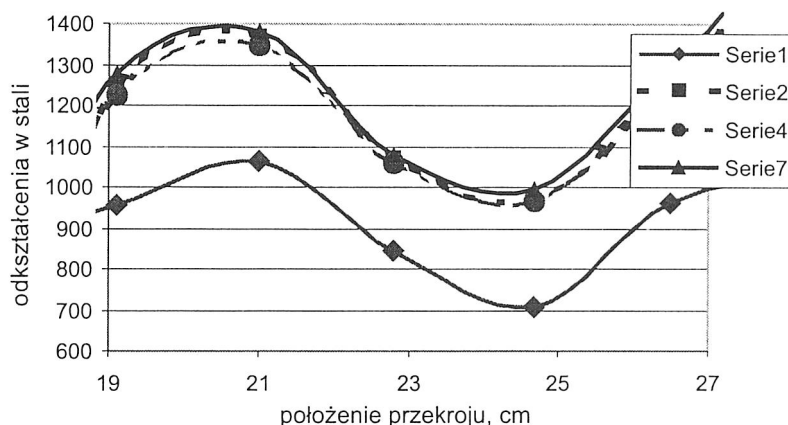
b) Sytuacja staje się bardziej skomplikowana, gdy prowadzi się analizę zachowania elementu poddanego obciążeniom cyklicznym, ale jeżeli podczas pierwszego (lub któregośkolwiek innego) cyklu maksymalna wartość obciążenia jest większa niż poziom obciążeń cyklicznych. W szczegółowo analizowanym przypadku (element 12 100ż) prowadziła ona do radykalnej zmiany zasięgu występowania rysy i w konsekwencji wzrostu siły w stali, niemającym nic wspólnego ze zmianami w przyczepności. Zjawisko takie występuje tylko wtedy, gdy różnica w poziomach obciążeń jest tak duża, że ubytek strefy rozciąganej odgrywa znaczącą rolę. Na rysunkach 5.37 i 5.38 pokazano sytuację, która wystąpiła w innym z elementów (10 100ż). W tym przypadku obciążenia cykliczne prowadzono przy dwóch poziomach obciążenia. Maksymalny poziom obciążenia wynosił około 20 kN i przy analizie zmian odkształceń w stali przy $F_0 = 17$ kN nie obserwowano efektów, związanych ze zmianami w zasięgu strefy rozciąganej (rys. 5.37).

Przy obciążeniu równym $F_0 = 12$ kN wpływ ten objawił się natomiast w około 30% przyroście odkształceń w stali.



Rys. 5.37. Zmiany odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) przy cyklicznych zmianach obciążenia – poziom obciążenia zbliżony do maksymalnego

Fig. 5.37. Changes of steel strains ($\mu\text{m/m}$) under cyclic loading – at a level very near to maximum



Rys. 5.38. Zmiany odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) przy cyklicznych zmianach obciążenia – poziom obciążenia zdecydowanie mniejszy do maksymalnego

Fig. 5.38. Steel strain changes ($\mu\text{m/m}$) under cyclic loading – level significantly lower than the highest

Jeszcze inne zjawisko zaobserwowano podczas badań elementu 14 80ża. Wzrost obciążenia ponad poziom przyjęty do analizy zmian cyklicznych doprowadził do powstania i rozwoju nowej rysy wewnętrznej, „kosztem” istniejącej wcześniej. Efektem tego była radykalna zmiana rozkładu odkształceń w stali, widoczna w zmianie położenia ekstremów (tab. 5.22).

Tabela 5.22. Zmiany w przebiegu odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) wywołane postaniem rysyTable 5.22. Steel strain ($\mu\text{m/m}$) changes caused by arising of an internal crack

Położenie przekroju	35,5	33,5	31,75	30	28,3	26,75	25
Odkształcenia w stali $\mu\text{m/m}$	1045	789	1018	1068	1015	881	885
	1102	950	1135	1152	1184	1176	1132
	1094	921	1135	1151	1187	1189	1146
	1111	926	1133	1165	1201	1209	1150
	1282	987	1161	1175	1239	1258	1194

c) W omawianej sytuacji (obciążenie cykliczne na poziomie niższym niż maksymalne obciążenie) można również zaobserwować pewne prawidłowości w zmianach szerokości rozwarcia rysy [14]. W tabeli 5.23 zestawiono je dla elementu 12 100ż. Szerokość rozwarcia rysy przy pierwszym obciążeniu jest niewielka, a przyrost (prawie czterokrotny) obserwowany przy kolejnych cyklach wynika z omawianego już zjawiska przekroczenia przez maksymalne obciążenie poziomu obciążeń cyklicznych. Charakterystyczne jest również to, że przyrosty szerokości rozwarcia rysy różnią się podczas procesu obciążania i odciążania. Te pierwsze są wprawdzie większe, ale przyrastają minimalnie. Przy odciążeniu poziom początkowy jest natomiast niższy, ale przyrosty szybsze. W miarę wzrostu liczby cykli obie wartości stają się praktycznie równe.

Tabela 5.23. Zmiany szerokości rozwarcia rysy przy cyklicznym obciążeniu

Table 5.23. Changes of crack width under cyclic loading

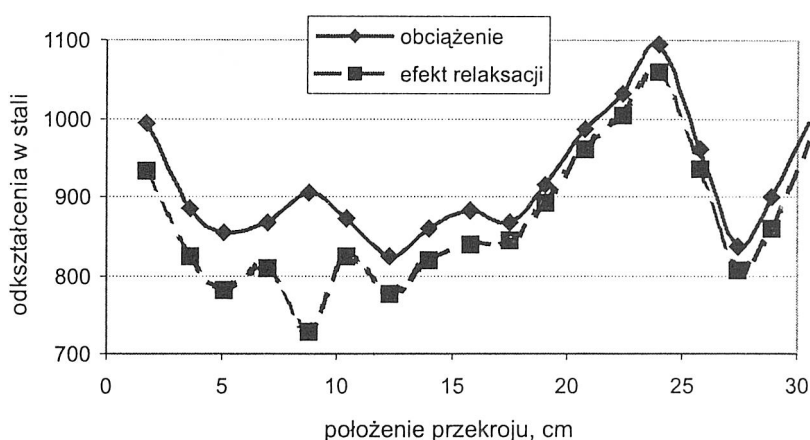
Cykl	Szerokość rozwarcia rysy, mm
Obciążenie 1	0,019
Odciążenie 1	0,081
Obciążenie 2	0,094
Odciążenie 2	0,089
Obciążenie 3	0,095

Omówione w tym punkcie wyniki badań i płynące stąd wnioski sugerują, że – wbrew wielu opiniom – obciążenia cykliczne nie prowadzą do takich zmian przyczepności, które mogłyby powodować jej zniszczenie lub niekontrolowany przyrost szerokości rozwarcia rysy. Oczywiście wniosek ogólny nie jest w pełni uprawniony, między innymi dlatego, że liczba cykli nie przekraczała 10. Jednak przy poślizgach (szerokościach rysy) nie większych niż 0,3 mm i rozstawie rys rzędu 100 mm nie zaobserwowano żadnych zjawisk, które mogłyby zaburzyć, przy większej liczbie cykli, istniejący stabilny stan pracy elementów.

Relaksacja naprężeń przyczepności

W części publikacji sugerowano występowanie zjawiska, polegającego na spadku naprężeń przyczepności w funkcji czasu przy stałym poziomie siły (lub przemieszczenia). Przez analogię określono je jako pełzanie przyczepności. Największe spadki obserwowano jednak w bardzo krótkich przedziałach czasu (godziny od obciążenia), a później następowała stabilizacja lub nawet wzrost naprężeń. Przy okazji badań prowadzonych przez Gambarowę stwierdzono występowanie efektów, które można określić jako opóźnienie w odpowiedzi na wymuszenie. We własnych badaniach poświęcono temu jedynie niewiele miejsca (po jednym elemencie zbrojonym stalą gładką i żebrowaną).

Na rysunku 5.39 pokazano zmiany odkształceń w stali po upływie 24 godzin, podczas których stalą wartością było wydłużenie pręta zbrojeniowego. Na rysunku można wyróżnić dwa obszary elementu o diametralnie odmiennym zachowaniu.



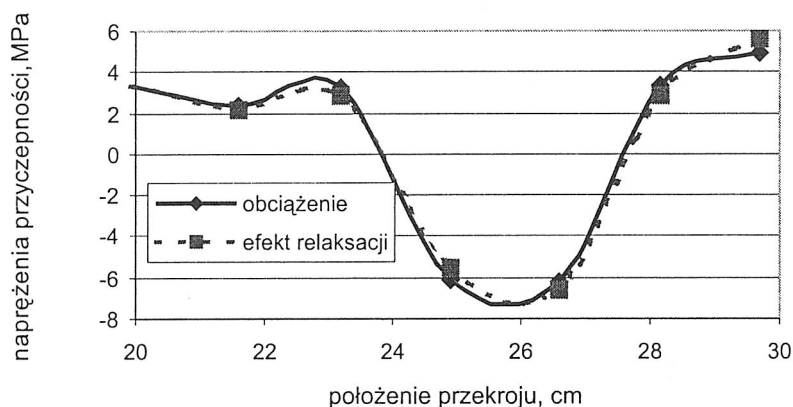
Rys. 5.39. Relaksacja odkształceń w stali po upływie 24 godzin

Fig. 5.39. Steel strains relaxation after 24 hours

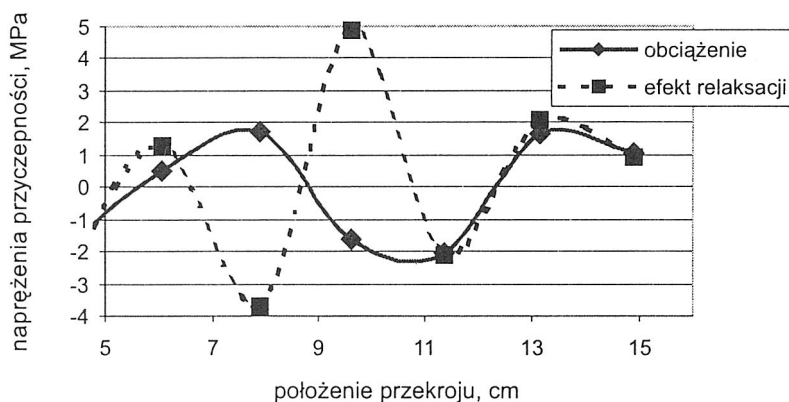
W przekrojach usytuowanych blisko miejsca tworzenia się rysy wewnętrznej obserwuje się znaczny względny spadek odkształceń w stali, a w przekroju, gdzie powstała rysa wewnętrzna ($x \approx 9$ cm) spadek ten jest rzędu aż 20%. Prowadzi to do zasadniczych zmian w rozkładzie naprężeń przyczepności (rys. 5.41). W sąsiedztwie rysy pierwszego rzędu ($x \approx 24$ cm) spadek odkształceń w zbrojeniu jest niewielki i proporcjonalny. Przekłada się to na praktyczny brak jakichkolwiek zmian w wartościach i rozkładzie naprężeń przyczepności (rys. 5.40).

Porównanie tych dwóch diametralnie różnych sytuacji, które wystąpiły w tym samym elemencie sugeruje, że trudno mówić o zjawisku określonym jako pełzanie przyczepności i zachodzącym w stosunkowo krótkim czasie po ustaleniu obciążenia (lub wydłużenia). Należy je raczej traktować jako opóźnione odkształcenia sprężyste.

Najprawdopodobniej są one efektem bezwładności betonu w dostosowaniu się do panujących warunków. Przy takiej interpretacji zjawiska, radykalne zmiany w przekrojach usytuowanych przy rysie wewnętrznej można wyjaśnić przyjmując, że po dynamicznym powstaniu rysy następuje stopniowe „dochodzenie” odkształceń w betonie do nowego poziomu i związane z tym częściowe „zamykanie” tej rysy. Jest to możliwe dzięki temu, że beton na powierzchni zewnętrznej elementu nie jest jeszcze uszkodzony. W przekroju w pełni zarysowanym jest to całkowicie niemożliwe.



Rys. 5.40. Zmiany naprężeń przyczepności w przekrojach bliskich rysy
Fig. 5.40. Bond stresses changes in cross section near a primary crack



Rys. 5.41. Zmiany naprężeń przyczepności w sąsiedztwie rysy wewnętrznej
Fig. 5.41. Bond stresses changes near an internal crack

Podana interpretacja nie dotyczy zjawisk zachodzących w dłuższym przedziale czasowym, gdzie pełzanie betonu rzeczywiście wpływa na zmiany odkształceń w stali.

5.3. Badania mimośrodowo rozciąganych elementów zbrojonych stalą gładką

5.3.1. Uwagi ogólne

Znaczenie zbrojenia gładkiego o stosunkowo niskiej wytrzymałości sukcesywnie maleje. Należy się liczyć z tym, że już w niedalekiej przyszłości nie będzie ono w ogóle stosowane w roli zbrojenia głównego. Z tego też względu badania elementów zbrojonych stalą gładką ograniczono do minimum, które pozwalało zweryfikować hipotezy, przyjęte przy formułowaniu zachowania się elementów ze zbrojeniem żebrowanym.

Zgodnie z przyjętą koncepcją oczekiwano wystąpienia wielu zjawisk i prawidłowości, na przykład:

- W elementach zbrojonych stalą gładką rysy powinny tworzyć się praktycznie tylko przy powierzchni betonu, a pojawienie się rys wewnętrznych należy raczej wykluczyć.

- Wszystkie rysy powinny pojawiać się na mniej więcej tym samym poziomie obciążenia, a ich obserwowany rozstaw, w momencie powstania, może być mniejszy (!) niż w analogicznym elemencie zbrojonym stalą żebrowaną.

- Duża liczba załączków rys przy powierzchni betonu powoduje w miarę równy przyrost odkształceń w stali ponad poziom $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct} = f_{ctm}/E_{cm}$, aby dopiero w chwili, kiedy część z nich dotrze do zbrojenia, mocniej zróżnicować przebieg odkształceń w stali.

- Na opisanym etapie obciążenia mogą tworzyć się nieregularnie rozłożone naprężenia przyczepności o wartościach nieprzekraczających f_{ctm} .

- Dalszy wzrost obciążenia prowadzi do utworzenia się klasycznych rys z części „załączków” powstałych na powierzchni zewnętrznej.

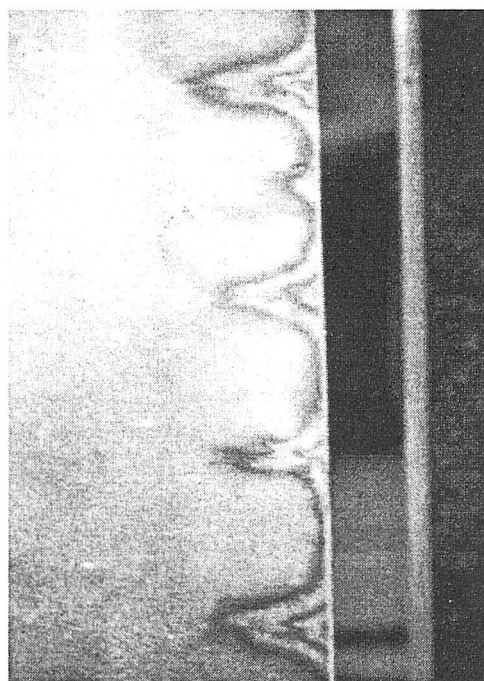
- Wartość naprężeń przyczepności powinna być istotnie mniejsza i porównywalna z wytrzymałością betonu na rozciąganie.

- Ze względu na lokalny i przypadkowy charakter tworzenia się zazębień pomiędzy betonem i zbrojeniem, kierunki głównych naprężeń w betonie przy zbrojeniu powinny być zmienne i nie wykazywać zbyt regularności.

Otrzymane wyniki badań oraz obserwacje w przytłaczającej większości potwierdziły prawdziwość powyższych tez. Oznacza to, że założone mechanizmy kształtowania się przyczepności i jej wpływ na zachowanie się konstrukcji są prawdziwe. Część hipotez można było zweryfikować, korzystając z interpretacji zdjęć obszarów warstwy elastooptycznej naklejonej na wybrane fragmenty tych elementów. Przykładowe obrazy zamieszczone są na rysunkach 5.42 i 5.43. Na rysunku 5.42 bardzo wyraźnie widać, że „załączki” rys powstają tylko na zewnętrznej powierzchni elementu i prak-

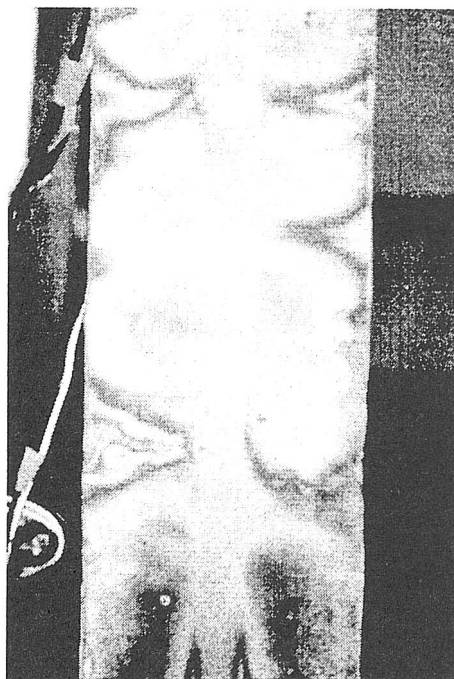
tycznie wszystkie przy tym samym poziomie obciążenia. Ich dalszy rozwój w kierunku zbrojenia jest w miarę równomierny. Paradoksalnie ilość tych rys jest większa (czyli ich rozstaw jest mniejszy) niż w analogicznym elemencie zbrojonym stalą żebrowaną. Ich rozstaw jest tylko nieco większy niż wartość otuliny. Jednak bliższa analiza wykazuje, że początkowo żadna z nich nie sięga zbrojenia. Ich obecność jest praktycznie niemożliwa do wykrycia bez użycia warstwy elastooptycznej. Dopiero dalszy wzrost obciążenia powoduje dotarcie niektórych z nich do zbrojenia i powstania „prawdziwych” rysy (rys. 5.42). Ich rozstaw może być bardzo zróżnicowany – zarówno zbliżony do występującego w analogicznych elementach zbrojonych stalą żebrowaną, jak i znacznie większy. W tym drugim przypadku istotnym czynnikiem pozostanie ogólne podwyższenie odkształceń w zbrojeniu przy występowaniu stosunkowo mało wyraźnych ekstremów w miejscu „prawdziwych” rys.

Na rysunku 5.42 widoczna jest rysa, która dotarła do zbrojenia (dolna – prawa) i dwie, których rozwój został zahamowany właśnie przez nią. Bardzo charakterystyczne są też fragmenty elementu, gdzie wskutek rozwoju rysy (lub przy czole elementu) następuje odspojenie betonu od stali (dolny fragment rysunku 5.43 – ciemne „szpice” przy zbrojeniu). Jest ono znacznie większe niż w przypadku stosowania stali żebrowanej.



