

Jerzy Hoła

Napreżenia inicjujące i krytyczne a destrukcja naprężeniowa w betonie ściskanym



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Jerzy HOŁA

Relation of initiating and critical stress to stress failure





Jerzy Hoła

Naprężenia inicjujące i krytyczne a destrukcja naprężeniowa w betonie ściskanym



Recenzenci

Kazimierz FURTAK
Jerzy RANACHOWSKI

Opracowanie redakcyjne

Aleksandra WAWRZYNKOWSKA

Skład i łamanie

Krzysztof DAWIDOWICZ

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



001798944

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000



OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

30 875 0 L / 1

ISSN 0324-9875

Nakład 130+44. Ark. wyd. 14,75. Ark. druk. 11³/₈. Papier offset. kl. III, 80 g, B1.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam. nr 28/2000.

*beton ściskany,
destrukcja naprężeniowa,
naprężenia inicjujące i krytyczne,
badania doświadczalne,
akustyczne metody badań*

Jerzy HOŁA*

NAPRĘŻENIA INICJUJĄCE I KRYTYCZNE A DESTRUKCJA NAPRĘŻENIOWA W BETONIE ŚCISKANYM

W rozprawie przedstawiono zagadnienie naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w kontekście destrukcji naprężeniowej w ściskany beton. Uporządkowano i podsumowano dotychczasowy stan wiedzy w zakresie tematyki pracy. Wyjaśniono między innymi pojęcie i znaczenie tych naprężeń oraz ich związek ze strukturą betonu. Wykazano istnienie ścisłej zależności poziomów przedmiotowych naprężeń, rozgraniczających w przebiegu destrukcji jakościowo różne stadia uszkodzeń struktury betonu, od czynników technologicznych występujących w trakcie powstawania tego tworzywa i od czynników niemechanicznych oddziałujących na ten materiał podczas eksploatacji.

Badaniami własnymi objęto między innymi tak ważne czynniki, jak: uziarnienie kruszywa otaczającego, obróbka termiczna w parze niskoprężnej i przy wykorzystaniu gorącej mieszanki betonowej, impregnacja polimerem, domieszka superplastyfikatora i dodatek pyłu krzemionkowego, wilgoć, zaolejenie olejem mineralnym. Na podstawie badań własnych i znanych z literatury ustalono i podano w pracy przedziały zawierania się poziomów rozpatrywanych naprężeń w betonach ściskanych.

Korzystając z analizy statystycznej i deskryptorów występujących w akustycznych metodach badań materiałów, zweryfikowano istniejące i podano nowe kryteria przydatne w określeniu poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w ściskany betonem zwykłym i wysokowartościowym.

Podano możliwości i propozycje wykorzystania w praktyce inżynierskiej znajomości kształtowania się poziomów obu naprężeń w betonach ściskanych, mogące przyczynić się do zapewnienia większej trwałości i bezpieczeństwa eksploatacji niektórych konstrukcji wykonywanych z tego materiału.

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

Ważniejsze oznaczenia

EA	– emisja akustyczna,
E_{cm}	– moduł sprężystości betonu,
E_k	– moduł sprężystości kruszywa,
E_{szc}	– moduł sprężystości stwardniałego zaczynu cementowego,
F_k	– całkowita powierzchnia wewnętrzna kruszywa zawartego w 1 m ³ mieszanki betonowej,
F_o	– graniczna wytrzymałość na rozciąganie więzi łączącej atomy,
G_c	– współczynnik prędkości wyzwiania energii potencjalnej,
G_F	– całkowita energia pękania betonu,
IN	– intensywność przyrostu sumy zliczeń EA,
K_{JC}	– krytyczna wartość współczynnika intensywności naprężeń,
N	– liczba cykli obciążenia,
N_t	– tempo zliczeń EA,
RH	– wilgotność względna powietrza,
RMS	– wartość skuteczna sygnału EA,
T	– temperatura,
T_0, T_{max}, T_k	– temperatura obróbki termicznej betonu: początkowa, maksymalna, końcowa,
U	– całkowita energia sprężysta zarysowanego elementu,
UKI_{EA}	– energia krótkich impulsów EA,
V	– objętość porów w betonie,
V_L	– prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych w betonie ściskanym,
V_L^p, V_L^k	– prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych w betonie ściskanym: początkowa, końcowa,
V_{nw}	– energia naprężeń własnych,
V_o	– energia potrzebna do zniszczenia materiału pozbawionego defektów,
V_{szc}	– energia zniszczenia więzi w rozpatrywanej objętości zdefektowanego stwardniałego zaczynu cementowego,
V_{wp}	– energia zniszczenia więzi w rozpatrywanej objętości zdefektowanej warstwy przejściowej,
V_{zn}	– energia zewnętrzna potrzebna do zniszczenia zdefektowanego materiału,