Rys. 5.42. Widok rys tworzących się przy powierzchni zewnętrznej elementu

Fig. 5.42. A view of cracks forming at external surface of a member



Rys. 5.43. Widok układu rys w elemencie zbrojonym stalą gładką

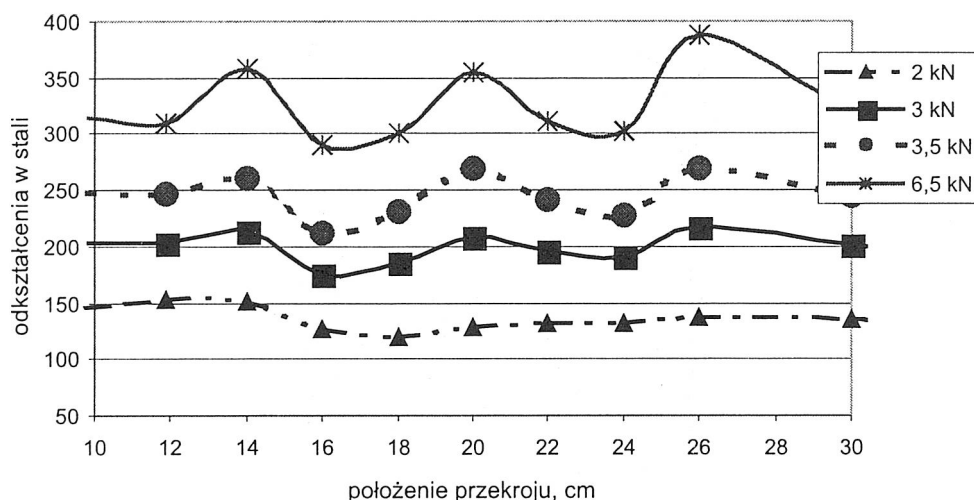
Fig. 5.43. Crack pattern in a member with smooth steel bar

5.3.2. Kształtowanie się rys w elemencie

Proces kształtowania się rys w elementach zbrojonych stalą gładką był zgodny z przewidywaniami. Powstanie „załążków” rys pierwszego rzędu (por. rys. 5.42), przy praktycznie tym samym poziomie obciążenia (z dokładnością do losowego charakteru f_{ctm}), spowodowało pewien równomierny przyrost odkształceń w stali. Na rysunku 5.44 widać wyraźnie, że począwszy od obciążenia $F_0 \approx 2$ kN aż do $F_0 \approx 3$ kN następuje w miarę równy wzrost ε_s ponad poziom wynikający z warunku, że $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$. W przypadku tego elementu $\varepsilon_{ct, ult} = 108 \pm 10 \cdot 10^{-6}$. Oznacza to występowanie niewielkich poślizgów zbrojenia względem otaczającego betonu. W przypadku zbrojenia żebranego takiego zjawiska nie obserwowano, gdyż żeberka uniemożliwiają względny ruch, aż do czasu powstania rys. Taki przebieg odkształceń w stali „rozmywa” nieco poziom obciążenia rysującego.

Można jednak przyjąć, że gdy $F_0 \approx 3,5$ kN, rysy dotrą bezpośrednio do zbrojenia. Dowodzi tego zarówno istotny przyrost odkształceń w stali, jak i utworzenie się ewidentnych ekstremów na wykresie. Teoretycznie obliczona wartość obciążenia rysującego wynosiła w tym elemencie około $F_0 \approx 3,8$ kN. Takie równoczesne utworzenie się

trzech rys pierwszego rzędu (w przekrojach o współrzędnych $x_1 = 13,5$ cm, $x_2 = 20,5$ cm, $x_3 = 26,5$ cm) jest w odróżnieniu od stali żebrowanej raczej regułą niż wyjątkiem. Oczywiście mocne zróżnicowanie wytrzymałości betonu na rozciąganie lub defekty wewnętrzne mogą istotnie zmienić ten obraz. Warto również zwrócić uwagę, że dalszy rozwój rys też jest o wiele bardziej równomierny (bardzo zbliżone wartości odkształceń w przekrojach przez rysę).



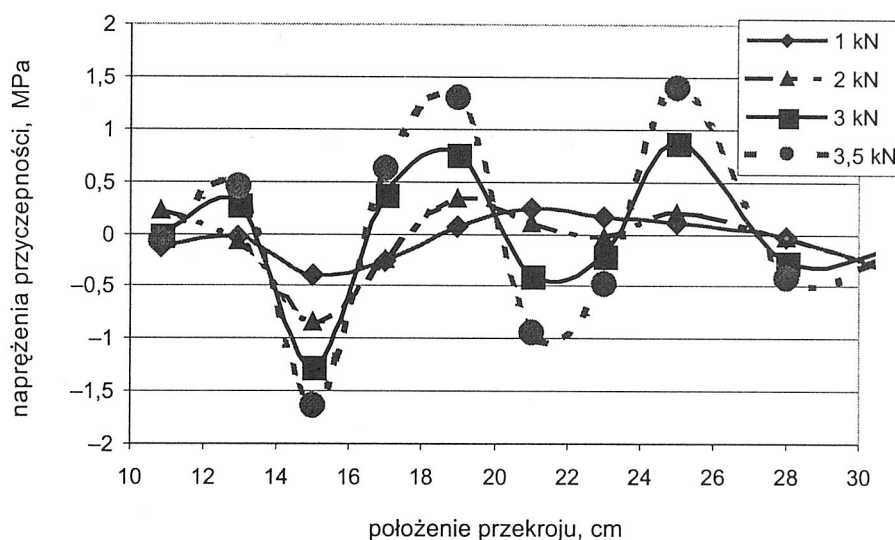
Rys. 5.44. Kształtowanie się rys w elemencie zbrojonym stalą gładką – odkształcenia w $\mu\text{m/m}$

Fig. 5.44. Forming of cracks in a member with a smooth steel bar – strains in $\mu\text{m/m}$

Obraz zjawiska przedstawiony na rysunku 5.44 można jeszcze wyraźniej zaobserwować śledząc zmiany naprężeń przyczepności na etapie tworzenia się rys (rys. 5.45). Powstawanie poślizgów zbrojenia, przy obciążeniu mniejszym niż rysujące, skutkuje pojawieniem się naprężeń przyczepności z wyraźnymi lokalnymi ekstremami. Początkowo jednak mają one znikome wartości, nieprzekraczające 0,5 MPa. Dopiero dalszy wzrost obciążenia do poziomu zbliżonego do F_{ct} powoduje ich wzrost do około 1,5 MPa. W odniesieniu do zbrojenia żebrowanego nie obserwowano tak stopniowego rozwoju, lecz skokowe zmiany, a wartość $\tau_{b, \max}$ w chwili zarysowania była znacznie większa.

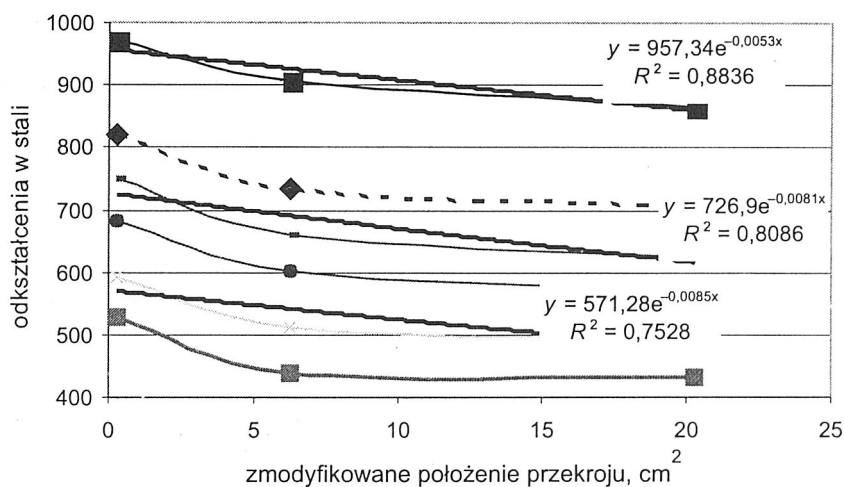
Potwierdza to hipotezę, że w odniesieniu do zbrojenia gładkiego o przyczepności decydują głównie siły tarcia. Nawet przy wysokim poziomie obciążenia, zbliżonym do niszczącego, naprężenia przyczepności nie osiągają wartości większych niż f_{ctm} .

Zweryfikowano również, czy rozkłady odkształceń można określić na podstawie ogólnej zależności, opisującej przebieg naprężeń przyczepności po zarysowaniu. Na rysunku 5.46 pokazano przykładowe wyniki otrzymane dla elementu 1480 g.



Rys. 5.45. Kształtowanie się naprężeń przyczepności – stal gładka

Fig. 5.45. Bond stress forming – smooth bar



Rys. 5.46. Wyniki aproksymacji rozkładów odkształceń w stali (μm/m) za pomocą funkcji wykładniczych

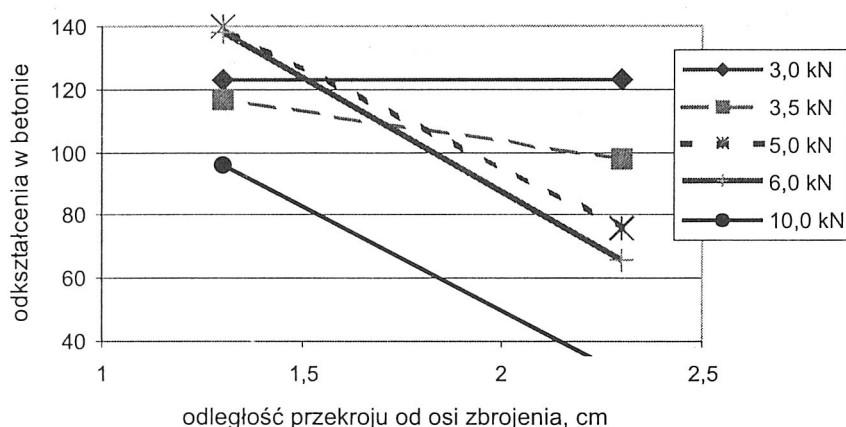
Fig. 5.46. Results of steel strain (μm/m) distribution approximation by exponential function

Na uwagę zasługują dwa fakty. Po pierwsze, rzuca się w oczy bardzo mała wartość wykładnika. Jest to zrozumiałe, ponieważ jest on równy $-2g/d_b$, a zdecydowanie mniejszym wartościom $\tau_{b, \max}$ odpowiadają mniejsze wartości parametru g . Drugim

interesującym spostrzeżeniem jest zdecydowanie gorsza korelacja (R^2) między wynikami empirycznymi a analizą teoretyczną. Stawia to pod znakiem zapytania sensowność stosowania takich samych funkcji $\tau = \tau(x, \sigma_s)$ dla elementów zbrojonych stalą gładką i żebrowaną. Nieco lepszą zgodność otrzymuje się, jeżeli wartość wykładnika α przyjmie się mniejszą, np. $\alpha = 0,3$, zamiast $\alpha = 1,0$. Oznacza to, że w odniesieniu do stali gładkiej maleje rola odległości przekroju od miejsca powstania rysy przy zachowaniu znaczenia wartości $\sigma_s(x)$. Zbliża to nieco formułę przyczepności w kierunku zależności typu $\tau = \tau(\Delta)$.

5.3.3. Inne zjawiska wynikające z wpływu przyczepności na zachowanie się elementu

Część obserwacji dotyczących zachowania się elementów zbrojonych stalą gładką pokrywała się z rezultatami, otrzymywanymi dla opisywanych już elementów zbrojonych stalą żebrowaną. Dotyczy to tych zjawisk, w których przyczepność nie odgrywa istotnej roli. Identyfikacyjny charakter miały na przykład rozkłady odkształceń w betonie po obwodzie elementu. Również nie zauważono istotniejszych jakościowych różnic przy analizie wpływu obciążeń cyklicznych. Bardzo interesującym potwierdzeniem hipotezy, iż nierównomierny rozkład naprężeń w betonie jest efektem działania sił przyczepności jest ich rozkład, uzyskany dla zbrojenia wykonanego ze stali gładkiej (rys. 5.47).

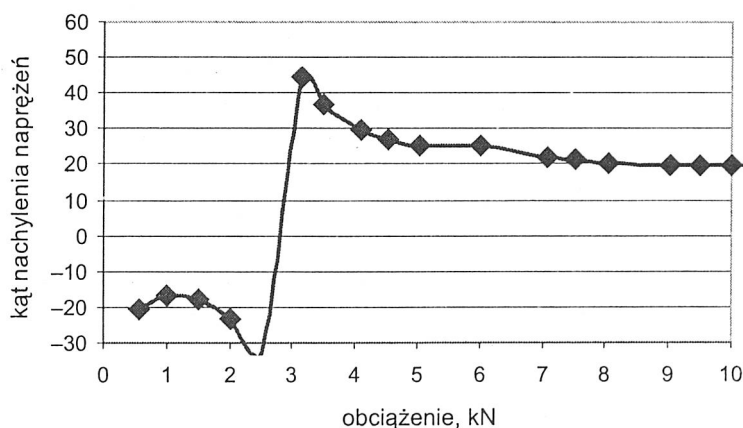


Rys. 5.47. Rozkłady odkształceń w betonie ($\mu\text{m/m}$) w funkcji odległości od osi zbrojenia

Fig. 5.47. Concrete strain ($\mu\text{m/m}$) distribution in function of a distance from a bar axis

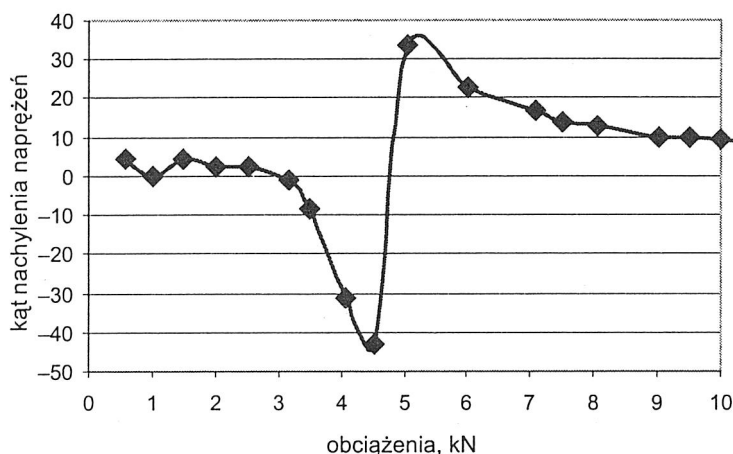
Podobnie jak w przypadku elementów zbrojonych stalą żebrowaną, do czasu powstania rysy rozkład odkształceń jest równomierny ($F_0 \approx 3$ kN). Powstanie rysy odciąża ogólnie beton, co objawia się spadkiem odkształceń przy zewnętrznej powierzchni elementu. Naprężenia przyczepności powodują jednak pojawienie się dodatkowych przemieszczeń w betonie, w przekrojach usytuowanych blisko zbrojenia. Ze wzrostem obciążenia rośnie wartość tych odkształceń, aby przy $F_0 \approx 6$ kN przekroczyć wartość $\varepsilon_{ct, ult}$ (w tym przypadku o około 10%). Dalszy wzrost obciążenia wiąże się z oddaleniem $\tau_{h, max}$ od analizowanego przekroju i ogólnym spadkiem wartości ε_{ct} , przy zachowaniu powstałego zróżnicowania. Analogicznie zachowywały się elementy zbrojone stalą żebrowaną, ale różnice w wartościach $\varepsilon_{ct, max}$ i $\varepsilon_{ct, min}$ były znacznie większe. Stanowi to bardzo mocne potwierdzenie zarówno hipotezy mówiącej o źródle tych nierównomiernych rozkładów odkształceń w betonie (przyczepność), jak i założenia, że w miarę wzrostu obciążenia wartość $\tau_{h, max}$ oddala się od rysy.

Innym interesującym problemem jest kształtowanie się przebiegu naprężeń głównych w bezpośrednim sąsiedztwie pręta. Gdy badano zachowanie się elementów zbrojonych stalą żebrowaną, stwierdzono, że jedną z najbardziej charakterystycznych cech zjawiska jest zależność między kątem nachylenia kierunku działania naprężeń głównych do osi pręta, a położeniem względem rysy. Im przekrój był bardziej oddalony od rysy, tym kąt nachylenia był mniejszy. Zmiany te zawierały się w granicach od około 7° do około 40° . Inny przebieg tego procesu zaobserwowano w przypadku elementów zbrojonych stalą gładką. Na rysunkach 5.48 oraz 5.49 przedstawiono zmiany nachylenia osi działania głównych naprężeń rozciągających w funkcji obciążenia.



Rys. 5.48. Przebieg zależności $\alpha = \alpha(F_0)$ dla przekroju usytuowanego blisko rysy

Fig. 5.48. Dependence of $\alpha = \alpha(F_0)$ for cross section near a crack



Rys. 5.49. Przebieg zależności $\alpha = \alpha(F_0)$ dla przekroju usytuowanego w dalszej odległości od rysy
 Fig. 5.49. Dependence of $\alpha = \alpha(F_0)$ for cross section far from a crack

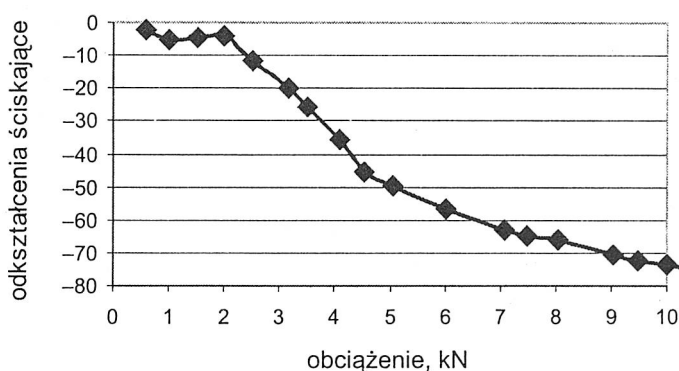
Pierwsza z rozet umieszczona była stosunkowo blisko miejsca powstania rysy (około 15 mm), a druga w odległości około 3,5 cm od tego przekroju. Teoretyczna wartość obciążenia rysującego wynosiła dla tego elementu (14100ga) około 5 kN, ale już przy obciążeniu równym $F_0 = 2,5$ kN, wskutek lokalnie dużo mniejszej wytrzymałości betonu na rozciąganie, powstało wyraźne zaburzenie w przebiegu odkształceń w stali. Miało to miejsce w przekroju usytuowanym około 2,5 cm od drugiej z rozet. Co ciekawe, dalszy wzrost obciążenia, doprowadził do zniwelowania tej „anomalii” i powstania zwykłej rysy. Proces ten znalazł swoje odzwierciedlenie na wykresach zależności $\alpha = \alpha(F_0)$. Świadczą o tym lokalne piki przy obciążeniach równych odpowiednio 2,5 i 4 kN. Naprężenia przyczepności miały wtedy kierunek przeciwny do panującego po zwiększeniu obciążenia. Szybciej na zmiany reagowały rozety usytuowane bliżej „prawdziwej” rysy. Po ustabilizowaniu zachowania się elementu przebieg zależności $\alpha = \alpha(F_0)$ jest już bardzo regularny. Dotyczy to szczególnie przekroju usytuowanego bliżej rysy, gdzie po osiągnięciu ekstremum wynoszącego około 45° , wartość α powoli maleje, aby ustabilizować się na poziomie równym $\alpha = 20^\circ$. W drugim przekroju, ze względu na jego większe oddalenie, odpowiednie reakcje są przesunięte w kierunku nieco większych obciążeń. Po przekroczeniu przez $F_0 = 5$ kN funkcja osiąga lokalne ekstremum wynoszące około 35° , aby przy dalszym wzroście obciążenia zmaleć do wartości około 10° .

Reasumując można stwierdzić, co następuje:

- W przypadku elementów zbrojonych stałą gładką przebieg zależności $\alpha = \alpha(F_0)$ jest w mniejszym stopniu uzależniony od położenia przekroju względem rysy. Oznacza to (zgodnie z oczekiwaniami), że zmiany wartości naprężeń przyczepności są tu łagodniejsze.

• Z wyjątkiem przekroju usytuowanego tuż przy rysie, wartość kąta α jest nieco większa, niż to miało miejsce w odniesieniu do elementów zbrojonych stałą żebrowaną. Paradoksalnie wynika stąd, że składowe przyczepności rozłupujące otulinę są tu relatywnie większe (ale i tak ich bezwzględna wartość jest zdecydowanie mniejsza). Można raczej powiedzieć, że obserwacja ta potwierdza wcześniejsze spostrzeżenie, iż problem rozłupywania otuliny (i niszczenia w ten sposób przyczepności) ogranicza się jedynie do kilku najbliższych żeberek, usytuowanych tuż przy rysie.

• Bardziej „gładki” przebieg zależności $\alpha = \alpha(F_0)$ potwierdza, że podstawowym czynnikiem generującym naprężenia przyczepności jest opór stawiany przemieszczającemu się prętowi przez siły tarcia i losowe zróżnicowanie średnicy pręta. Na rysunku 5.50 pokazano zmiany wartości głównych naprężeń ściskających towarzyszących działaniu sił przyczepności. Dzięki nim i nierównościom powierzchni pręta niwelowane są efekty związane z przewężeniem zbrojenia.



Rys. 5.50. Przebieg zależności $\varepsilon_c = \varepsilon_c(F_0)$ dla przekroju usytuowanego przy rysie

Fig. 5.50. Dependence $\varepsilon_c = \varepsilon_c(F_0)$ for cross section near a crack

5.3.4. Uwagi końcowe

Dzięki badaniom elementów zbrojonych stałą gładką znalazły potwierdzenie hipotezy, stawiane przy analizie wpływu przyczepności prętów żebrowanych na beton. Na szczególne podkreślenie zasługują następujące wnioski:

• Rysy wewnętrzne są zjawiskiem specyficznym dla elementów zbrojonych stałą żebrowaną. Powstają w efekcie łącznego działania sił rozciągających i dodatkowych odkształceń związanych z siłami przyczepności. Dominujący jest wpływ tego drugiego czynnika.

• Zróżnicowanie odkształceń w betonie w strefie rozciąganej również jest efektem działania sił przyczepności. W przypadku zbrojenia stałą gładką jest ono wielokrotnie mniejsze niż w przypadku stali żebrowanej.

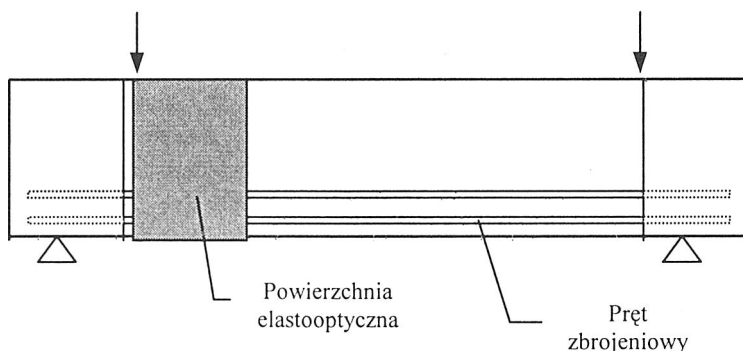
- Przy niewielkich przemieszczeniach pręta względem otaczającego go betonu (rysy o szerokości nieprzekraczającej 0,2–0,3 mm), wpływ obciążeń cyklicznych na zmiany odkształceń w stali jest bardzo podobny, niezależnie od rodzaju stosowanej stali. Czasami jednak obciążenia cykliczne mogą prowadzić do „usuwania” lokalnych anomalii w rozkładzie odkształceń.

5.4. Wybrane wyniki badań belek zginanych

5.4.1. Uwagi ogólne

Podstawowy program badań realizowano na elementach mimośrodowo rozciąganych. Uzupełniające badania, mające na celu weryfikację niektórych hipotez dotyczących charakteru przyczepności i jej wpływu na zachowanie konstrukcji, przeprowadzono na elementach mimośrodowo rozciąganych zbrojonych stalą gładką (rozdział 5.3) oraz na belkach zginanych, poddanych działaniu stałego momentu i zbrojonych stalą żebrowaną [16]. W odniesieniu do belek zginanych szukano odpowiedzi między innymi na następujące pytania:

- Czy funkcje przyczepności przyjęte do analizy elementów mimośrodowo rozciąganych można stosować również w przypadkach elementów zginanych?
- Na ile istotny jest wpływ betonu, znajdującego się pomiędzy wierzchołkiem rysy a osią obojętną na przebieg odkształceń w stali?
- Jak zmienia się sztywność elementu na odcinku między rysami w funkcji zmian parametrów przyczepności?
- Jaki jest wzajemny wpływ prętów usytuowanych blisko siebie na przyczepność i stan zarysowania?



Rys. 5.51. Schematyczny widok badanych belek

Fig. 5.51. Schematic view of tested beams

W celu ustalenia odpowiedzi na przytoczone pytania zaprojektowano i wykonano dwie belki zbrojone i ukształtowane w ten sposób, aby można było otrzymać obrazy odkształceń dzięki warstwie elastooptycznej oraz wartości odkształceń w stali i betonie za pomocą tensometrii oporowej. Posłużono się pomysłem analogicznym do zastosowanego już przy konstruowaniu elementów mimośrodowo rozciąganych. Szkielety zbrojeniowe wykonano w ten sposób, że przy jednej z bocznych krawędzi znajdował się sfrezowany do połowy grubości pręt $\phi 16$ lub $2 \phi 10$ (w przypadku belki B4, gdzie badano zbrojenie rozciągane ułożone w dwóch rzędach). Pozostałe pręty zbrojeniowe, tzn. zbrojenie usytuowane przy drugiej krawędzi oraz zbrojenie montażowe w strefie ściskanej, nie podlegały żadnym modyfikacjom. W tabeli 5.24 zestawiono podstawowe dane, dotyczące stali i betonu użytego do wykonania obu belek.

Tabela 5.24. Dane dotyczące zbrojenia i cech betonu użytych do wykonania belek

Table 5.24. Data of steel and concrete properties used in beams used for tests

Belka	Zbrojenie		Beton		
	dolne	górne	f_{ctm} , MPa	E_{cm} , GPa	α_e
B1	$0,5 \phi 16 + 2 \phi 8$	$2 \phi 8$	3,48	29,8	6,71
B4	$2 * 0,5 \phi 10 + 2 \phi 8$	$2 \phi 8$	3,48	29,8	6,71

5.4.2. Analiza zachowania się belki bazująca na związkach przyczepności

Równania równowagi sił w ogólnej postaci, uwzględniające możliwość poślizgu zbrojenia względem otaczającego betonu, podane są wzorami (4.71) i (4.72). Po uwzględnieniu charakterystyk stali i betonu użytych w przypadku belki B1 przyjmują one następującą postać:

$$\varepsilon_{ct}(1,13 - \xi) = \varepsilon_s \left[\frac{\xi^2}{1 - \xi} + \frac{0,0792(\xi - 0,1073)}{1 - \xi} - 0,1557 \right] \quad (5.8)$$

oraz

$$\frac{3M}{bd^2 E_{cm}}(1 - \xi) = \varepsilon_s [1,2474\xi^2 - 0,0629\xi + 0,04934] \quad (5.9)$$

W równaniach tych niewiadomymi są: odkształcenia w skrajnych włóknach rozciąganego betonu – ε_{ct} , odkształcenia w stali rozciąganej – ε_s oraz względna wartość położenia osi obojętnej – ξ . Zależności (5.8) i (5.9) można potraktować jako uogól-

nione równania równowagi. Jeżeli kryterium zarysowania przyjmie się w postaci $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct, ult} = 117 \cdot 10^{-6}$ (dla tego betonu), to – korzystając z prawa płaskich przekrojów – po przekształceniach otrzymuje się

$$\varepsilon_s = 0,7646 \varepsilon_{ct, ult} = 89 \cdot 10^{-6} \quad (5.10)$$

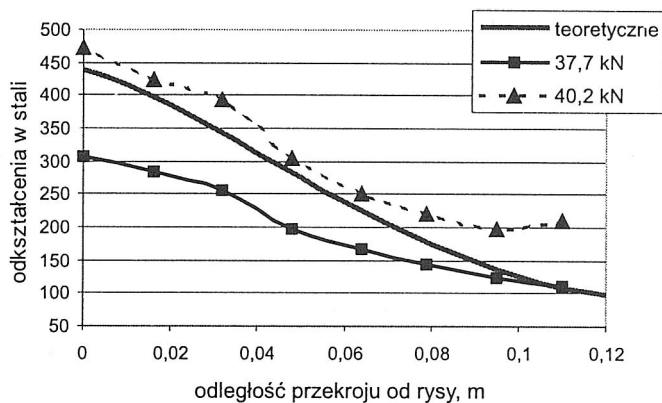
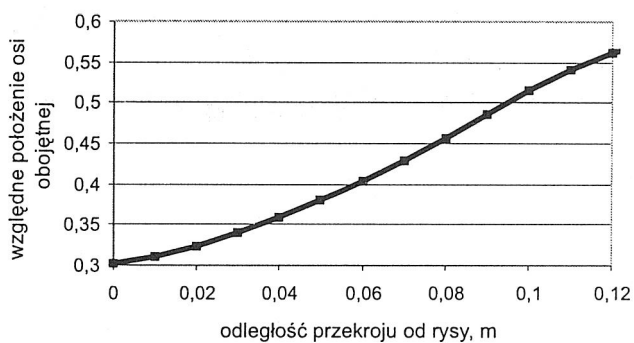
Podstawiając tak otrzymaną wartość do wzoru (5.8), można obliczyć $\xi_l = 0,5776$ i – korzystając z niej oraz wzoru (5.9) – wyznaczyć teoretyczną wartość momentu rysującego M_{cr} i związaną z nią wartość teoretycznego obciążenia rysującego P_{cr} . Wynoszą one odpowiednio: $M_{cr} = 2,83$ kNm i $P_{cr} = 37,7$ kN. Łatwo zauważyć, że są to dokładnie takie same wartości, które otrzymałoby się stosując klasyczną analizę, bazującą na tzw. pierwszej fazie pracy belki. Jeżeli w równaniu (5.8) przyjmie się $\varepsilon_{ct} = 0$, to można łatwo wyznaczyć wartość ξ_{II} , która w tym konkretnym przypadku wynosi $\xi_{II} = 0,3044$. Pozwala to z zależności (5.9) wyznaczyć wartość odkształceń w zbrojeniu w przekroju całkowicie zarysowanym (rysa sięga dokładnie osi obojętnej). Wynosi ona $\varepsilon_s = 3,7094 \varepsilon_{ct, ult} = 434 \cdot 10^{-6}$.

Wartości obliczonych odkształceń odpowiadają warunkom brzegowym, tzn. $\varepsilon_s(x=0) = 434 \cdot 10^{-6}$ a $\varepsilon_s(x=a) = 89 \cdot 10^{-6}$, co pozwala wyznaczyć wartości parametrów przyczepności α i k , które są równe odpowiednio: $\alpha = 0,1218$ i $k = 144,6$ (wzory (4.77) i (4.78)) Obliczony w ten sposób przebieg odkształceń w stali na odcinku $x \in \langle 0, a \rangle$ ma postać

$$\varepsilon_s(x) = 153,31 M_{cr} - 0,1807 x^{1,4} (0,0870 - 0,4167 x) \cdot 10^6 \quad (5.11)$$

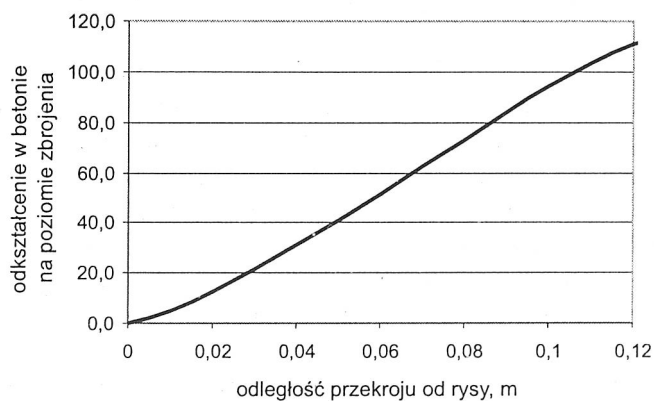
We wzorze tym M_{cr} oznacza moment rysujący, w kNm, a x – odległość przekroju o rysy (w metrach). Wartości odkształceń są podane w $\mu\text{m/m}$.

Równania (5.11), (5.8) i (5.9) tworzą układ równań, pozwalający w pełni opisać zachowanie się elementu tuż po zarysowaniu. Po wstawieniu (5.11) do (5.9) można wyznaczyć zmiany $\xi(x)$ w zależności od położenia przekroju względem rysy. Następnie pozwala to wyliczyć analogicznie przebiegi $\varepsilon_{ct}(x)$. Przykładowe rezultaty takich obliczeń pokazano na rysunkach 5.52 do 5.54. Na rysunku 5.52 dodatkowo przedstawiono analogiczny przebieg odkształceń w stali otrzymany na podstawie badań tensometrycznych. Wartości teoretyczne są istotnie większe niż doświadczalne (dla $P = 37,7$ kN), szczególnie w przekrojach położonych blisko rysy. Jednym z czynników mających na to wpływ jest fakt, że założenie, iż rysa dochodzi aż do osi obojętnej, jest nie do końca prawdziwe. Zagadnienie to jest szczegółowo omówione w dalszej części tego rozdziału.

Rys. 5.52. Przebiegi odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$)Fig. 5.52. Steel strain distribution ($\mu\text{m/m}$)

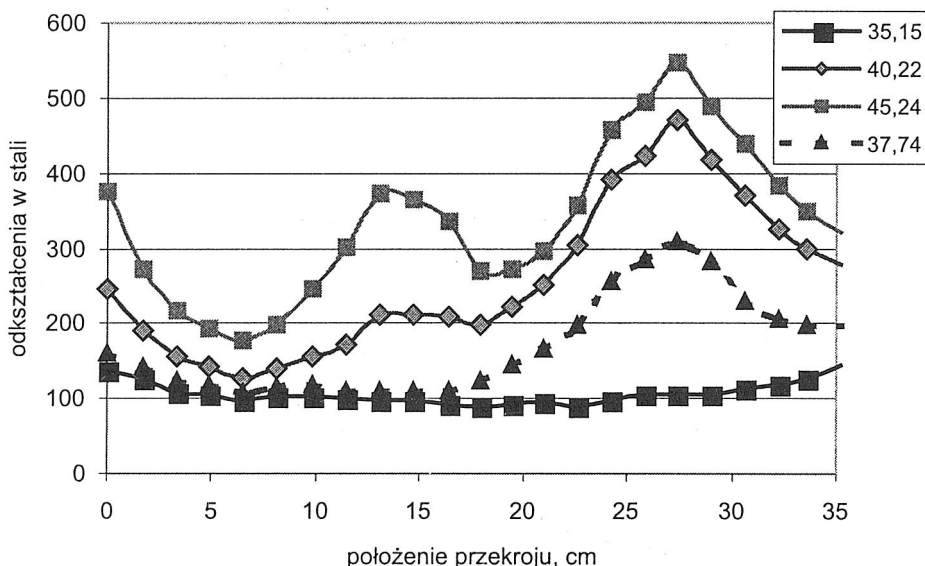
Rys. 5.53. Przebieg zmian położenia osi obojętnej

Fig. 5.53. Changes of neutral axis position

Rys. 5.54. Przebieg zmian odkształceń w betonie, $\mu\text{m/m}$ Fig. 5.54. Concrete strain distribution, $\mu\text{m/m}$

5.4.3. Rozwój zarysowania, zmiany przyczepności

Pierwsza rysa powstała mniej więcej przy obciążeniu równym około $P_0 = 37,7$ kN, a kolejne dwie po niewielkim jedynie wzroście obciążenia do poziomu $P_1 = 40,2$ kN.



Rys. 5.55. Przebiegi odkształceń w stali ($\mu\text{m/m}$) podczas kształtowania się rysy

Fig. 5.55. Steel strains distribution ($\mu\text{m/m}$) at cracking level of load

Przebiegi odkształceń w stali pokazane na rysunku 5.55 są na pierwszy rzut oka zbliżone do prezentowanych podczas omawiania wyników badań elementów mimośrodowo rozciąganych. Jest to jednak tylko pozorna zbieżność. Rysy powstałe w przekrojach o współrzędnych $x_1 = 0,0$ m i $x_2 = 0,135$ m nie są rysami wewnętrznymi. Powstały one na powierzchni dolnej elementu, a nie przy zbrojeniu. Łatwo to wykazać, analizując zarówno obrazy odkształceń na warstwach elastooptycznych, jak i przeprowadzając obliczenia teoretyczne. Na ich podstawie można stwierdzić, że przyrost odkształceń wywołany działaniem sił przyczepności w przekrojach usytuowanych blisko $x = a$ jest znacznie mniejszy niż różnica między odkształceniami w betonie na poziomie skrajnych włókien, a włókien usytuowanych bezpośrednio przy zbrojeniu.

Można przyjąć hipotezę, że tuż po powstaniu głównej rysy (pierwszej) powstają też pozostałe, sięgające od krawędzi do osi zbrojenia. Przy takim założeniu układ równań równowagi w przekroju przechodzącym przez taką rysę ma postać

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{\varepsilon_{cl}(1-\xi)^2}{\xi^2 + 2\alpha_e\rho_2\left(\xi - \frac{a_2}{d}\right) - 2\alpha_e\rho_1(1-\xi)} \\ &= \frac{117(1-\xi)^2}{\xi^2 + 0,0792(\xi - 0,1073) - 0,1557(1-\xi)}\end{aligned}\quad (5.12)$$

$$\begin{aligned}\frac{3M_{cr}(1-\xi)}{bd^2E_{cm}} &= \varepsilon_s \left[\alpha_e\rho_1(1-\xi)(3-\xi) + \alpha_e\rho_2\left(\xi - \frac{3a_2}{d}\right)\left(\xi - \frac{a_2}{d}\right) \right] + \varepsilon_{cl,ult}(1-\xi)^2 \\ 90,91(1-\xi) &= \varepsilon_s [0,0778(1-\xi)(3-\xi) + 0,0396(\xi - 0,3219)(\xi - 0,1073)] + 117(1-\xi)^2\end{aligned}\quad (5.13)$$

Jego rozwiązaniem jest $\xi_{cr} = 0,4915$ i $\varepsilon_{sr} = 157 \cdot 10^{-6}$. Są to wartości położenia osi obojętnej oraz odkształceń w stali w miejscu powstania „późniejszej” rysy. Warto zauważyć, że jej powstanie powoduje pewne podwyższenie osi obojętnej ($\xi_{cr} > \xi_l = 0,5776$) i przyrost odkształceń w stali ($\varepsilon_{sr} > \varepsilon_{sl} = 89 \cdot 10^{-6}$), ale dużo mniejszy niż ten, wynikający z założenia, że rysa dociera od razu do osi obojętnej. Różnice pomiędzy rysami powstałymi w przekrojach $x_1 = 0,0$ m, $x_2 = 0,135$ m a $x_3 = 0,275$ m są widoczne w przebiegu odkształceń w stali pokazanym na rysunku 5.56.