ΣN	– suma zliczeń EA,
ΣN_{zd}	– suma zdarzeń EA,
f	– częstotliwość obciążeń wyrażona w Hz,
f_c	– wytrzymałość betonu na ściskanie,
f_c^f	– wytrzymałość zmęczeniowa betonu ściskanego,
f_c^o	– wytrzymałość betonu suchego na ściskanie,
f_c^w	– wytrzymałość betonu nasyczonego wodą na ściskanie,
f_c^{dt}	– wytrzymałość betonu na ściskanie poddanego długotrwałym obciążeniom stałym,
$f_{c, cube}^G$	– wytrzymałość gwarantowana betonu,
f_{cd1}	– wytrzymałość obliczeniowa betonu przy obciążeniach stałych,
f_{cd2}, f_{cd3}	– wytrzymałości obliczeniowe betonu przy obciążeniach stałych i zmiennych,
f_{cd4}	– wytrzymałość obliczeniowa betonu przy dodatkowym i wyjątkowym układzie obciążeń,
f_{cd5}	– wytrzymałość obliczeniowa betonu przy obciążeniach ponadnormalnych,
f_{cm}	– wytrzymałość średnia betonu na ściskanie,
$f_{cm, 90}$	– wytrzymałość średnia betonu na ściskanie po 90 dniach,
$f_{ct, sp}$	– wytrzymałość betonu na rozciąganie podczas rozłupywania,
$f_{ctm, sp}$	– wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie podczas rozłupywania, po 90 dniach,
f_k^c	– wytrzymałość kruszywa na ściskanie,
f_k^{ct}	– wytrzymałość kruszywa na rozciąganie,
f_{kx}^{ct}	– wytrzymałość ziarna kruszywa o średnicy D_x na rozciąganie,
f_{kD}^{ct}	– wytrzymałość ziarna kruszywa o średnicy D na rozciąganie,
f_{szc}^c	– wytrzymałość stwardniałego zaczynu cementowego na ściskanie,
f_{szc}^{ct}	– wytrzymałość stwardniałego zaczynu cementowego na rozciąganie,
p	– porowatość całkowita betonu,
r	– promień porów,
r_{sr}	– średni promień porów,
t	– czas,
t_c	– czas trwania obróbki termicznej betonu,
t_1, t_2, t_3, t_4	– czasy trwania kolejnych faz obróbki termicznej betonu,
t_i, t_e	– temperatura powietrza dodatnia i ujemna,
w	– wilgotność betonu,

γ	– jednostkowa energia powierzchniowa pęknięcia,
ε_c	– odkształcenie jednostkowe betonu wywołane ściskaniem,
ε_{cl}	– odkształcenie jednostkowe betonu odpowiadające wytrzymałości na ściskanie f_c ,
$\varepsilon_{cx}, \varepsilon_{cy}$	– podłużne i poprzeczne odkształcenie jednostkowe betonu wywołane ściskaniem,
ν_c	– współczynnik odkształcenia poprzecznego betonu,
$\nu_{\sigma_i}, \nu_{\sigma_{cr}}$	– współczynniki zmienności wartości naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym,
$\Delta \nu_c$	– różnicowy współczynnik odkształcenia poprzecznego betonu ściskanego,
ΔV	– sumaryczne odkształcenie objętościowe betonu ściskanego,
$\Delta V/V$	– jednostkowe odkształcenie objętościowe betonu ściskanego,
ρ'	– współczynnik asymetrii cyklu obciążenia,
σ_c	– naprężenie ściskające w betonie,
σ_c/f_c	– stosunek naprężenia ściskającego do wytrzymałości betonu na ściskanie,
σ_c^d	– naprężenie ściskające spowodowane obciążeniem długotrwałym,
σ_i, σ_{cr}	– naprężenia inicjujące i krytyczne w betonie ściskanym,
$\sigma_{im}, \sigma_{crm}$	– średnie naprężenia inicjujące i krytyczne w betonie ściskanym,
$\hat{\sigma}_i, \hat{\sigma}_{cr}$	– estymatory wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym,
$\sigma_c^{\min}, \sigma_c^{\max}$	– naprężenie minimalne i maksymalne w cyklu.