Pojawienie się rys powoduje zmianę charakteru przyczepności na $\tau(x) = gx^\alpha\sigma_s(x)$. W pierwszym przybliżeniu można przyjąć, że wartość α nie ulega zmianie, a drugi parametr g wyznacza się zakładając, że w momencie powstania rysy „wewnętrznej” wartość $\tau_{b,max}$ nie ulega jeszcze zmianie. Prowadzi to do warunku:

$$\begin{aligned}\tau_{b,max} &= g\sigma_0\left(\frac{\alpha d_b}{4g}\right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \exp\left(-\frac{\alpha}{1+\alpha}\right) \\ 3,28 &= 86,8\left(\frac{0,001}{9}\right)^{0,2857} \exp(-0,2857)\end{aligned}\quad (5.14)$$

Jego rozwiązaniem jest $g = 0,19967 \approx 0,2$, a miejsce, gdzie ta maksymalna wartość występuje $x_{b,max} = 0,032$ m. Ostatecznie można napisać, że równanie opisujące odkształcenia w stali po powstaniu rysy „wewnętrznej” ma postać

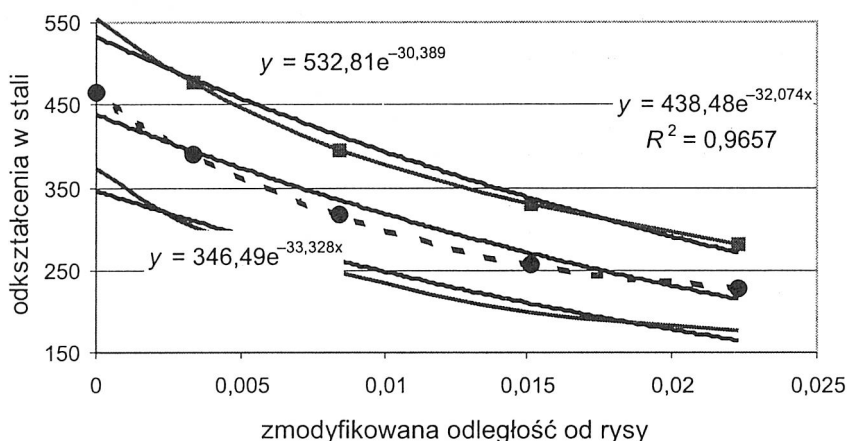
$$\sigma_s(x) = \sigma_0 \exp(-35,71x^{1,4}) \quad (5.15)$$

Zgodnie z założeniami teoretycznymi zasięg oddziaływania nowopowstałej rysy ustala się z warunku równości odkształceń w tym przekroju:

$$157 \exp[-35,71(0,12 - x)^{1,4}] = 434 \exp(-35,71x^{1,4}) \quad (5.16)$$

Rozwiązaniem równania (5.16) jest $x = 0,092$ m, a wartość odkształceń w tym przekroju wynosi $\varepsilon_s = 123 \cdot 10^{-6}$. Pomiedzy dwoma „nowymi” rysami punkt przegięcia funkcji $\varepsilon_s(x)$ wypada dokładnie w połowie odległości pomiędzy nimi. Ten teoretyczny obraz zarysowania bardzo dobrze zgadza się z wynikami badań. Również teoretyczna wartość parametru g jest bardzo bliska tej, którą otrzymuje się na podstawie estymacji pomiarów tensometrycznych. Pokazano to na rysunku 5.56. Odkształcenia w stali wyrażone są w $\mu\text{m}/\text{m}$, a zmodyfikowana odległość $x^1 = x^{1,4}$.

Dalszy przyrost obciążenia można już analizować w sposób podany w rozdziale 4. Polega on na wyznaczaniu, przy kolejnych poziomach obciążenia, odpowiednich wartości odkształceń w stali w przekrojach, gdzie występują rysy i odpowiadających im wartości parametru g (ulega ona stopniowemu zmniejszaniu). Aby otrzymane w ten sposób wyniki były miarodajne, należy jednak nieco dokładniej przeanalizować wpływ betonu w strefie rozciąganej.



Rys. 5.56. Aproxymacja przebiegu odkształceń w stali w przekrojach przy rysie

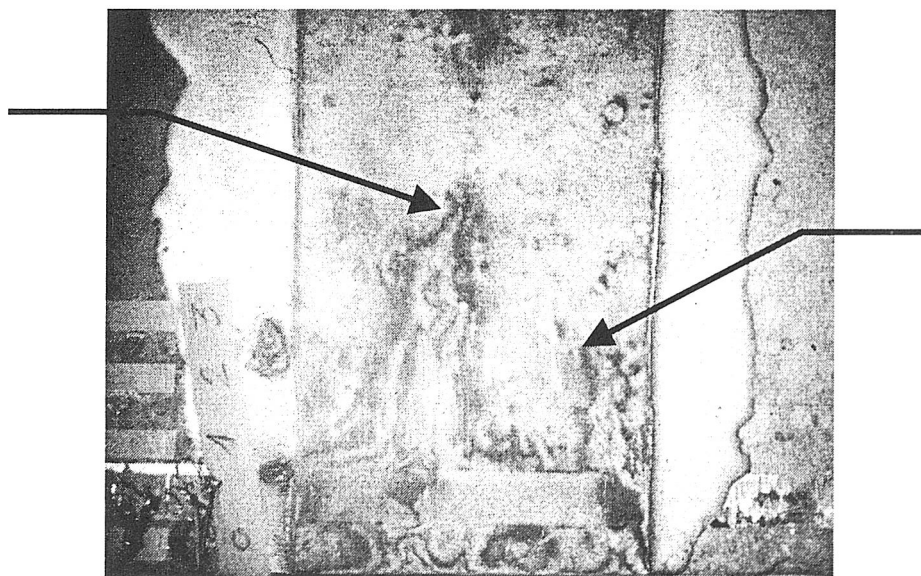
Fig. 5.56. Approximation of steel strain distribution

5.4.4. Wpływ betonu w strefie rozciąganej na warunki brzegowe w przekrojach zarysowanych

W obliczeniach nośności pominięcie siły przenoszonej przez beton w strefie rozciąganej, usytuowanej pomiędzy osią obojętną a wierzchołkiem rysy, jest w pełni uzasadnione. Wartość tej siły, w porównaniu z siłą w stali, jest niewielka zarówno ze względu na niewielką wartość odkształceń w betonie, jak i zasięg tego obszaru. Inaczej należy

jednak analizować to zagadnienie, jeżeli przedmiotem zainteresowania są deformacje powstałe w belce pod wpływem działających na nią obciążeń eksploatacyjnych.

Na podstawie obserwacji prowadzonych podczas badań z wykorzystaniem warstwy elastooptycznej oraz wyników pomiarów tensometrycznych stwierdzono zróżnicowane zachowanie się powstających rys. Pierwsza powstająca rysa, dzięki pewnym efektom dynamicznym, ma stosunkowo duży zasięg, porównywalny z osiągnięciem osi obojętnej. Kolejne, mimo że powstawały przy tylko nieznacznie większym obciążeniu, sięgały znacznie niżej. Efekt dynamiczny, o którym była mowa w odniesieniu do pierwszej rysy, był złagodzony wskutek ogólnego „rozluźnienia” przyczepności pierwotnej w tych miejscach. W konsekwencji, przy wzroście obciążenia pierwsza rysa jedynie w niewielkim stopniu zwiększa swój zasięg, podczas gdy pozostałe rysy ulegają stopniowemu istotnemu zwiększeniu. Przykład takiego zjawiska, zaobserwowany dzięki warstwie elastooptycznej, przedstawiono na rysunkach 5.57 i 5.58. Strzałkami zaznaczone są okolice wierzchołków rys. Rysa na rysunku 5.57 występująca po lewej stronie jest w pełni rozwinięta, a druga ma zasięg jedynie niewiele większy niż średnica pręta zbrojeniowego. Przy wzroście obciążenia różnice między ich zasięgiem szybko maleją.

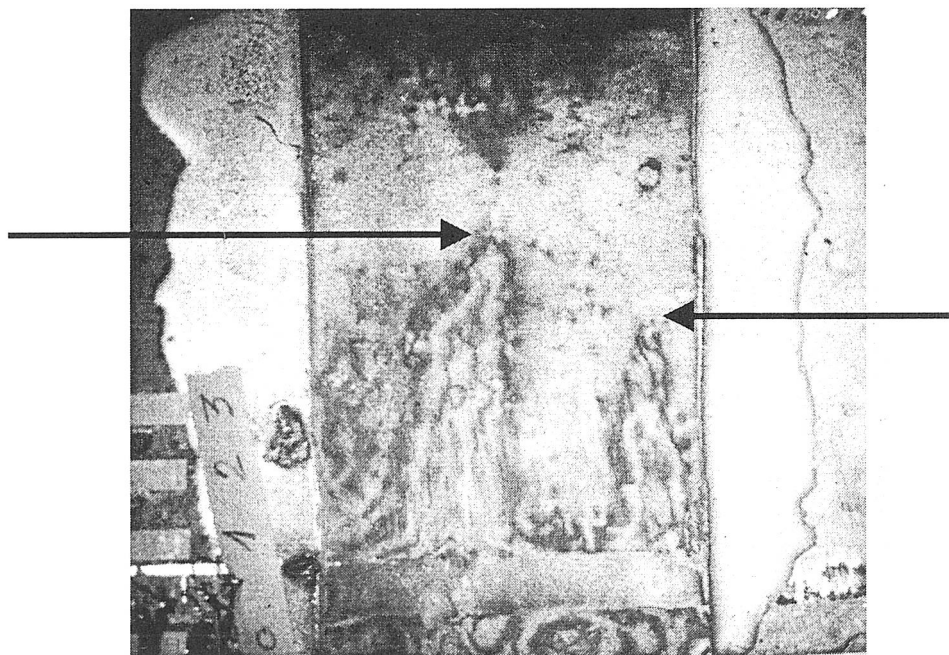


Rys. 5.57. Zasięg rys przy obciążeniu porównywalnym z rysującym – B1

Fig. 5.57. Crack spreading at load level similar to cracking – B1

Trudno w sposób precyzyjny opisać zmiany zasięgu rysy i towarzyszące temu zmiany położenia osi obojętnej. Być może w przyszłości zadowalającą odpowiedź na te pytania da analiza oparta na kryteriach energetycznych, np. mechanikę kruchego

pękania betonu. Przed analizą wyników badań przyjęto następującą uproszczoną hipotezę: Jeżeli w chwili powstania rysy nie dotarła bezpośrednio do osi obojętnej odpowiadającej $x_{II} = \xi_{II}d$, to podczas przyrostu obciążenia zmianie ulega zasięg tej rysy, a także następuje zmniejszenie się zasięgu strefy ściskanej. Ponad wierzchołkiem rysy występuje strefa rozciągana o zmiennej wysokości, ale odkształcenia w betonie mają przy wierzchołku rysy wartość stałą, równą $\varepsilon_{cl, ult}$. Siła rozciągająca przenoszona przez ten beton pozostaje praktycznie niezmienna w porównaniu z sytuacją, kiedy rysa swym zasięgiem obejmuje poziom zbrojenia. Konsekwencją tego założenia jest malejąca rola betonu rozciąganego w przenoszeniu obciążeń w miarę wzrostu obciążenia.



Rys. 5.58. Zasięg rys przy wzroście obciążenia

Fig. 5.58. Crack spreading after load increasing

Przy zaprezentowanych założeniach upraszczających równanie równowagi (warunki brzegowe) w przekroju, gdzie powstała rysa, mają w przypadku tej konkretnej belki następującą postać:

$$\varepsilon_s [\xi^2 + 0,0792(\xi - 0,1073) - 0,1557(1 - \xi)] = 59,3758(1 - \xi) \quad (5.17)$$

$$32,134(1 - \xi)M = 29,69(1,0169 - 2\xi)(1 - \xi) + \varepsilon_s [0,0778(3 - \xi)(1 - \xi) + 0,0396(\xi - 0,1073)(\xi - 0,3219)] \quad (5.18)$$

W tabeli 5.25 zestawiono obliczone teoretycznie i ustalone doświadczalnie wartości odkształceń w stali w przekroju, gdzie powstała pierwsza rysa – ε_0 oraz tam, gdzie powstały kolejne – ε_s . Obliczenia teoretyczne ε_s bazują na równaniach (5.18) i (5.17).

Tabela 5.25. Porównanie wartości odkształceń w stali w przekrojach przez rysy

Table 5.25. Comparison of concrete strain values in cracked section

Moment zginający kNm	Wartości teoretyczne			Wartości doświadczalne	
	ξ	ε_0 , $\mu\text{m/m}$	ε_s , $\mu\text{m/m}$	ε_0 , $\mu\text{m/m}$	ε_s , $\mu\text{m/m}$
3,393	0,3841	529	497	546	374
3,589	0,3805	560	526	586	465
3,775	0,3773	589	554	621	555
4,1505	0,3716	647	610	695	667
4,534	0,3667	707	668	782	778
4,912	0,3624	766	724	862	876

Wyniki zestawione w tabeli potwierdzają, że przyjęcie takiej hipotezy było właściwe. Regularne różnice między teoretyczną a doświadczalną wartością ε_0 mogą wynikać z lokalnie mniejszych powierzchni zbrojenia po sfrezowaniu. W obliczeniach przyjęto $d_{\text{nom}} = 16,3$ mm. Przyjęcie $d_{\text{nom}} = 15,1$ mm (7% różnicy) dawałoby prawie idealną zgodność.

Warto również zwrócić uwagę, że przy poziomie obciążenia $M = 4,53$ kNm, tzn. $M \approx 1,6 M_{cr}$ różnice między ε_s i ε_0 praktycznie zanikają. Dalszą analizę można prowadzić już w ten sposób jakby wszystkie rysy były „takie same”. Oznacza to, że można już przy formułowaniu równań równowagi (warunków brzegowych) pomijać wpływ betonu w strefie rozciąganej.

5.4.5. Zmiany sztywności analizowane na bazie związków przyczepności

Wykorzystanie związków przyczepności pozwala w sposób spójny obliczać również zmiany sztywności elementu (belki), wywołane powstaniem i rozwojem rys. Korzystając z równania (4.81), aktualną wartość sztywności na zginanie można zapisać w następującej postaci:

$$B(x) = \frac{M(x)[1 - \xi(x)]}{\varepsilon_s(x)} \quad (5.19)$$

Dzięki zależności (5.9) wyznacza się zmiany sztywności $B(x)$ badanej belki, znając postać $\xi(x)$.

$$B(x) = E_{cm} \frac{bd^3}{3} [1,2474\xi^2(x) - 0,0629\xi(x) + 0,04934] \quad (5.20)$$

W praktyce inżynierskiej operuje się pojęciami sztywności B_I i B_{II} , odpowiadającymi odpowiednio fazie pierwszej – niezarysowanej i fazie drugiej – pełnemu zarysowaniu. Można je łatwo obliczyć ze wzoru (5.20), wstawiając za $\xi(x)$ odpowiednio $\xi_I = 0,5776$ i $\xi_{II} = 0,3044$. Otrzymuje się wtedy $B_I = 0,143E_{cm}bd^3$ i $B_{II} = 0,0486E_{cm}bd^3$. Obliczone w ten sposób wartości są ekstremami. Aby obliczyć sztywność belki odpowiadającą określonemu poziomowi obciążenia, trzeba podać zależność funkcyjną $\xi(x)$. W tym celu przekształca się równanie (5.9) do postaci

$$1,2474\xi^2 + \xi \left[\frac{3M}{E_{cm}bd^2\varepsilon_s} - 0,0629 \right] + 0,04934 - \frac{3M}{E_{cm}bd^2\varepsilon_s} = 0 \quad (5.21)$$

Jest to równanie kwadratowe ze względu na $\xi(x)$. Jego rozwiązanie można zapisać w postaci

$$\xi(x) = \frac{0,0629 - \frac{3M}{E_{cm}bd^2\varepsilon_s(x)} + \sqrt{\Delta(x)}}{2,4948} \quad (5.22)$$

gdzie

$$\Delta(x) = \left[\frac{3M}{E_{cm}bd^2\varepsilon_s(x)} - 0,0629 \right]^2 - 4,9896 \left[0,04934 - \frac{3M}{E_{cm}bd^2\varepsilon_s(x)} \right] \quad (5.23)$$

Algorytm postępowania, mający na celu wyznaczenie zmian $B(x)$ jest następujący:

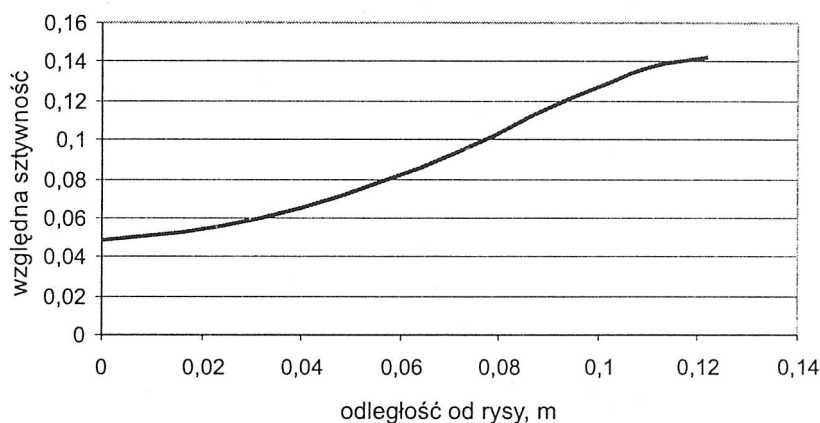
- na bazie związków przyczepności ustala się funkcyjną zależność $\varepsilon_s(x)$,
- korzystając z równań (5.22) i (5.23) wyznacza się $\xi(x)$,
- sztywność $B(x)$ oblicza się z zależności (5.20).

Ze względu na charakter tych równań stosuje się procedury numeryczne.

Zmiany sztywności wywołane powstaniem rys

W momencie powstania rysy przebieg odkształceń w stali dany jest równaniem (5.11), a rozkład $\xi(x)$ pokazany jest na rysunku 5.53. W efekcie zastosowania opisanego algorytmu postępowania otrzymuje się ostatecznie przebieg zmian sztywności, pokazany na rysunku 5.59. Na osi pionowej zaznaczone są względne wartości B ,

tn. $B/(E_{cm}bd^3)$. Współrzędna $x = 0$ odpowiada miejscu, gdzie utworzyła się rysa, natomiast w przekroju $x = a = 0,1218$ m przyczepność pozostaje idealna. Jest to sytuacja dokładnie odpowiadająca zarysowaniu. Jeżeli zmieniającą się wartość $B(x)$ na tym odcinku zastąpi się średnią w sensie całkowym, to otrzyma się $B_{cr,m} = 0,0884E_{cm}bd^3$. Stanowi ona zaledwie około 62% sztywności tej samej belki przed zarysowaniem. Dotyczy to oczywiście belki obciążonej w ten sposób, że wartość momentu jest stała na całej jej długości. Przy innym przebiegu momentów spadek sztywności byłby mniejszy, ale i tak istotny. Można również brać pod uwagę fakt, że pierwsza rysa nie musi od razu sięgać osi obojętnej, co nieco zwiększa sztywność, ale jednocześnie trzeba by wtedy uwzględnić, że w przekroju $x = a$ powstaje jednak rysa o niewielkim zasięgu.



Rys. 5.59. Przebieg zmian sztywności w chwili zarysowania

Fig. 5.59. Distribution of stiffness changes at cracking loading

Ogólnie można stwierdzić, że spadek sztywności występujący w chwili zarysowania jest znaczny, ale normy projektowania i większość teorii praktycznie to zjawisko pomijają. Warto również zwrócić uwagę, że dzięki wykorzystaniu związków przyczepności można uwzględnić wpływ rozstawu rys (długość odcinka a) na sztywność. Intuicyjnie czujemy, że jeśli porównać dwie bardzo podobne belki, to spadek sztywności będzie większy, jeżeli ich liczba będzie większa (pozostałe ważne parametry będą takie same lub mocno zbliżone).

Zmiany sztywności przy stabilnym rozwoju rys

Ze wzrostem obciążenia następuje stopniowy wzrost odkształceń w „drugiej” rysie, usytuowanej w przekroju o współrzędnej $x = a$. Na podstawie wyników zamieszczonych w tabeli 5.25 można stwierdzić, że proces wyrównywania się odkształceń w stali

w rysach trwa do czasu osiągnięcia poziomu równego około $M \approx 1,6 M_{cr}$. Towarzyszy temu oczywiście stopniowy spadek sztywności. Z punktu widzenia zarówno teoretycznego, jak i praktycznego, bardziej interesujące są natomiast zmiany sztywności po przekroczeniu tego poziomu, kiedy odkształcenia w stali we wszystkich rysach są praktycznie równe. W tabeli 5.26 zestawione są między innymi wartości parametru przyczepności g , otrzymane na podstawie bezpośrednich pomiarów odkształceń w stali przy wzrastającym poziomie obciążenia. Zgodnie z założeniami teoretycznymi wartość ta stopniowo maleje, aby po dotarciu przez $\tau_{b, \max}$ do przekroju $x_{\max} \approx 0,5a$ ustabilizować się. Można na podstawie analizy zawartych w tabeli wartości przyjąć, że następuje to przy obciążeniu $M = 5,28 \text{ kNm}$, tzn. $M \approx 1,87 M_{cr}$.

Analizę zmian sztywności prowadzi się na bazie opisanego już algorytmu, a jedynie różnica wynika z innej, odpowiadającej temu etapowi obciążenia, postaci zależności $\varepsilon_s(x)$. Na rysunku 5.59 przedstawione są przebiegi zmian sztywności, obliczone dla danych z tabeli 5.26 przy założeniu, że $\varepsilon_s(x=0) = \varepsilon_s(x=a) = \varepsilon_0$. Towarzyszą im prezentacje ich aproksymacji, uzyskanych za pomocą wielomianów trzeciego stopnia. Zgodność jest bardzo dobra, a dodatkowo na uwagę zasługuje regularność krzywych odpowiadających kolejnym poziomom obciążenia.

Tabela 5.26. Zestawienie parametrów przyczepności uzyskanych na podstawie pomiarów tensometrycznych

Table 5.26. List of bond parameters obtained from strain gauges measurements

M, kNm	g , $\text{m}^{-1,4}$	ε_0 , $\mu\text{m}/\text{m}$	$x_{\max}$, m	$\tau_{b, \max}$, MPa
3,589	0,1441	539	0,040	4,65
3,775	0,1348	578	0,042	4,73
4,151	0,1267	613	0,044	4,78
4,534	0,1176	684	0,046	5,02
4,912	0,1109	771	0,048	5,40
5,290	0,1038	849	0,051	5,66
5,677	0,1008	926	0,052	6,03
6,047	0,0995	1016	0,052	6,53
6,427	0,0970	1113	0,053	7,01
6,809	0,0943	1196	0,054	7,36

W tabeli 5.27 zestawiono odpowiadające tym przebiegom wartości średniej względnej sztywności $B/(E_{cm}bd^3)$. Wzrost obciążenia powoduje jej stopniowy spadek. Gdy obciążenie $M \approx 1,6M_{cr}$, sztywność belki stanowi już tylko 36% sztywności początkowej belki, a gdy $M > 2,2M_{cr}$, wówczas można przyjąć, że sztywność belki jest już porównywalna ze sztywnością B_{II} (jest większa o zaledwie kilka procent). Jest to wynik nieco „gorszy” niż uzyskiwany z obliczeń prowadzonych zgodnie z postanowieniami EC2.

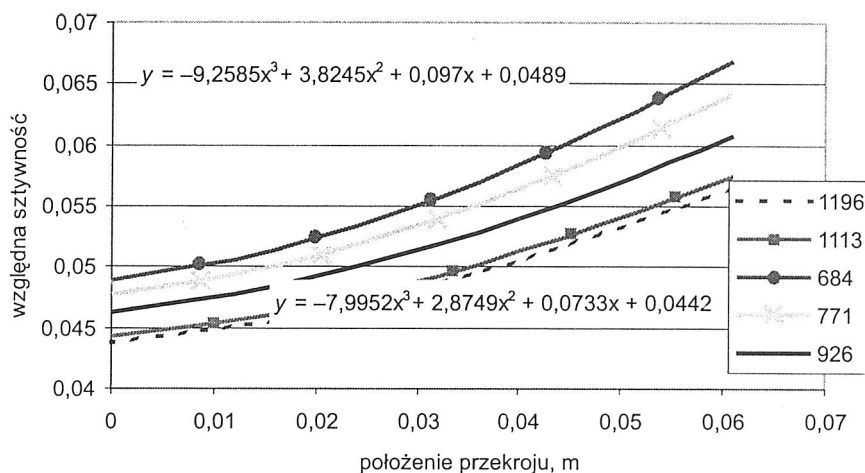
Rys. 5.60. Wyniki aproksymacji krzywych sztywności $B(x)$

Fig. 5.60. Results of stiffness curves approximation

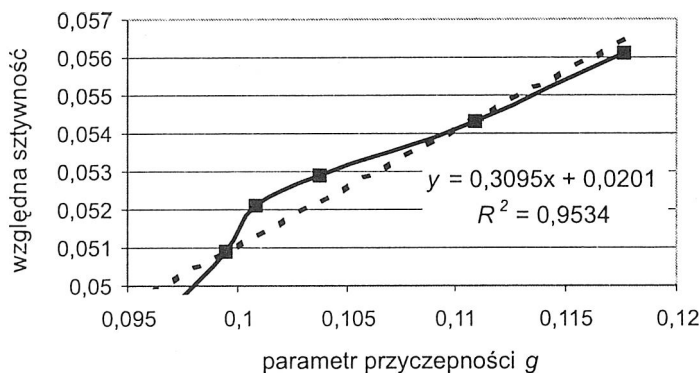
Tabela 5.27. Zestawienie średnich względnych sztywności belki w funkcji obciążenia

Table 5.27. List of relative average stiffness' values in function of level loading

$\tau_{b, \max}$, MPa	g , $m^{-1,4}$	$-\frac{4g}{d_b(1+\alpha)}$	ε_0 , $\mu m/m$	$B/(E_{cm}bd^3)$
4,53	0,1176	20,99995	684	0,0561
4,91	0,1109	19,80352	771	0,0543
5,29	0,1038	18,53567	849	0,0529
5,27	0,1008	17,99996	926	0,0521
6,05	0,0995	17,76781	1016	0,0509
6,43	0,0970	17,32139	1113	0,0495
6,81	0,0943	16,83925	1196	0,0488

Analiza zmian sztywności bazująca na związkach przyczepności pozwala uwzględnić wpływ wielu czynników na zmiany sztywności, w tym również tych, które nie występują w klasycznej analizie. Jeden z takich przykładów pokazano na rysunku 5.61. Wynika z niego, że wzrost średniej wartości sztywności można osiągnąć między innymi dzięki wzrostowi wartości parametru przyczepności g . Jest on, co prawda, również malejącą funkcją obciążenia, ale jego początkowa wartość zależy od poziomu $\tau_{b, \max}$, które mogą zostać wygenerowane po powstaniu rys. Poprawa warunków przyczepności wpływa więc pozytywnie na ograniczenie ugięć. Innym aspektem zagadnienia jest rozstaw rys. W pewnym uproszczeniu można przyjąć, że jeżeli tylko ich szerokość nie jest większa od dopuszczalnej, to mniejsza liczba rys, o nawet więk-

szej szerokości rozwarcia jest korzystniejsza niż duża ich liczba. W istocie problem jest nieco bardziej złożony, ponieważ o ich układzie decyduje również wartość parametrów przyczepności.



Rys. 5.61. Zależność pomiędzy parametrem przyczepności g a względną sztywnością belki

Rys. 5.61. Dependence between bond parameter g and relative stiffness

5.4.6. Analiza wpływu zbrojenia usytuowanego w dwóch rzędach

W celu zweryfikowania poglądów na wpływ wywierany na zjawisko przyczepności przez sąsiadujący pręt, wykonano belkę B4 zbrojoną między innymi dwoma „połówkami” $\phi 10$. Otulenie dolnego zbrojenia i odległość w świetle pomiędzy tymi prętami, były równe i wynosiły 15 mm. Pomiary odkształceń wykonywano zarówno na obu prętach jak i na betonie. Usytuowanie tensometrów umożliwiała mierzenie odkształceń w betonie znajdującym się pomiędzy zbrojeniem, przy krawędzi belki oraz w dwóch rzędach usytuowanych na dolnej powierzchni elementu. Pierwszy z nich był bezpośrednio pod zbrojeniem, a drugi w okolicach osi podłużnej belki. Podobnie jak podczas badań belki B1 korzystano również z obserwacji odkształceń warstwy elastooptycznej, obejmującej całą wysokość belki. Wszystkie pomiary dotyczyły tego fragmentu, w którym aktualna wartość momentu zginającego była stała.

Powstawanie rys i kształtowanie się przyczepności wtórnej

Istota równań równowagi jest w pełni analogiczna do tychże samych równań, sformułowanych dla belki B1. Ich szczegółowa postać podana jest wzorami (5.24) i (5.25).

$$\varepsilon_{ct}(1,194 - \xi)(1,0746 - \xi) = \varepsilon_s(\xi^2 + 0,2142\xi - 0,1499) \quad (5.24)$$

$$35,88(1,0746 - \xi)M = \varepsilon_s(1,3011\xi^2 - 0,04405\xi + 0,03615) \quad (5.25)$$

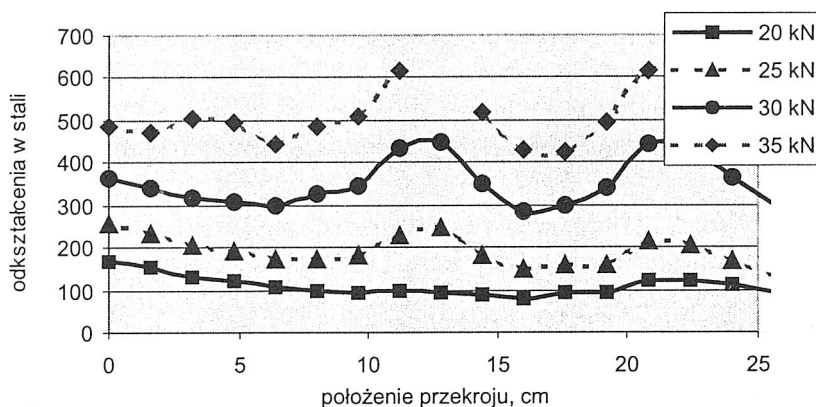
We wzorach tych ε_{ct} jest odkształceniem w skrajnych rozciąganych włóknach betonu a ε_s odkształceniem w zbrojeniu w dolnym rzędzie. Oba są wyrażone w $\mu\text{m/m}$. Moment jest natomiast wyrażony w kNm. Postępując identycznie jak w rozdziale 5.4.2, można wyznaczyć teoretyczną wartość momentu rysującego oraz związane z tym wartości odkształceń w stali. W tabeli 5.28 zestawiono charakterystyki odpowiadające zarówno przekrojowi niezarysowanemu, jak i w pełni oraz częściowo zarysowanemu, to znaczy takiemu, w którym rysa dotarła do drugiego rzędu zbrojenia.

Tabela 5.28. Odkształcenia w różnych stadiach zarysowania

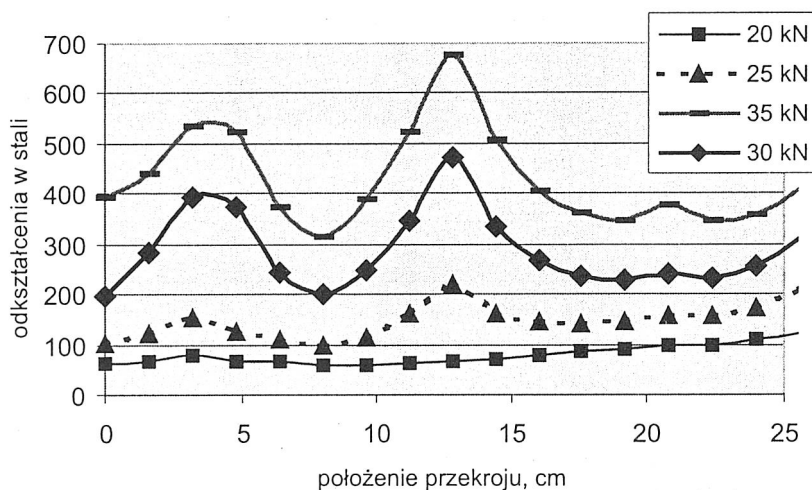
Table 5.28. Deformations in different phases of cracking

Charakterystyki przekroju	Względne położenie osi obojętnej	Odkształcenie w stali w pierwszym rzędzie, $\mu\text{m/m}$	Odkształcenie w stali w drugim rzędzie, $\mu\text{m/m}$
Przekrój niezarysowany	0,6055	93	64
Przekrój częściowo zarysowany	0,4382	268	205
Przekrój całkowicie zarysowany	0,2947	553	447

Wartości obliczone teoretycznie wykazują dobrą zgodność z rezultatami badań doświadczalnych. Na rysunkach 5.62 i 5.63 pokazane są przebiegi odkształceń w stali na początkowym etapie zarysowania. Obliczeniowa wartość momentu rysującego wynosiła $M_{cr} = 2,2$ kNm, co odpowiadało obciążeniu równemu $P_{cr} = 22 \pm 2$ kN. Na rysunkach widoczne jest pojawienie się wyraźnego ekstremum podczas wzrostu obciążenia od poziomu $P = 20$ kN do $P = 25$ kN. Towarzyszące zarysowaniu odkształcenia w prętach zbrojeniowych, zarejestrowane przez tensometry, doskonale odpowiadały wartościom teoretycznym, wyznaczonym przy założeniu częściowego zarysowania przekroju. Dla belki tej, podobnie jak i dla B1, charakterystyczne jest praktycznie równoczesne powstanie obu rys i bardzo zbliżone do siebie wartości odkształceń w stali w tych przekrojach. W odniesieniu do dolnego rzędu zbrojenia można wręcz stwierdzić, że są one równe. Odnośnie do całego początkowego procesu powstawania i rozwoju rys nie zauważa się jakichkolwiek różnic jakościowych w porównaniu z belką B1.



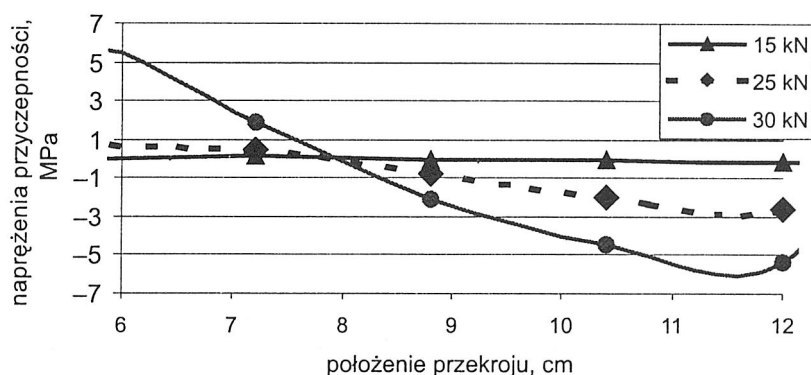
Rys. 5.62. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) w dolnym rzędzie zbrojenia
 Fig. 5.62. Steel strains ($\mu\text{m/m}$) distribution in lower level of reinforcement



Rys. 5.63. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) w górnym rzędzie zbrojenia
 Fig. 5.63. Steel strains ($\mu\text{m/m}$) distribution in higher level of reinforcement

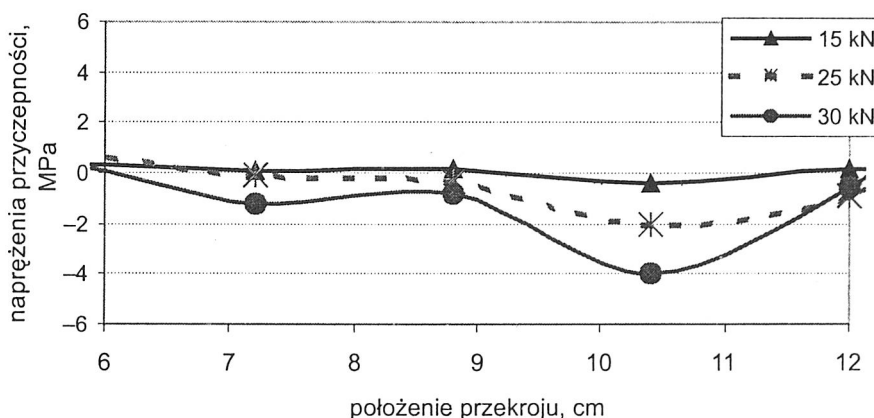
Można jedynie zaryzykować twierdzenie, że zastosowanie zbrojenia ułożonego w dwóch rzędach korzystnie wpływa na regularność rozwoju zarysowania (por. rys. 5.55 i rys. 5.63). Kolejnych porównań można dokonać, analizując typowe przebiegi naprężeń przyczepności w przekrojach położonych w sąsiedztwie rysy przy poziomach obciążenia zbliżonych do rysującego. Nawet pobieżna analiza rysunków 5.64 i 5.65 pozwala stwierdzić, że rozkłady naprężeń przyczepności w drugim, górnym rzędzie są zdecydowanie bardziej regularne niż w dolnym. Te ostatnie, swoimi lokal-

nymi zaburzeniami, przypominają sytuacje panujące w belce B1 (rys. 5.66). Jest to kolejne potwierdzenie spostrzeżenia, że występowanie drugiego rzędu zbrojenia prowadzi do poprawy regularności przebiegu rys. Maksymalne wartości naprężeń przyczepności, które są generowane w momencie pojawienia się rysy są rzędu 2–3 MPa, przy czym większe z nich występują w belce B1 i górnym zbrojeniu belki B4. Wzrost obciążenia powoduje przyrost tych maksymalnych wartości do poziomu 5–6 MPa. Widać, że procesy kształtowania się przyczepności w belce B1 i w górnym rzędzie zbrojenia belki B4 są praktycznie bardzo do siebie zbliżone.