1. Wstęp

1.1. Przedmiot pracy

Począwszy od około 1850 roku, gdy na skalę masową rozpoczęto produkcję cementu portlandzkiego, beton stał się jednym z podstawowych materiałów konstrukcyjnych w budownictwie.

Początkowo w praktycznie użytecznych metodach analizy pracy betonu w konstrukcjach dominowało podejście fenomenologiczne, nie uwzględniające losowego charakteru cech wytrzymałościowych tego tworzywa i jego struktury. Wprowadzenie metody stanów granicznych, opartej między innymi na probabilistycznym podejściu do cech wytrzymałościowych materiału, zasadniczo zmieniło tę sytuację. Jednak na obecnym etapie rozwoju mechaniki betonu i mechaniki konstrukcji z betonu, gdy wartości naprężeń rzeczywiście występujących w przekrojach w coraz większym stopniu zbliżają się do wartości przyjmowanych w obliczeniach, znajomość wartości średnich cech wytrzymałościowych i miar ich rozrzutów staje się niewystarczająca. Oczekuje się wskazania przyczyn powodujących te rozrzuty i możliwości wpływania na ich ograniczenie. Ma to na celu zapewnienie lepszego wykorzystania tych cech betonu w projektowanych konstrukcjach, z uwzględnieniem aspektu ich bezpieczeństwa i trwałości. Jednym z kierunków badań, których celem byłoby osiągnięcie takich rozwiązań jest destrukcja naprężeniowa.

Destrukcja naprężeniowa betonu obejmuje zagadnienia związane z powstawaniem, rozwojem, kumulacją i propagacją mikrouszkodzeń struktury pod wpływem obciążenia zewnętrznego. Mikrouszkodzenia to zarówno nieciągłości budowy i mikrodefekty oraz mikrorysy technologiczne, powstałe lub zapoczątkowane w betonie na etapie jego tworzenia się, jak i mikrorysy wywołane działaniem obciążenia zewnętrznego. Warto wtrącić, że w rozprawie oprócz określenia „destrukcja naprężeniowa” stosowane jest także inne, przypisane jej w literaturze równoznaczne nazewnictwo, jak „proces niszczenia” i „proces mikrozarzysowania”.

Badania destrukcji naprężeniowej, stanowiącej element teorii strukturalnej betonu, koncentrują się na poszukiwaniu przyczyn niedoskonałości cech wytrzymałościowych tego materiału w nieciągłej i w niejednorodnej jego strukturze, na tych poziomach obserwacji, na których powstają lub zapoczątkowują się w nieobciążonym betonie różnego rodzaju naprężenia własne i defekty strukturalne. Uważa się, że naprężenia i defekty, które w kompozytach o matrycach cementowych występują zawsze w mniejszym lub większym stopniu, to wynik zaistnienia całej gamy czynników technologicznych

w szeroko rozumianym procesie tworzenia betonu, które mają decydujący wpływ na określony przebieg jego destrukcji naprężeniowej. Wizualnym efektem tego przebiegu, obserwowanym w dokładnych badaniach laboratoryjnych w skali makro, są naprężenia inicjujące σ_i i krytyczne σ_{cr} .

Pojęcie naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie, ściśle związane z destrukcją naprężeniową tego materiału, rozważane jest w literaturze przede wszystkim w odniesieniu do naprężeń ściskających, rzadziej rozciągających. Rozumie się przez nie pewne umowne poziomy naprężen w obciążonym betonie, rozgraniczające jakościowo różne zmiany zachodzące w strukturze tego tworzywa wskutek narastającego obciążenia. W strukturalnej interpretacji zjawisk determinujących proces niszczenia betonu naprężenia inicjujące σ_i i krytyczne σ_{cr} są uważane za mierniki stanu struktury, globalnie opisujące ten proces. Wyznaczenie poziomów tych naprężeń wiąże się z prześledzeniem procesu niszczenia betonu, w całym zakresie działającego obciążenia, za pomocą metod badawczych nadających się do tego celu.