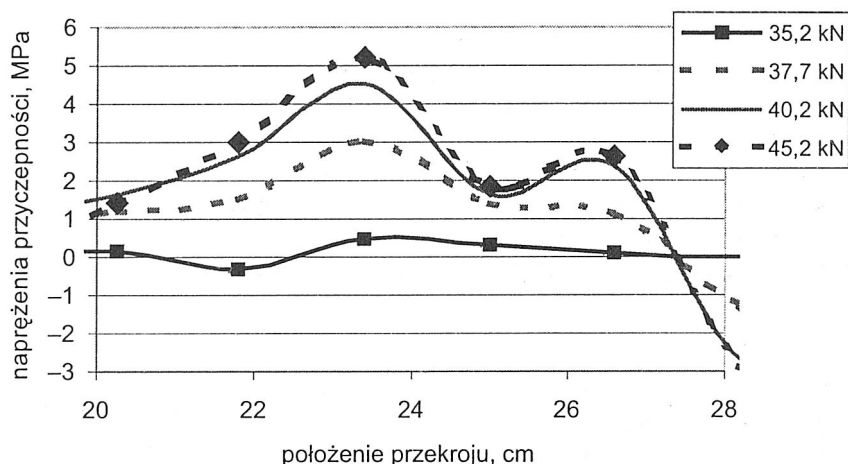
Rys. 5.64. Przebieg naprężeń przyczepności w górnym rzędzie zbrojenia

Fig. 5.64. Bond stress distribution in higher level of reinforcement



Rys. 5.65. Przebieg naprężeń przyczepności w dolnym rzędzie zbrojenia

Fig. 5.65. Bond stress distribution in lower level of reinforcement

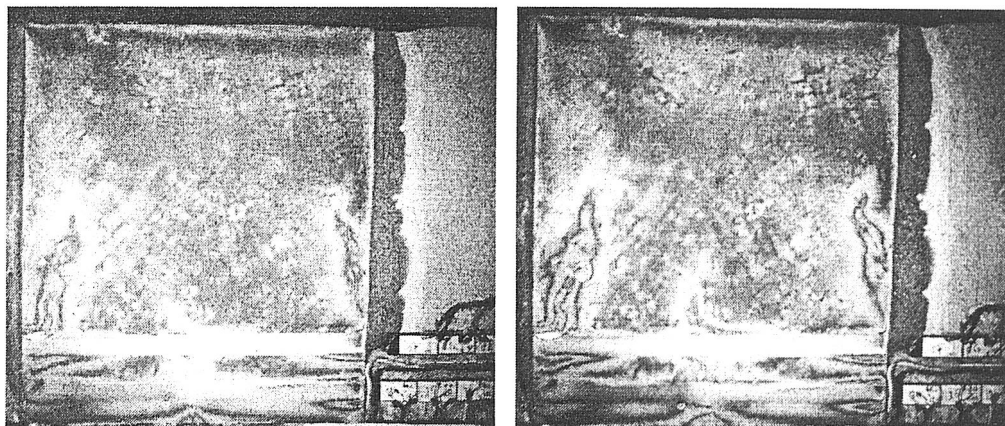


Rys. 5.66. Przebieg naprężeń przyczepności w belce zbrojonej wyłącznie w jednym rzędzie

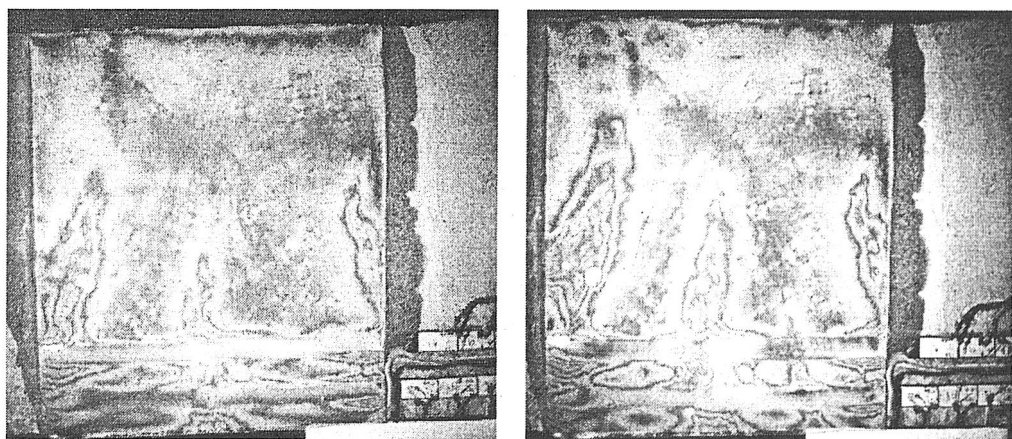
Fig. 5.66. Bond stress distribution in a beam with only one level of reinforcement

Rozwój zarysowania obserwowano również korzystając z własności powłoki elastooptycznej. Szczególnie przydatna była ona przy śledzeniu powstawania i rozwoju rys wewnętrznych. Na rysunku 5.67 widoczny jest fragment układu rys, który powstał przy obciążeniach równych 35 kN – po lewej stronie i 40 kN – po prawej stronie. Przy tym poziomie obciążenia utworzył się załazek rysy wewnętrznej. Gdy obciążenie wynosi 40 kN, jest ona już wyraźnie widoczna – znajduje się mniej więcej w połowie odległości między rysami pierwszego rzędu. Warto zauważyć, że obie te rysy są do siebie bardzo podobne, mają praktycznie identyczny zasięg i powstały przy tym samym poziomie obciążenia, przekraczającym nieco 20 kN. Rysa wewnętrzna praktycznie natychmiast przekształciła się w rysę drugiego rzędu, co potwierdza przewidywania teoretyczne. O charakterze tej rysy można wnioskować z poziomu obciążenia, przy którym powstała. Jest ono prawie o 100% większe od rysującego. Dodatkowym argumentem na potwierdzenie tej tezy jest niski poziom rejestrowanych przy tym poziomie obciążenia odkształceń w betonie (tab. 5.29 i 5.30).

Dalszy wzrost obciążenia prowadzi do rozwoju rysy drugiego rzędu. Zwiększa ona swój zasięg, pozostając jednak zdecydowanie krótszą niż sąsiednie rysy pierwszego rzędu. Na rysunku 5.68 pokazany jest układ rys, który wystąpił przy obciążeniach z przedziału 55–70 kN. Rozwojowi rysy drugiego rzędu towarzyszy lokalne odspojenie betonu i zniszczenie przyczepności. Jest to widoczne w postaci izochrom, usytuowanych tuż ponad zbrojeniem i tworzących „podstawę” rysy. Warto również zauważyć, iż przy obciążeniach zbliżonych do niszczących mogą pojawiać się kolejne rysy wewnętrzne. Są one już jednak zdecydowanie mniejsze.



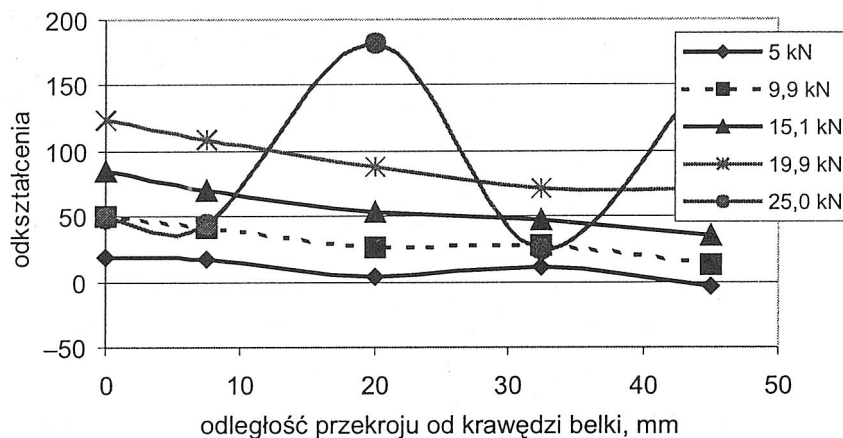
Rys. 5.67. Początki kształtowania się rys wewnętrznych
Fig. 5.67. The very beginning of internal crack



Rys. 5.68. Stopniowy rozwój rysy wewnętrznej i tworzenie się kolejnej
Fig. 5.68. Progressive development of an internal crack and arising of another one

Kształtowanie się odkształceń w betonie

Jednym z powodów, dla których badano belkę ze zbrojeniem ułożonym w dwóch rzędach, była chęć ustalenia, na ile istotne jest wzajemne oddziaływanie prętów na beton. Badano to zjawisko, śledząc zmiany odkształceń w betonie usytuowanym ponad górnym zbrojeniem, pomiędzy prętami, poniżej dolnego pręta oraz na dolnej powierzchni belki. Do czasu powstania rys przebieg odkształceń w betonie i w zbrojeniu był zgodny z założeniami prawa płaskich przekrojów (rys. 5.69).

Rys. 5.69. Przebieg odkształceń ($\mu\text{m/m}$) w przekrojuFig. 5.69. Strains ($\mu\text{m/m}$) distribution in cross section

Przy obciążeniu równym $P = 19,9 \text{ kN}$ odkształcenia w betonie w skrajnych włókach – na dolnej powierzchni belki – osiągnęły maksymalną wartość równą (w zależności od lokalizacji przekroju) $0,124\text{--}0,134\%$. Powstaniu rys towarzyszył spadek odkształceń w betonie na wszystkich poziomach i we wszystkich przekrojach, niezależnie od ich położenia (odległości) względem miejsca powstania rys. Obserwowano również przyrost odkształceń w stali – punkt o współrzędnej $x = 20$ na rysunku 5.69. Dalszy stopniowy przyrost obciążenia wiązał się już z różnicowaniem się zachowania betonu. W tabeli 5.30 zestawiono odkształcenia w nominalnej strefie rozciąganej belki w przekroju usytuowanym w niewielkiej odległości od rys. W tym miejscu w betonie wszystkie tensometry, znajdujące się na bocznej powierzchni belki, wykazywały występowanie mniejszych lub większych odkształceń rozciągających. Ich wartości w betonie usytuowanym poniżej dolnego zbrojenia były zdecydowanie większe w porównaniu z betonem znajdującym się pomiędzy prętami. Sięgały one jednak zaledwie $45\text{--}50\%$ wartości maksymalnych, a wzrost obciążenia w przedziale od około 25 do 40 kN nie wpływał na ich zauważalny wzrost. Osiągnięcie poziomu, przy którym zaczęły pojawiać się rysy wewnętrzne, powodowało dalszy skokowy spadek wartości odkształceń w betonie do poziomu $25\% \varepsilon_{ct, ult}$. Można sformułować hipotezę, że wartość siły rozciągającej transferowanej ze stali na beton jest w pewnych przedziałach obciążeń stała, a wzrostowi obciążenia towarzyszą skokowe jej spadki. Obserwacje te wskazują na mniejszą niż ogólnie się przyjmuje rolę betonu rozciąganego, znajdującego się w obszarach między rysami i tym samym rolę przyczepności. W odniesieniu do betonu usytuowanego pomiędzy prętami zbrojeniowymi można wręcz stwierdzić, że jego udział jest praktycznie pomijalny. W ostatniej kolumnie tabeli 5.30 zestawiono odkształcenia w betonie usytuowanym na dolnej powierzchni

belki pod osią zbrojenia. Bardzo charakterystyczne jest pojawienie się odkształceń ściskających w chwili, kiedy zaczynają się tworzyć rysy wewnętrzne.

Tabela 5.29. Zestawienie odkształceń w przekroju w pobliżu rysy

Table 5.29. List of strains values in cross section near a crack

Obciążenie, kN	Odległość przekroju od dolnej krawędzi, mm				
	45	32,5	20	7,5	0
	Odkształcenia, $\mu\text{m/m}$				
	Stal	Beton	Stal	Beton	Beton
5	-3	11	4	18	19
12,3	21	38	39	54	66
15,1	36	48	54	70	85
19,9	71	71	88	108	124
25,0	160	25	182	44	49
30,2	334	0	348	58	39
35,4	506	0	516	56	17
40,2	638	8	647	53	-4
45,4	758	2	789	33	-33
50,0	843	10	894	34	-36
60,4	1061	15	1130	27	-43
70,2	1235	27	1326	29	-47

Tabela 5.30. Zestawienie odkształceń w przekroju pomiędzy rysami

Table 5.30. List of strains values in cross section between cracks

Obciążenie, KN	Odległość przekroju od dolnej krawędzi, mm					
	45	32,5	20	7,5	0	Spód belki
	Odkształcenia, $\mu\text{m/m}$					
	Stal	Beton	Stal	Beton	Beton	Beton
5	-4	16	4	25	29	24
12,3	21	48	40	68	74	64
15,1	32	61	57	87	94	78
19,9	61	88	95	124	134	101
25,0	162	24	161	42	31	28
30,2	348	-6	298	-9	-10	3
35,4	523	-21	426	-47	-34	5
40,2	651	-30	532	-64	-40	37
45,4	763	-33	653	-74	-43	46
50,0	850	-28	746	-74	-41	51
60,4	1066	-26	963	-81	-41	49
70,2	1243	-17	1148	-80	-36	49

W tabeli 5.30 zestawiono odkształcenia w betonie i stali w przekroju znajdującym się pomiędzy rysami. W ostatniej kolumnie podano wartości odkształceń w betonie znajdującym się na spodzie belki w pobliżu jej osi podłużnej, a więc w sporej odległości od zbrojenia. Analizując dane z tej tabeli, można uzupełnić zaprezentowane już poprzednio wnioski. Powstanie rys spowodowało początkowo znaczący spadek odkształceń w betonie we wszystkich miejscach pomiarowych. W przypadku obciążenia wynoszącego 30 kN w betonie usytuowanym przy zbrojeniu pojawiają się odkształcenia ściskające. Jedynie na dolnej powierzchni belki w tej części, gdzie wpływ zbrojenia nie występuje, mamy dalej do czynienia z rozciąganiem. Po powstaniu rys wewnętrznych sytuacja ulega stabilizacji w tym sensie, że wartości odkształceń ulegają już tylko niewielkim zmianom.

Reasumując, można stwierdzić, że właśnie charakter odkształceń w betonie jest wskaźnikiem, który najwyraźniej ukazuje różnice między zachowaniem elementu zbrojonego pojedynczym prętem a sytuacją, kiedy zbrojenie rozciągane umieszczone jest w dwóch rzędach. Zbrojenie i towarzyszące mu dodatkowe odkształcenia „zaburzają” stan odkształceń w betonie w bezpośrednim jego sąsiedztwie. W skrajnych sytuacjach prowadzą do pojawienia się odkształceń ściskających. Nie przekłada się to wprost na pogorszenie warunków przyczepności, ale wpływa negatywnie na stan zarysowania. Rozstawy rys stają się większe i w konsekwencji większe są szerokości ich rozwarcia.

Literatura

- [1] Jankowski L., Pędziwiatr J., Styś D., *Wybrane zagadnienia związane z badaniem przyczepności betonu i stali*, XVIII Sympozjum Mechaniki Eksperymentalnej Ciała Stałego, PTMTS, Jachranka 1998, s. 217–222.
- [2] Jankowski L., Pędziwiatr J., Styś D., *Analiza przyczepności w mimośrodowo rozciąganych elementach żelbetowych*, VII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania, Kielce 1999, s. 169–176.
- [3] Pędziwiatr J., *Cracking behavior of eccentric tension members*, Proceedings of Analytical Models and New Concepts in Concrete Structures, Wrocław 1999, s. 223–228.
- [4] Pędziwiatr J., Styś D., Hoła J., *Study of the transfer of tensile forces by bond in eccentric reinforced concrete members*, 13th European Conference on Fracture, San Sebastian 2000, CD-ROM.
- [5] Nielsen C., Bićanić N., *Radial fictitious cracking of thick-walled cylinder due to bar pull-out*, Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 3, 2002, s. 215–221.
- [6] Lundgren K., Magnusson J., *Three-Dimensional Modeling of Anchorage Zones in RC*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 7, 2001, s. 693–699.
- [7] Jankowski L., Pędziwiatr J., Styś D., *Analiza zjawisk towarzyszących zarysowaniu elementów żelbetowych zginanych i mimośrodowo rozciąganych*, VIII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania, Kielce 2001, s. 175–182.
- [8] Pędziwiatr J., Styś D., *Study of the transfer of tensile forces by bond in reinforced concrete members*, Concrete and Concrete Structures – 3rd International Conference, Zilina 2002, s. 259–264.
- [9] Tepfers, R. *Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars*, Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, 1979, s. 3–12.

- [10] Cairns J., Jones K., *An Evaluation of the Bond-Splitting Action of Ribbed Bars*, ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 1, January–February 1996, s. 10–19.
- [11] Tepfers, R., Olsson P., *Ring Tests for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars*, Proc. Int. Conf. “Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.89–1.99.
- [12] Pędziwiatr J., Minch M., *Metoda szacowania wpływu obciążeń cyklicznych na zmiany szerokości rozwarcia rys*, XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1997, s. 139–146.
- [13] Pędziwiatr J., *The influence of cyclic loading on the bond between concrete and steel bars*, Arch. Of Civ. Mech. Eng., 2005, Vol. 5, No. 3, s. 43–58.
- [14] Pędziwiatr J., Minch M., *Bond-slip model calculations the width of crack under cyclic loading*, Proceedings of Analytical Models and New Concepts in Concrete Structures, Łódź 1996, s. 305–310.
- [15] Gambarowa P., Rosati P., Sharif O., *Bond and Splitting in Reinforced Concrete*, Proceedings, Proc. Int. Conf. “Bond in Concrete: from Research to Practice”, Riga 1992, s. 1.48–1.57.
- [16] Pędziwiatr J., Styś D., *Wybrane zagadnienia przyczepności stali do betonu na przykładzie belek zginanych*, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2003, s. 71–78.

6. Perspektywy i kierunki dalszych badań nad zjawiskiem przyczepności

6.1. Uwagi ogólne

Badania nad zjawiskiem przyczepności są nadal intensywnie prowadzone na całym świecie. Obserwuje się jednak pewien spadek zainteresowania nimi. Szczególnie dotyczy to USA, w których górę biorą opracowania nastawione na praktykę inżynierską. Bardzo często są to analizy syntezy lub porównujące wyniki różnego rodzaju badań prowadzonych w przeszłości [1]. W tym celu wykorzystywane są stworzone i stale uzupełniane bazy danych. Z prywatnych rozmów wynika, że w USA praktycznie nie przyznaje się już grantów na badania nad przyczepnością, prowadzone na krótkich próbkach. Nie wiąże się to jednak z jakimś zauważalnym zwiększeniem liczby prac wykorzystujących bardziej złożone elementy. Można domniemywać, że stan taki jest skutkiem pewnego rozczarowania efektami wieloletnich badań, które – mimo ogromnych nakładów pracy i pieniędzy – nie spowodowały zmian w praktyce inżynierskiej [2].

Również w Europie coraz częściej nawołuje się do mniej lub bardziej radykalnych zmian w podejściu do badań nad przyczepnością. Nie neguje się konieczności ich prowadzenia, lecz wręcz przeciwnie – podkreśla się wzrost ich znaczenia, związany ze zmianami w technologii betonu i stali zbrojeniowej. Uwzględnia się też kolejne praktyczne aspekty problemu, takie jak wpływ korozji, wstępnych zabezpieczeń antykorozyjnych prętów itp. [3]. Podstawową słabością badań są przyjmowane do nich modele i elementy próbne. Problem ten opisano szczegółowo w rozdziale drugim. Bliższe analizy wykazały, że brak jest korelacji między wynikami badań prowadzonych dla tych samych parametrów, ale za pomocą różnych testów. Konsekwencją takich konstatacji są postulaty wprowadzenia w Europie nowych standardów badań w sensie zarówno elementów próbnych, jak i procedury postępowania [4].

O słabości dotychczasowych badań świadczy znikomy ich wpływ na ogólnie akceptowaną praktykę inżynierską. Nawet najnowsze wydania norm – EC2 [5]

i ACI 318-02 [6] – zawierają zasady postępowania i zalecenia, które wynikają z rezultatów badań prowadzonych ponad trzydzieści lat temu! Większość z nich nie przystaje już do obecnego etapu rozwoju praktyki budowlanej. Dotyczy to szczególnie stosowania betonów o specyficznych własnościach, ale nie tylko. Można to jedynie w niewielkim stopniu wytłumaczyć tradycyjnym konserwatywnym charakterem norm i zaleceń projektowych. Główną przyczyną należy raczej upatrywać w nieadekwatności prowadzonych badań do rzeczywistych warunków, panujących w konstrukcjach. Nawet w odniesieniu do najbardziej klasycznych problemów, na przykład wyznaczenia podstawowych długości zakotwienia, prowadzone badania nie doprowadziły do istotnych uściśleń. Nadal nie można w miarę jednoznacznie określić, na ile i kiedy przyjmowane rozwiązania są konserwatywne, a kiedy zbyt optymistyczne. W zależności bowiem od wielu czynników mamy do czynienia z jedną lub drugą sytuacją.

O rozczarowaniu można też mówić, gdy ocenia się możliwości zastosowania teorii i badań związanych z przyczepnością w praktycznej analizie procesów zarysowania. Chodzi tu przede wszystkim o możliwość wiarygodnego i w miarę uniwersalnego obliczania szerokości rozwarcia rys. Oczekiwania w tym obszarze zastosowań były bardzo duże. Niejako naturalnie kojarzy się szerokość rozwarcia rysy z poślizgiem zbrojenia, wywołanym zniszczeniem pierwotnej przyczepności. Spodziewano się, że semiempiryczne formuły, funkcjonujące w różnych publikacjach, normach itp., można będzie zastąpić bardziej precyzyjnymi zależnościami, uwzględniającymi ściśle związki między przyczepnością a zarysowaniem. Okazało się jednak, że praktyka negatywnie zweryfikowała dotychczasowe próby takiego ujęcia tego zagadnienia.

Podobnie zresztą wygląda sytuacja w odniesieniu do problemu ustalania zmian sztywności elementów, wywołanych powstaniem i rozwojem rys. Śladowe uwzględnienie w niektórych normach aspektów przyczepności nie stanowi satysfakcjonującego podsumowania wielu lat prowadzonych na świecie badań i analiz. Problematyka dotycząca prób zastosowania zależności opisujących zjawiska przyczepności do analizy problemów konstrukcyjnych jest szczegółowo omówiona w rozdziale trzecim. Z przedstawionych tam rozważań wynika, że nie można spodziewać się w najbliższym czasie przełomu w tej patowej sytuacji.

Należy podkreślić, że główna odpowiedzialność za taki stan rzeczy spada na dotychczasową praktykę prowadzenia badań i analiz nad zjawiskami przyczepności. Jedynie w niewielkiej mierze można to usprawiedliwiać konserwatyzmem i niechęcią do komplikacji ze strony praktyków i opiniotwórczych gron, tworzących normy i zalecenia do projektowania i wykonawstwa konstrukcji.

Za pilne zadanie trzeba uznać ustalenie dróg wyjścia z tego impasu. Pierwsze kroki są już widoczne. Polegają one na sformułowaniu postulatu, dotyczącego opracowania nowych europejskich standardów badań. Jest on jeszcze bardzo ogólny i wymaga wielu uszczegółowień. Badania autora pozwalają na przedstawienie pewnych możliwych koncepcji uzupełniających i konkretyzujących ten postulat.

6.2. Kierunki przyszłych badań

Okres prowadzenia badań na krótkich próbkach należy uznać za praktycznie zakończony. Można jedynie wyobrazić sobie takiego typu badania jako służące do jakościowych porównań w sytuacji, gdy wprowadza się do produkcji nowe typy stali lub bardzo nietypowe mieszanki betonowe. Przy krótkich odcinkach przyczepności i dużych otulinach wiarygodnie wyznacza się wyłącznie maksymalną wartość naprężeń przyczepności. Przy testowaniu nowych materiałów pozwala to na ich ulokowanie w gronie bardziej typowych, już dużo precyzyjniej przebadanych. Wydaje się też sensowne kontynuowanie w dalszym ciągu badań na krótkich elementach – takich, których otulina jest na tyle mała, że zniszczenie następuje w wyniku jej rozłupania. Głównym celem takich eksperymentów powinno być ustalenie maksymalnych wartości naprężeń przyczepności, odpowiadających takiemu typowi zniszczenia. Jest on dużo istotniejszy z praktycznego punktu widzenia. Interesującą koncepcją może być także zaprojektowanie stanowiska badawczego, aby w jednakowych warunkach były badane próbki o otulinach $c \geq 3 d_b$ oraz zdecydowanie mniejszych. Pozwoli to skorelować wartości wytrzymałości na przyczepność, otrzymywane dla zniszczenia typu wyrwanie i rozłupanie. W konsekwencji możliwe będzie praktyczne dopracowanie nowoczesnych modeli zniszczenia, uwzględniających efekty kohezji betonu i wykorzystujących elementy mechaniki kruchego pękania. Za nieporozumienie należy natomiast uznać jakiekolwiek próby zastosowania wyników badań prowadzonych na elementach o $l_b \leq 5 d_b$ do analizy przyczepności na poziomie pręta lub konstrukcji.

Ograniczone do opisanych powyżej zagadnień programy badawcze powinny być kontynuowane, ale główny nurt badań i analiz musi jednak dotyczyć zagadnień bardziej praktycznych. Zaliczają się do nich: ustalanie długości zakotwienia prętów, szerokości i rozstawu rys, zmian sztywności.

Wydaje się, że trzeba się pożegnać z myślą, iż całą tę problematykę będzie można badać na jednym typie elementu próbnego. Konsekwencją tego jest oczywiście wzrost kosztów i pracochłonność badań, ale zaletą staje się możliwość zdecydowanie lepszego odwzorowania rzeczywistości panującej w konstrukcji i tym samym praktycznego wykorzystania wyników.

Ustalenie długości zakotwienia prętów

Wiarygodne badania długości zakotwienia prętów muszą uwzględniać warunki, które występują w konstrukcji. Na podstawie własnych badań i analiz stwierdzono, że wyjściowym wymaganiem jest zgodność typów obciążeń, występujących w badanym elemencie i konstrukcji. Mówiąc prościej, wyniki otrzymane na podstawie badań elementów rozciąganych nie mają zastosowania do zakotwień prętów w elementach zginanych. Jeśli prowadzi się testy na elementach osiowo lub mimośrodowo rozciąga-

nych o małym mimośrodzie, to kluczową rolę w kształtowaniu się przyczepności i tym samym ustalaniu mechanizmów transferu sił ze stali na beton odgrywają rysy wewnętrzne. W przypadku zginania ich rola jest znacznie ograniczona, a o ich wpływie można mówić dopiero przy poziomach wyężenia zbliżonych do odpowiadających uplastycznieniu stali zbrojeniowej w przekroju. Nie jest prawdą często przyjmowane założenie, że elementem rozciągającym można stosownie zamodelować strefę rozciąganą belki zginanej. Koniecznie trzeba też przyjmować w badaniach realistyczne długości zakotwienia, zdecydowanie większe niż bardzo często spotykane $l_b \leq 5 d_b$ (szczególnie w badaniach zakładu prętów) oraz praktycznie stosowane wartości otulenia.

Warto ponadto rozróżnić sytuacje, w których ma się do czynienia z problematyką kotwienia prętów. W odniesieniu do belek może to dotyczyć następujących przypadków:

- a) pręty dolne, kotwione poza licem podpory – bardzo małe wartości momentów i duży wpływ sił tnących,
- b) pręty górne, proste, kotwione w przęśle w strefie rozciąganej,
- c) pręty górne, kotwione w przęśle w strefie ściskanej.

Ciekawych wyników można się spodziewać szczególnie w tej ostatniej sytuacji, gdy rozciągany pręt ma taką długość zakotwienia, że jego końcowy fragment jest już ściskany. W obecnej praktyce projektowej mamy z taką sytuacją stosunkowo często do czynienia.

Do badań można wykorzystać ogólny pomysł, zastosowany przez autora podczas badania belek żelbetowych. W tym przypadku w obszarze, gdzie zaprojektowano kotwienie można zlokalizować dwa pręty, z których jeden będzie sfrezowany do połowy grubości i umieszczony bezpośrednio przy licu elementu. Drugi natomiast powinien być „zwykłym” prętem usytuowanym przy drugiej krawędzi elementu z zachowaniem wszelkich wymagań i zaleceń konstrukcyjnych. Jeżeli pola powierzchni obu prętów będą takie same i identyczne będą otuliny to należy domniemywać, że ich zachowania będą również bardzo zbliżone, przynajmniej w sensie jakościowym. Ten specyficznie spreparowany i zlokalizowany pręt pozwala bezpośrednio badać zjawisko przyczepności, a w szczególności warunki transferu siły ze stali na beton.

Nie wdając się w szczegóły, trzeba podkreślić, że wyniki badań takiego elementu nie mogą jeszcze stanowić podstawy do formułowania wniosków o zachowaniu się prętów w strefie zakotwienia. Niezbędnym uzupełnieniem powinny być badania w pełni analogicznego elementu, ale zawierającego jedynie „zwykłe” pręty. Preferowanym rozwiązaniem byłoby równoczesne testowanie obu elementów. Taka koncepcja badań pozwoli z jednej strony na szczegółowe śledzenie zmian przyczepności, a z drugiej na badanie warunków zakotwienia w warunkach maksymalnie zbliżonych do panujących w konstrukcji. Można sobie wyobrazić, że po określonej liczbie takich eksperymentów, podczas których w praktycznie identyczny sposób będą obciążane dwa elementy – jeden ze spreparowanym prętem a drugi typowy, możliwe będzie

w miarę precyzyjne ustalenie zasad i warunków transformacji wyników badań przyczepności na opis zachowania się prętów w strefie zakotwienia. Taka procedura przejścia z poziomu analizy przyczepności na konkretny problem konstrukcyjny wydaje się dużo bardziej uprawniona niż próby ekstrapolacji wyników badań prowadzonych na krótkich elementach.

Szerokość i rozstaw rys

To zagadnienie ma również istotne znaczenie praktyczne ze względu na wymagane przez normy europejskie ograniczenie dopuszczalnej szerokości rozwarcia rysy. Wynika ono z potencjalnego zagrożenia zbrojenia korozją i zależy od stopnia i rodzaju agresywności środowiska, w którym konstrukcja ma funkcjonować. Pomimo obserwowanej tendencji do zmniejszania wymagań w tym zakresie (EC2 dopuszcza już $w_{lim} = 0,4$ mm), ciągle istnieje obowiązek kontroli szerokości rozwarcia rys, a przy $w_{lim} = 0,2$ mm ograniczenie zaczyna nabierać istotnego znaczenia na poziomie projektowania elementu.

Podstawowe kontrowersje dotyczą oceny czynników, które wpływają na rozstaw rys. Najprostsza interpretacja, a przy tym na pierwszy rzut oka bardzo przekonująca, ściśle wiąże tę wielkość z długością odcinka, który jest niezbędny do „odbudowania” odkształceń w betonie do poziomu $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct, ult}$. Takie podejście do zagadnienia jednoznacznie wiąże je z problematyką przyczepności, ponieważ transfer siły ze zbrojenia na otaczający beton jest efektem działania sił przyczepności. Jedną z wielu konsekwencji tej koncepcji jest uzależnienie rozstawu rys od średnicy pręta zbrojeniowego. Wiele badań eksperymentalnych potwierdza jednak, że taka zależność nie jest prawdziwa [7], [8], [9].

Badania własne autora wskazują, że tę kontrowersję oraz wiele innych niejasności, wśród których na szczególną uwagę zasługuje problem pojawiania się kolejnych rys przy bardzo zróżnicowanych poziomach obciążenia, można wyjaśnić analizując rolę i znaczenie rys wewnętrznych. Standardowo prowadzone badania pozwalają jedynie rejestrować rozstawy rys i mierzyć ich szerokości rozwarcia na powierzchni betonu. Nie ma żadnych możliwości równoczesnego śledzenia zmian w warunkach przyczepności. Fakt tworzenia się i rozwoju rys wewnętrznych jest kompletnie poza obszarem pomiarów czy choćby obserwacji. Dopiero ewentualne pojawienie się rys drugiego rzędu pozwala się domyślać, że „coś” się w środku elementu przy zbrojeniu działo. Nie stwarza to jakichkolwiek możliwości sensownego powiązania zjawisk zdeterminowanych przez przyczepność ze stanem zarysowania.

Podobnie jak w przypadku analizy długości zakotwienia, do badań można wykorzystać „hybrydowy” element. Przy jednej krawędzi znajdowałoby się tam zwykłe zbrojenie, a po drugiej – specjalnie spreparowane, umożliwiające bezpośredni pomiar odkształceń w stali i otaczającym ją betonie oraz obserwacje powstawania i rozwoju rys za pomocą warstwy elastooptycznej. Odpowiednio dobierając otuliny względem dolnej krawędzi belki, stopnie zbrojenia i średnice prętów, można by

wyjaśnić opisane niejasności i kontrowersje. Należy przy tym pamiętać, że również w tej sytuacji wskazane jest równoczesne testowanie „zwykłego” elementu. Różnica między jego zachowaniem a elementem zaprojektowanym w tak specyficzny sposób pozwoli ustalić ilościowy wpływ, jaki zaburzenie w postaci frezowanego zbrojenia i warstwa elastoplastyczna powodują w stosunku do typowego elementu. Zakładając jakościową zgodność występujących zjawisk w odniesieniu do obu typów elementów, możliwe stanie się po jakimś czasie uproszczenie procedury badań przez ograniczenie się tylko do elementów zaprojektowanych do obserwacji procesów przyczepności.

Zmiany sztywności

Zmiany sztywności elementu związane z powstaniem i rozwojem rys są jednym z najbardziej klasycznych zagadnień, analizowanych i badanych praktycznie od samych początków stosowania w budownictwie konstrukcji żelbetowych. Ze względu na to, że występowanie rys w strefach rozciąganych jest zjawiskiem typowym, konieczność uwzględnienia wpływu tego faktu na ugięcie lub bardziej ogólnie – na zmiany sztywności jest ewidentna. Badań i koncepcji teoretycznych związanych z tą problematyką jest bardzo dużo [10]. Klasyczne badania ugięć belek nie mają jednak nic wspólnego z badaniami dotyczącymi przyczepności. Z drugiej strony ekstrapolacja wyników eksperymentu prowadzonego na krótkiej osiowo rozciąganej próbce na zachowanie na przykład zginanej belki jest niczym nieuzasadniona. Przedstawione w rozdziale trzecim rozwiązania są próbą zmierzenia się z zagadnieniami odkształcalności całej konstrukcji na bazie związków przyczepności. Są też dowodem bezradności, w której źródła tkwią w braku adekwatnych badań i zbyt skomplikowaniu teoretycznych formuł; nawet jeżeli poczynione zostały najpierw mniej lub bardziej uzasadnione uproszczenia. Optymistyczne wnioski autorów, odnoszące się do otrzymywanych przez nich rozwiązań, są mocno przesadzone [11].

Warunkiem koniecznym osiągnięcia znaczącego postępu w tej materii jest zaprojektowanie takiego elementu do testów, aby równocześnie można było śledzić mechanizmy przyczepności i efekty związane ze zmianami sztywności (na przykład ugięcie belki). Jedną z propozycji mogłoby być rozwiązanie analogiczne do przedstawionego w odniesieniu do analizy zarysowania. Sprowadzałoby się to do prowadzenia dodatkowych pomiarów zmian ugięć i/lub krzywizny elementu. Pozostałe warunki nie uległyby zmianom. Oczywiście koszty badań byłyby zdecydowanie większe, ale też możliwości praktycznego wykorzystania otrzymywanych rezultatów dużo bardziej prawdopodobne. Warto zdecydować się na to, gdyż wyniki tradycyjnych badań ugięć belek nie dadzą się wiarygodnie zinterpretować na bazie mechanizmów przyczepności. Było to już dosyć dobrze widoczne na niższym poziomie analizy – problem rozstawu i szerokości rozwarcia rys. Gra wydaje się warta świeczki, gdyż waga problemu wzrasta ze wzrostem wytrzymałości stosowanych w praktyce betonów i konsekwentnym zwiększaniem się rozpiętości stosowanych elementów

konstrukcyjnych. Intuicja podpowiada, że obecnie funkcjonujące klasyczne rozwiązania są konserwatywne.

6.3. Uwagi końcowe

Zamierzeniem autora książki było zrealizowanie dwóch ogólnych celów. Pierwszym była chęć syntetycznego przedstawienia sytuacji panującej w dziedzinie badań eksperymentalnych i analiz teoretycznych kluczowych zagadnień, dotyczących zjawiska współpracy stali i betonu po powstaniu rys. Zakres tej problematyki jest obecnie tak szeroki, że przekracza możliwość sensownego jej ujęcia w pojedynczej publikacji. Świadomie ograniczono się więc do podstawowego nurtu, obejmującego problematykę wtórnej przyczepności w odniesieniu do betonów zwykłych i klasycznego zbrojenia konstrukcyjnego. Ukazanie obecnego stanu wiedzy w tej materii i głównych problemów ma pomóc zainteresowanemu tymi zagadnieniami czytelnikowi zorientować się w sytuacji i ewentualnie odpowiednio usytuować w szerszym kontekście własne próby zmierzenia się z tymi zagadnieniami. Obecnie w Polsce nie ma innych książek na ten temat, a nieliczne opracowania powstające przy okazji wprowadzania EC2 należy uznać za zbyt powierzchowne i mało aktualne [12].

Przeprowadzone przy tej okazji analizy wykazały, że dotychczasowe badania i analizy znalazły się w dość głębokim impasie, przy czym ocena ta dotyczy zarówno aspektów eksperymentalnych, jak i analitycznych. Ta pesymistyczna diagnoza jest podzielana przez innych badaczy, od wielu lat związanych ze studiowaniem procesów przyczepności, i dodatkowo potwierdzona przez rzucający się w oczy brak odniesienia wyników badań do praktyki projektowej.

W tej sytuacji drugim celem autora było zaprezentowanie własnych koncepcji rozwiązania tej kryzysowej sytuacji. Punktem wyjścia było ustalenie, że kluczem do pokonania wielu problemów jest wstępne opracowanie ogólnej koncepcji teoretycznej, a następnie zaprojektowanie odpowiadających jej elementów przeznaczonych do badań i metodologii ich prowadzenia. Dotychczas kolejność była przeważnie odwrotna, co stawało się jednym ze źródeł późniejszych kłopotów i paradoksów. Chodzi tu szczególnie o to, że wybór elementu całkowicie determinował postać możliwych do uzyskania rezultatów, eliminując możliwość obserwacji i pomiaru innych istotnych wielkości.

Analiza wybranych prac i ogólna koncepcja teoretyczna pozwoliły ustalić, że jednym z kluczowych zjawisk towarzyszących kształtowaniu się wtórnej przyczepności są rysy wewnętrzne, powstające bezpośrednio przy zbrojeniu i mogące propagować się w kierunku zewnętrznej powierzchni otaczającego pręt betonu. W żadnym razie nie należy ich utożsamiać z mikrorysami, pojawiającymi się przy wielu zeberkach zbrojenia podczas poślizgu zbrojenia. Rysy, o których mowa, powstają jako suma-

ryczny efekt działania obciążenia zewnętrznego i sił przyczepności, przy czym udział każdego ze składników może być – w zależności od aktualnej sytuacji – mocno zróżnicowany. Precyzyjniejsze uwzględnienie wpływu rys wewnętrznych na mechanizmy transferu siły ze stali na beton pozwoliło wyjaśnić cały szereg kontrowersji. Do najbardziej spektakularnych należą niewątpliwie te, które są związane z problematyką rozstawu rys i poziomem obciążeń, przy których się one pojawiają.

Elementy stosowane powszechnie do badań eksperymentalnych nad przyczepnością nie mogły dostarczyć żadnych informacji na temat rys wewnętrznych. W przypadku krótkich elementów rysy takie nie miały w ogóle możliwości powstania, a w dłuższych przyrządowych próbkach były po prostu niewidoczne dla obserwatorów, chyba że przekształciły się z czasem w rysy drugiego rzędu. Jedynie w unikalnych, mocno skomplikowanych pod względem przygotowania próbek badaniach [13], gdzie zbrojenie było również usytuowane przy powierzchni zewnętrznej, można było w pewnym stopniu śledzić ich powstanie i rozwój. Zaprojektowanie elementów do badań w formie przedstawionej w tej książce pozwoliło na bezpośrednią obserwację procesów powstawania różnego rodzaju rys dzięki analizom obrazów, uzyskiwanych na zdjęciach warstwy elastooptycznej w świetle spolaryzowanym. Specyficzne przygotowanie zbrojenia i jego usytuowanie przy licu elementu umożliwiło prowadzenie bezpośrednich pomiarów tensometrycznych zarówno w zbrojeniu, jak i w dowolnie wybranych miejscach na betonie. Tak znaczne możliwości wykonywania pomiarów usunęły bariery przy wyborze postaci teoretycznej funkcji przyczepności, charakterystyczne dla badań prowadzonych na krótkich próbkach o stałej wartości τ_b . Z kolei w porównaniu z typowymi badaniami, prowadzonymi na dłuższych elementach, niewątpliwą zaletą jest zdecydowanie łatwiejsze przygotowanie elementów do badań i większa kontrola nad uzyskiwanymi wynikami (nie stwierdzono tak dużych ich rozrzutów). Warto też zwrócić uwagę, że zaprojektowane elementy na tyle dobrze mogą odwzorowywać strefy rozciągane w rzeczywistych elementach, iż po zastosowaniu procedur, opisanych w rozdziale 6.2, wyniki badań będzie można ze sporym zaufaniem odnosić do interpretacji praktycznych problemów. Można mieć uzasadnioną nadzieję, że idee, tkwiące u podłoża ich zaprojektowania, znajdą potwierdzenie w opracowaniu postulowanych nowych standardowych testów.