Należy w tym miejscu wyjaśnić, że przyjęte w rozprawie nazewnictwo i oznaczenie naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} są analogiczne do przyporządkowanego im w literaturze anglojęzycznej. W literaturze polskiej i węgierskiej naprężenia te są najczęściej zwane krytycznymi, a przyporządkowane im oznaczenia to σ_i i σ_{II} . Z kolei w literaturze rosyjskojęzycznej naprężeniom inicjującym σ_i odpowiada w zasadzie dolna granica mikrozarysowania, z przyjętym oznaczeniem σ_m^d , naprężeniom krytycznym σ_{cr} odpowiada natomiast górna granica mikrozarysowania i oznaczenie σ_m^g .

Naprężenia inicjujące σ_i i krytyczne σ_{cr} uważane są m.in. za dwie bardzo ważne cechy wytrzymałościowe betonu ściskanego, informujące o jego „predyspozycji” do sygnalizowanego lub niesygnalizowanego rysowania się. Uważa się, że w zależności od występujących podczas powstawania betonu czynników technologicznych poziomy tych naprężeń będą różne, bo różny będzie „stopień” nasycenia struktury tego materiału wspomnianymi wcześniej defektami. Stąd „predyspozycje” te nie będą jednakowe, pomimo podobnej wytrzymałości betonów na ściskanie. Dostrzegana jest także zależność wytrzymałości zmęczeniowej betonu i wytrzymałości długotrwałej betonu od czynników technologicznych. Proponuje się wykorzystanie do analizy wpływu tych czynników na te wytrzymałości naprężeń inicjujących i krytycznych. Podejmowane są również próby uzależnienia wytrzymałości obliczeniowych betonu na ściskanie od przedmiotowych naprężeń. Warte jest więc wykazanie i poznanie zależności poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie ściskanym od wielu ważnych z punktu widzenia powstawania tego tworzywa czynników technologicznych.

Istnieją wskazania świadczące o występowaniu zależności między poziomami przedmiotowych naprężeń a niemechanicznymi czynnikami eksploatacyjnymi, obejmującymi warunki, w których beton pracuje. Znajomość takich zależności oraz uwzględnienie charakteru występujących obciążeń może być bardzo przydatne w prognozowaniu zachowania się tego materiału w różnych warunkach eksploatacyjnych.

Analiza obecnego stanu opracowania rozpatrywanego zagadnienia wskazuje na potrzebę zebrania i usystematyzowania dostępnych wyników badań oraz na potrzebę znacznego ich poszerzenia o grupę czynników technologicznych i eksploatacyjnych dotychczas nie badanych lub jedynie sygnalizowanych, a mających duży wpływ na kształtowanie się poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie ściskany. Korzystne może być także ujednolicenie w pewnym zakresie warunków i sposobów realizacji badań, umożliwiające porównywanie uzyskiwanych wyników. Nie można wykluczyć, że zebranie znacznej liczby wyników badań może okazać się przydatne w przyszłości, na przykład w próbach uściślenia opisów teoretycznych zachowania się betonu w pewnych określonych warunkach.

Zainteresowanie problematyką wykorzystania naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w ocenie przebiegu procesów destrukcyjnych zachodzących w obciążanym betonie nie słabnie od dłuższego czasu, pomimo równoczesnego rozwoju metod mechaniki pękania. Prawdopodobnie zachętę do tego stanowi m.in. postępujący rozwój przydatnych technik pomiarowych, w tym zwłaszcza emisji akustycznej. Co istotne, zainteresowanie to nie zawęża się tylko do betonu zwykłego, lecz obejmuje także inne betony i kompozyty o matrycach cementowych, które w stosunku do betonu zwykłego charakteryzują się lepszymi właściwościami.

1.2. Cel i zakres pracy

Podstawowym celem rozprawy jest wykazanie i poznanie zależności poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , rozgraniczających w przebiegu destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu jakościowo różne stadia uszkodzeń struktury, od czynników technologicznych zaistniałych podczas powstawania tego materiału i od niemechanicznych czynników oddziałujących na to tworzywo podczas eksploatacji. Celem rozprawy jest ponadto opracowanie nowych kryteriów przydatnych w wyznaczaniu poziomów przedmiotowych naprężeń w betonie ściskany, zasadzających się na wykorzystaniu deskryptorów używanych w akustycznych metodach badań materiałów.