Użyte elementy były na tyle elastyczne pod względem możliwości prowadzonych pomiarów, że wybór funkcji przyczepności był od nich całkowicie niezależny. Dzięki temu w przeprowadzonej analizie teoretycznej można było uniknąć wielu nieścisłości i nadmiernych uproszczeń. Opis mógł stać się bardziej pełny i zbliżony do rzeczywistości. Po pierwsze, wprowadzono dwie funkcje przyczepności. Pierwsza odnosi się do sytuacji, która ma miejsce w chwili powstania rysy. Jej postać pozwala uwzględnić, że na tym etapie zarysowania naprężenia przyczepności mają wartość zerową w dwóch miejscach – w przekroju zarysowanym oraz na końcu długości odcinka naruszenia przyczepności pierwotnej. Przy deterministycznym podejściu do zagadnienia określa też maksymalny rozstaw mogących powstać rys. Gdy obciążenie było większe od

rysującego, do opisu naprężeń przyczepności zastosowano drugą funkcję, w której wartość tych naprężeń zależy zarówno od położenia przekroju (odległości od rysy), jak i od poziomu naprężeń w stali. Ma ona już tylko jedno miejsce zerowe – w rysie. Taka formuła jest zdecydowanie bliższa wynikom badań. Pozwala też uniknąć problemów z rozwiązaniem równania różniczkowego, które jest rezultatem zapisu układu równań określających warunki równowagi, zgodności przemieszczeń uwzględniające poślizg i funkcję przyczepności. W dotychczasowej praktyce problemy z otrzymaniem rozwiązań w zamkniętej postaci, przydatnej do dalszych rozważań, stanowiły poważną barierę. Czasami omijano ją za cenę przyjmowania z gruntu fałszywych warunków brzegowych (np. $\varepsilon_s = \varepsilon_{ci}$ w przekroju pomiędzy rysami przy dowolnym poziomie obciążenia). Zaprezentowana w książce koncepcja teoretyczna nie wymaga takich „sztuczek”, a dodatkowo pozwala opisać fenomen powstawania i rozwoju rys wewnętrznych. Trzeba to uznać za spory postęp. Ważne jest też, że jej weryfikacja doświadczalna okazała się pozytywna. Można przyjąć, że dalszy rozwój tej metody, ze szczególnym naciskiem na doprowadzenie do korelacji między parametrami doświadczalnymi a łatwo obserwowalnymi własnościami stali i betonu odnoszącymi się do przyczepności (wytrzymałością betonu, geometrią uźebrowania pręta itp.), powinien przynosić satysfakcjonujące rezultaty.

Zaprezentowane w książce koncepcje teoretyczne i propozycje dotyczące formy i metodologii badań nad przyczepnością wychodzą naprzeciw oczekiwaniom zmian, postulowanych w wyniku krytycznej oceny dotychczasowych rezultatów. Nie pretendują jednak do wyłączności. Należy się spodziewać, że w najbliższym czasie pojawią się w literaturze przedmiotu kolejne pomysły i idee, rewidujące dotychczasowe zasady prowadzenia badań i analiz.

Literatura

- [1] Darwin D., et al., *Evaluation of development length design expressions*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 747–754.
- [2] ACI 318-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2002.
- [3] *Bond in Concrete – from research to standards*, Proceedings, Budapest 2002.
- [4] Cairns J., Plizzari G., *Do we need a standard test for bond*, Proc. Int. Conf. „Bond in Concrete – from research to standards”, Budapest 2002, s. 259–267.
- [5] EN 1992-1-1, EC2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [6] ACI 318-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2002.
- [7] Elfgrén L., Noghabai K., *Tension of reinforced concrete prism. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements*, Summary of a RILEM round-robin investigation arranged by TC 147-FMB „Fracture Mechanics to Anchorage and Bond”, Materials and Structures, Vol. 35, July 2002, s. 318–325.
- [8] Base G., *Bond, and Control of Cracking in Reinforced Concrete*, Proceedings, International Conference Bond in Concrete, Applied Science Publishers, London 1982, s. 446–447.

- [9] Beeby A., Scott R., *Cracking and deformation of axially reinforced members subjected to pure tension*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 10, 2005, s. 611–621.
- [10] Szechiński M., *Deformacje zginanych elementów żelbetowych obciążonych długotrwale*, Pr. Nauk. Instytutu Budownictwa PWr., Seria monografie nr 30, Wrocław 1996.
- [11] Lackner R., Mang H., *Scale Transition in Steel-Concrete Interaction. I: Model*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 4, 2003, s. 393–402.
- [12] Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002, Tom 2, ITB, Warszawa 2003.
- [13] Jiang D., Shah S., Andonian A., *Study of the transfer of tensile Forces by Bond*, ACI Journal 1984(3), s. 351–359.

Basics of bond between steel and concrete in reinforced concrete structures

A typical reinforced concrete structure is designed under the assumption that concrete and steel bars interact to carry loads. As long as there are no cracks in the tension zone, interaction is based on the so-called primary, perfect bond. This means that in any cross section, the strain value in a steel bar is the same as in adjacent concrete, i.e., $\varepsilon_s = \varepsilon_{cf}$. At those levels of loading the bond relies on adhesion forces. After cracking the situation is much more complicated. Steel strains are much greater than concrete ones and there is a slip between a steel bar and surrounding concrete, which breaks an adhesion. The transfer of tensile forces is mainly based on the bearing of lugs between steel ribs and friction of steel-concrete surface. As a cracking state is typical of concrete members with tensile zone, such a bond mechanism is more important than primary one.

The bond between concrete and steel bars is of fundamental importance to deformation characteristics of cracked concrete structures. It has been extensively studied for many years, especially, starting from the early 1970's. In bond testing, it is very important to choose a proper specimen. In most experiments, members of a very short embedded length are used, according to RILEM recommendations. This allows us to assume that bond stress is constant and one can only measure an acting force and a relative slip between steel bar and surrounding concrete. Results of such experiments are presented in the form of function $\tau = \tau(\Delta)$. Experiments on specimens with a very short transfer length are relatively cheap and simple. These allow us to examine many interesting parameters, e.g., concrete strength, bar rib patterns, confinement effect and loading history. Testing should explain the influence of those variables on the bond strength, the average bond stress along the development length and the initial bond stiffness.

The best results have been obtained in testing the bond strength. Bond strength is a maximum value of bond stress which can be obtained in an embedded bar without failure. There are two patterns of this failure. The first one consists in pulling out a bar from concrete member and the second is connected with a concrete cover splitting. The first type of bond strength has much higher value while the second is more apt to possible failure mode in a real concrete structure. Concrete tension strength appears to be the main factor governing the bond strength. Its increase causes an increase of bond strength. More detailed experiments and studies led to a conclusion that also concrete compression strength must be taken into account. This is particularly important for high strength concretes, in which correlation between tension and compression strengths differs from an ordinary concrete. In high-performance concrete dosage of silica fume, superplasticizer and fibres has strong influence on bond strength. As far as experimental data are concerned, lots of theoretical models were presented. The simplest of them are based on elastic cracked model of concrete. There also exist more sophisticated models such as elastic-cohesive or elastic-plastic-cohesive ones.

Deformed bars have different patterns of ribs. Since concrete resistance between lugs is the source of bond strength, the rib characteristics are very important. The main parameters are: rib height, rib spacing

and an angle between lug surface and a bar axis. For practical use, a global parameter related to rib area f_R is used. All tests confirm that an increase of f_R leads to higher values of the bond strength. This is advantageous for the sake of a limit crack width, for higher initial bond stiffness and higher average bond stresses imply smaller crack spacing and crack width. A bar geometry with large f_R leads to a considerable contribution of concrete between cracks and thus the rotation capacity of plastic hinges is significantly reduced. This is disadvantageous for indeterministic concrete structures. Moreover, also bendability properties of bars become worse.

Confinement phenomenon is due to a concrete cover, transverse bars or transverse stresses acting on a member. A positive influence of a concrete cover is best known. If a cover is higher than three times a steel bar, the pull-out failure is only possible and thus the bond strength is much bigger than during splitting failure. A similar effect can be obtained if stirrups are spread close enough and are under stress. In some cases external pressure, for example, from bearing, improves bond conditions. It is worth noticing that all these phenomena have positive influence mostly on the bond strength. Tests on members with a very short embedded length cannot give an explanation of their weight on average bond stress or an initial stiffness.

There are few tests on cyclic or long term loading. In fatigue tests on specimen with a short development length, bond tends to diminish. If there were slip-control tests, a bond stress would decrease to its residual value. This depended on a friction between steel and concrete. In cases of force-controlled tests, slip values were increasing and when they exceeded a value comparable to ribs spacing, failure occurred. Such results are very negative from the point of view of member serviceability, but in some tests where embedded lengths were higher than twenty times a steel bar there was not any failure. Results of long term test differ from one another and it is difficult to say if there exists something that we can call bond creep.

Some other parameters such as effect of casting position, maturing, and group bars and bar position, extremely low or high temperatures can be taken into account during tests on short members. They mainly provide information about the obtained bond strength but results of those studies seem to be inadequate to concrete structure analysis. In engineering practice and codes, they are unnoticed.

There are also tests where a specimen span is similar to a typical spacing of cracks. Such tests are called double pullout. In that case axially situated bar is specially instrumented to make measurement of steel strains possible. A typical steel bar is sawn into two parts. Then, each half-bar is milled to provide a channel to install strain gauges and later put together again. During tests, an acting force and strains are measured. Bond stresses are calculated as a change of steel strains between two succeeding gauges. Slips were calculated by integration of steel strains. Sometimes also strains in concrete were measured. Such experiments are much more complicated and expensive, but obtained results, very often, have a very large scatter. The most interesting conclusion can be summarized to a thesis that bond stresses are not only a function of slips but also a distance from a cracked cross section.

The tests described can be considered as connected with the first level of bond problems. The second one is called bar scale and at that level the reinforcement bar and surrounding concrete are treated as continuum. The third level is a member scale. These levels are very important from a practical point of view. At the second level the problem of crack width and spacing can be analyzed on the basis of bond theories. In a member scale the effect of concrete strains remaining in tension zone between cracks, called tension stiffening, is very important for proper determination of the whole member stiffness. In literature some authors attempt to present their ideas of describing the cracking processes and stiffening changes after cracking in terms of bond concepts. Practically all of them are limited to theoretical studies based on experimental data taken from the first level. Since these data are from a specimen of a very short embedded length, the results are rather of little importance from practical point of view. They overlook a lot of phenomena, which take place in real concrete structures. One of the most important differences is the presence of internal cracks in a real member. Internal cracks arise close to steel bars and develop towards

a member edge. Until they are inside a member they are not visible but they change steel strain distribution along a bar and they have an influence on bond. They can reach an edge and they are the so called "secondary" cracks. The phenomenon of internal cracks is answerable for great scatter of observed crack width and spacing. Analysis of internal crack and bond can explain in a convincing way the phenomenon of irregular concrete strain distribution in uniaxial tension reinforced cross section.

Theoretical assumptions and a kind of specimen for tests are very strictly connected. In theoretical studies an assumption that bond stress is a function of both distance from a cracked cross section and steel slip was made. Moreover, two bond functions were determined to describe bond phenomenon. The first one is suitable if a load level is very close to cracking and, in a member, there still exists a cross section where strains in a steel bar and surrounding concrete are the same. The second function is used when more than one crack exists in a specimen. Theoretical studies allow us to describe some phenomena which were omitted in earlier theories. Especially, this concerns occurrence of internal cracks, their development and turning into secondary cracks. Theoretical model is able to explain non-uniform concrete strain distribution in perpendicular cross sections. Theoretical studies can be applied not only for members under axial tension, but also for beams and structures under eccentric tension.

Experimental research was performed at the Institute of Civil Engineering Wrocław University of Technology from the beginning of the 1990s to 2001. The research schedule and types of tested elements were chosen to obey the theoretical concepts. The experiments were carried out on members under axial tension, bending and eccentric tension. Specimens were designed and prepared to allow direct observation of internal cracks and measurements of steel and concrete strains. The use of steel bars moulded to their half diameters as reinforcements was the key solution. Then they were placed in such a way that their even surfaces faced external concrete surface. Such specimens enable direct measurement of strains in a steel bar thanks to strain gauges glued to the bar surface. It was also easy to measure strains in surrounding concrete in many cross sections and variations. In some cases, elasto-optical surfaces were glued to concrete. The coating position was changing – it covered either $\frac{1}{2}$ or $\frac{1}{4}$ of a specimen even surface. The visualization enables one to watch continuously the deformation in interesting regions.

Experimental research gave a lot of information about steel and concrete strain distribution, formation of bond stresses, internal cracks and so on. Experimental data confirm theoretical prediction and allows us to make the model more precise.

Specific kind of specimens allows us to spread knowledge of bond phenomenon and explaining some sophisticated problems. On the other hand, they are still far from real concrete structures and specimens used for classic testing of beam deflection or width of cracks. It seems reasonable to design a testing procedure in which proposed "bond" specimens and classical ones will be tested together under the same conditions. This will allow a significant improvement in bond research and practical application of them.

Spis treści

Wykaz podstawowych oznaczeń i określeń	4
1. Wstęp	7
1.1. Przedmiot i znaczenie badań	7
1.2. Zakres i cele pracy	13
Literatura	18
2. Przegląd wybranych zagadnień dotyczących przyczepności	19
2.1. Metodologia badań – elementy próbne	19
2.1.1. Uwagi ogólne	19
2.1.2. Przegląd typowych elementów badawczych odpowiadających głównym modelom przyczepności	24
2.1.3. Podsumowanie i wnioski	34
2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na przyczepność	35
2.2.1. Wpływ wytrzymałości betonu na maksymalną wartość naprężeń przyczepności	36
2.2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na przebieg naprężeń przyczepności	43
2.2.3. Betony o wysokiej wytrzymałości lub szczególnych właściwościach	44
2.3. Wpływ geometrii pręta na przyczepność	49
2.4. Wpływ „uogólnionego skrępowania”	61
2.5. Wpływ historii obciążenia na przyczepność	68
2.6. Inne czynniki wpływające na przyczepność w konstrukcji	84
Literatura	92
3. Analiza konstrukcji bazująca na związkach przyczepności	99
3.1. Uwagi ogólne	99
3.2. Analiza zjawiska powstawania i rozwoju rys	107
3.3. Analiza zjawiska zmian sztywności wywołanych powstawaniem i rozwojem rys	117
3.4. Długości zakotwienia prętów	131
Literatura	134
4. Wybrane zagadnienia teoretyczne dotyczące przyczepności	137
4.1. Uwagi ogólne	137
4.2. Analiza teoretyczna – podstawowe założenia i zależności	142
4.3. Analiza wybranych przypadków wytrzymałościowych	145
4.3.1. Przekrój osiowo rozciągany	145
4.3.2. Przekrój mimośrodowo rozciągany ze strefą ściskaną	159
4.3.3. Przekrój zginany – stała wartość momentu na wybranym fragmencie belki	168
4.4. Analiza zjawisk towarzyszących obciążeniom cyklicznym	172

4.4.1. Uwagi ogólne	172
4.4.2. Podstawowe zależności	173
4.5. Analiza zjawisk towarzyszących obciążeniom długotrwałym	176
4.5.1. Uwagi ogólne	176
4.5.2. Analiza zmian przyczepności wywołanych obciążeniami długotrwałymi	178
Literatura	181
5. Badania eksperymentalne	183
5.1. Uwagi ogólne	183
5.1.1. Przygotowanie elementów stalowych	183
5.1.2. Wstępne badania betonu	185
5.1.3. Formy i elementy do badań	187
5.2. Wybrane elementy badań elementów mimośrodowo rozciąganych zbrojonych stalą żebrowaną..	189
5.2.1. Badania weryfikujące koncepcje teoretyczne – czoło próbki	189
5.2.2. Badania weryfikujące model teoretyczny – środkowy fragment elementu	202
5.3. Badania mimośrodowo rozciąganych elementów zbrojonych stalą gładką	241
5.3.1. Uwagi ogólne	241
5.3.2. Kształtowanie się rys w elemencie	243
5.3.3. Inne zjawiska wynikające z wpływu przyczepności na zachowanie się elementu	246
5.3.4. Uwagi końcowe	249
5.4. Wybrane wyniki badań belek zginanych	250
5.4.1. Uwagi ogólne	250
5.4.2. Analiza zachowania się belki bazująca na związkach przyczepności	251
5.4.3. Rozwój zarysowania, zmiany przyczepności	254
5.4.4. Wpływ betonu w strefie rozciąganej na warunki brzegowe w przekrojach zarysowanych..	256
5.4.5. Zmiany sztywności analizowane na bazie związków przyczepności	259
5.4.6. Analiza wpływu zbrojenia usytuowanego w dwóch rzędach	264
Literatura	272
6. Perspektywy i kierunki dalszych badań nad zjawiskiem przyczepności	275
6.1. Uwagi ogólne	275
6.2. Kierunki przyszłych badań	277
6.3. Uwagi końcowe	281
Literatura	283
Streszczenie w języku angielskim	285



PRACE NAUKOWE INSTYTUTU BUDOWNICTWA
(wydane w latach 1994–2007)

- Nr 67, Monografie nr 30, M. Szechiński, *Deformacje zginanych elementów żelbetowych obciążonych długotrwale*, Wrocław 1996
- Nr 68, Konferencje nr 21, *Proceedings of the Third Interuniversity Research Conference*, Wrocław 1994
- Nr 69, Konferencje nr 22, *Materiały kompozytowe – właściwości, wytwarzanie, zastosowanie*. I Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1997
- Nr 70, Konferencje nr 23, *Budownictwo betonowe w energetyce*. I Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1998
- Nr 71, Konferencje nr 24, *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym*. VIII Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1998
- Nr 72, Monografie nr 31, H. Nowak, *Oddziaływanie ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego na budynek*, Wrocław 1999
- Nr 73, Monografie nr 32, A. Ubysz, *Odkształcenia plastyczne i samonapężenia w żelbetowych konstrukcjach prętowych*, Wrocław 1999
- Nr 74, Konferencje nr 25, *Problemy projektowania oraz optymalizacja rozwiązań materiałowych i technologii wykonywania obiektów w aspekcie trwałości i ochrony przed korozją*. XI Konferencja OKTRA '99, Wrocław 1999
- Nr 75, Konferencje nr 26, *Materiały kompozytowe – właściwości, wytwarzanie, zastosowanie*. II Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1999
- Nr 76, Monografie nr 33, J. Hoła, *Napężenia inicjujące i krytyczne a destrukcja naprężeniowa w betonie ściskany*, Wrocław 2000
- Nr 77, Monografie nr 34, Z. Hejducki, *Sprężenia czasowe w metodach organizacji złożonych procesów budowlanych*, Wrocław 2000
- Nr 78, Konferencje nr 27, *Problemy eksploatacji, remontów i wznoszenia budowlanych obiektów energetycznych*. II Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2000
- Nr 79, Konferencje nr 28, *Diagnostyka, utrzymanie, remonty, modernizacje oraz budowa obiektów budowlanych na terenie Lubńskiego Zagłębia Miedziowego*, Wrocław 2001
- Nr 80, Konferencje nr 29, *Materiały kompozytowe – właściwości, wytwarzanie, zastosowanie*. III Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2001
- Nr 81, Konferencje nr 30, *Budownictwo w energetyce*. III Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2002
- Nr 82, Konferencje nr 31, *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych*, Wrocław 2002
- Nr 83, Monografie nr 35, E. Hoła, *Nośność graniczna nieuźebrowanych cylindrycznych płaszcz-siłosów stalowych*, Wrocław 2003
- Nr 84, Konferencje nr 32, *Budownictwo w energetyce*. IV Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2004
- Nr 85, Monografie nr 36, J. Karyś, *Czynniki materiałowe i technologiczne warunkujące trwałość zbrojonych kompozytów z cementów glinowych w środowisku siarczanowym*, Wrocław 2005
- Nr 86, Studia i Materiały nr 17, *Budownictwo w energetyce*, Wrocław 2006
- Nr 87, Studia i Materiały nr 18, *Technologia i zarządzanie w budownictwie*, Wrocław 2006



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

333994 L/1

Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w księgarni
„Tech”
plac Grunwaldzki 13, 50-377 Wrocław
budynek D-1 PWr., tel. (0-71) 320 29 35
Prowadzimy sprzedaż wysyłkową

ISSN 0324-9875