Praca składa się z 7 rozdziałów. Rozdział 1 stanowi wprowadzenie, a realizację podanego na wstępie celu rozprawy przedstawiono w rozdziałach 2, 3, 4 i 5.

Rozdział 2 zawiera analizę literatury przedmiotu. Wyjaśniono w nim między innymi pojęcie i znaczenie naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie oraz zwrócono uwagę na ich związek ze strukturą tego materiału. Naświetlono również problem współzależności zjawisk zachodzących w strukturze betonu na poziomie obserwacji submikro i mikro a parametrami wytrzymałościowymi tego tworzywa obserwowanymi w skali makro. Szczególną uwagę zwrócono na powstające na tych poziomach naprężenia własne i mikrodefekty mające istotny wpływ na przebieg destrukcji naprężeniowej. Przedstawiono, jak kształtują się w betonie poziomy naprężeń σ_i i σ_{cr}

w świetle dotychczasowych badań oraz jak widziany jest problem zarysowania tego materiału w świetle mechaniki pękania. Omówiono praktyczny aspekt znajomości poziomów przedmiotowych naprężeń w betonie. Zamieszczono również w tym rozdziale kryteria przydatne w wyznaczaniu poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym, z rozdzieleniem na kryteria znane z literatury oraz na kryteria nowo opracowane przez autora i nazwane własnymi.

W rozdziale 3 omówiono zakres przeprowadzonych badań własnych i stosowaną w pracy metodykę. Badania, ściśle związane z prezentowaną problematyką, nie ograniczają się tylko do betonu zwykłego. Objęto nimi również beton zwykły impregnowany polimerem oraz betony wysokowartościowe. Ograniczono się natomiast do programu obciążania, który obejmował doraźne ściskanie osiowe.

W rozdziałach 4 i 5 zamieszczono wyniki zrealizowanych, w szerokim zakresie, badań własnych. Rozdział 4 zawiera wyniki badań wpływu kilku wybranych czynników technologicznych o zasadniczym znaczeniu na kształtowanie się w betonie ściskanym poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Badano: wpływ uziarnienia kruszywa otoczkowego, wpływ obróbki termicznej realizowanej w parze niskoprężnej oraz obróbki termicznej wykorzystującej gorącą mieszkankę betonową, wpływ impregnacji polimerem, wpływ domieszki superplastyfikatora i dodatku pyłu krzemionkowego. W rozdziale 5 przedstawiono z kolei wyniki badań wpływu na poziomy tych naprężeń takich czynników eksploatacyjnych jak wilgoć i zaolejenie olejem mineralnym.

Możliwości praktycznego wykorzystania naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym, z uwzględnieniem zarówno rezultatów badań własnych, jak i obcych, omówiono w rozdziale 6.

Rozdział 7 rozprawy zawiera podsumowanie, ujęte w formie uwag i wniosków końcowych, poszerzone o postulowane kierunki dalszych prac naukowych.

2. Analiza literatury przedmiotu

2.1. Znaczenie naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie

2.1.1. Wprowadzenie do problemu

Liczne grono badaczy uważa, że w przebiegu destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu dają się wyodrębnić trzy stadia, jakościowo różne z punktu widzenia powstających uszkodzeń jego struktury. Poziomy naprężen inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} są progami granicznymi na przejściu do kolejnego stadium uszkodzeń struktury.

Przyjmuje się, że naprężenia inicjujące σ_i odpowiadają takiemu poziomowi wyężenia betonu, po osiągnięciu którego rozpoczyna się w strukturze stabilny rozwój mikrodefektów technologicznych i mikrorys, a przed osiągnięciem którego dominująca była stabilna inicjacja mikrodefektów powstałych lub zapoczątkowanych bez udziału obciążenia zewnętrznego. Poziom tych naprężeń jest uznawany za równy granicy liniowej sprężystości betonu przy obciążeniach doraźnych i granicy liniowego pełzania przy obciążeniach długotrwałych oraz granicy trwałej wytrzymałości zmęczeniowej tego materiału.

Przyjmuje się również, że naprężenia krytyczne σ_{cr} odpowiadają takiemu poziomowi wyężenia betonu, po osiągnięciu którego rozpoczyna się w strukturze betonu niestabilny rozwój i propagacja mikrorys. Poziom tych naprężeń jest uznawany za granicę stateczności betonu rozumianą w tym sensie, że po jej przekroczeniu niestabilna propagacja mikrorys zachodzi samoistnie, bez przyrostu obciążenia, aż do zniszczenia. Poziom tych naprężeń jest traktowany ponadto jako granica ujawniania się cech plastycznych betonu przy obciążeniach krótkotrwałych i granica nieliniowego pełzania przy obciążeniach długotrwałych oraz jako długotrwała wytrzymałość na ściskanie betonu.

Pogląd o trójstadialnym przebiegu destrukcji naprężeniowej w ściskanym betonie nie jest w literaturze technicznej powszechnie akceptowany. Niektórzy badacze uznają za słuszną hipotezę kumulacji uszkodzeń Palmgrena–Minera, która zakłada, że proces rozwoju mikrouszkodzeń w obciążonym betonie jest kontynualny w funkcji przyłożonego obciążenia [194]. Ten odmienny pogląd co do sposobu rozwoju uszkodzeń w obciążanym betonie kwestionuje istnienie w tym materiale poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} . Sytuacja ta niejako zmusza do dokonania krytycznego przeglądu najważniejszych w przedmiotowym temacie rezultatów badań uzyskanych przez

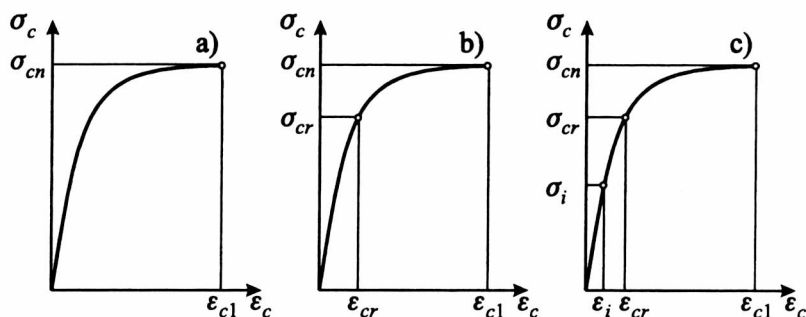
różnych badaczy, uznawanych za istotne lub wręcz podstawowe przy formułowaniu poglądów o występowaniu bądź braku oznak świadczących o istnieniu w betonie poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} .

2.1.2. Rys historyczny i obecny stan wiedzy

Pojęcie naprężeń krytycznych w betonie zostało wprowadzone do literatury technicznej pod koniec lat dwudziestych [33]. Podczas analizy procesu niszczenia ściskanego betonu, na podstawie pomiarów jego odkształceń podłużnych i poprzecznych, zaobserwowano nieodwracalny wzrost objętości próbki od pewnego poziomu naprężeń ściskających. Poziom tych naprężeń oszacowano na około 75% wartości naprężenia niszczącego i nazwano krytycznym. Wzrost objętości próbki został przypisany nierównomiernemu, w stosunku do narastającego obciążenia, przyrostowi liczby i rozwarcia powstających mikrorys. Podobny wniosek zamieszczono nieco później w pracach [62, 79, 144, 145]. W pracy [144], w której po raz pierwszy w badaniach ściskanego betonu wykorzystano metodę ultradźwiękową zauważono, że prędkość impulsów ultradźwiękowych emitowanych prostopadłe do kierunku działania obciążenia zaczyna w betonie maleć po osiągnięciu poziomu naprężenia zbliżonego do około 50% naprężenia niszczącego. Z kolei w pracy [255] zastosowano po raz pierwszy w badaniach obciążonego betonu metodę pomiaru natężenia szumów. Stwierdzono niejednakową aktywność akustyczną obciążanego betonu w całym przedziale naprężeń i zaobserwowano, że od poziomu stanowiącego około 75% naprężenia niszczącego następuje wyraźny wzrost tej aktywności. Pracę [33] uważa się praktycznie za pierwszą, w której zakwestionowano jednostadialny przebieg zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ w betonie ściskanim. Wniosek o takim przebiegu tej zależności wynikał z ustaleń teorii betonu, opracowanych do lat trzydziestych.

Omawiany problem nie stanowił w zasadzie większego zainteresowania innych badaczy przez kolejnych kilka lat. Zainteresowanie to zostało rozbudzone wtedy, gdy z jednej strony zaczęły narastać problemy związane z bezpieczeństwem i trwałością konstrukcji betonowych, z drugiej zaś strony pojawiły się przydatne z badawczego punktu widzenia nowe techniki i możliwości pomiarowe.

Źródłem istotnych danych, wskazującym na trójstadialny przebieg zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ i pozwalającym wnioskować o wielostadialnym przebiegu procesu mikrozarysowania ściskanego betonu, są między innymi prace [1, 13, 14, 22, 100, 169, 256]. Przykładowo rysunek 2.1 pokazuje ewolucję w poglądach badaczy na przebieg zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ w betonie ściskanim. Za przełomowe w tym względzie uznaje się badania m.in. autorów prac [54, 87, 136, 137, 159, 187, 252, 268], zrealizowane metodami mikroskopową i mikroskopowo-rentgenograficzną. Wymienione metody badawcze, umożliwiające bezpośrednią obserwację i rejestrację zewnętrznych objawów mikrozarysowania betonu ściskanego na różnych poziomach obciążeń opisanych przez odpowiadające im odkształcenia jednostkowe, pozwoliły uwidocznnić związek między rozwojem mikrozarysowania i odkształceniem obciążanego betonu. Wykazały one m.in., że do poziomu



Rys. 2.1. Ilustracja ewolucji poglądów badaczy w kwestii przebiegu zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ w betonie ściskanym:

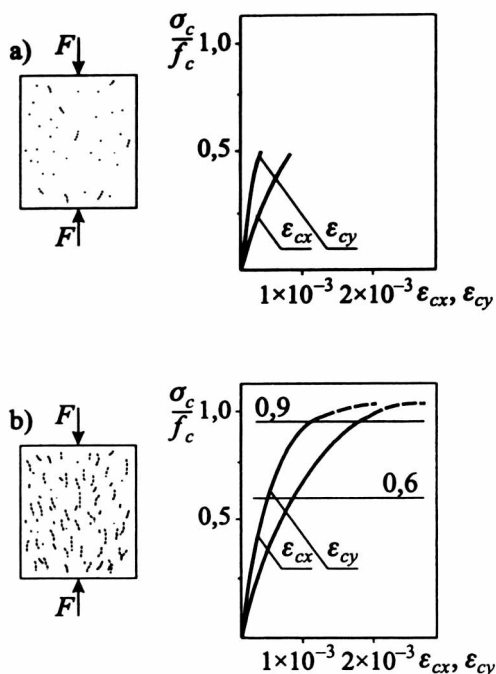
a) przebieg jednostadialny, b) przebieg dwustadialny, c) przebieg trójstadialny

Fig. 2.1. Evolution of researchers' views on $\sigma_c - \epsilon_c$ relation's course in concrete: a) one-stage course, b) two-stage course, c) three-stage course

około $0,50f_c$ rozwój mikrorys w strukturze obciążonego betonu jest nieznaczny. Przejawia się to tym, że zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ tylko w bardzo niewielkim stopniu odbiega od liniowej. Po przekroczeniu tego poziomu istnieje zaś przedział naprężeń, w którym rozwój mikrorys zarówno już istniejących, jak i nowo powstających jest bardzo istotny, a zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ nie jest już liniowa. W pracy [252] stwierdzono na przykład, że przedział ten zawiera się między $(0,60-0,90)f_c$, co ilustruje rysunek 2.2. Podobne stwierdzenie wynika także z pracy [206], w której wykazano, że w analogicznym przedziale naprężeń następuje wyraźny wzrost aktywności akustycznej badanego betonu. Z kolei w pracy [54] stwierdzono w betonie nieobciążonym istnienie mikrodefektów, powstałych na etapie technologicznym, na stykach ziaren kruszywa ze stwardniałym zaczynem cementowym. Wykazano, że do poziomu około $0,70 \sigma_c/f_c$ następuje stabilny rozwój tych mikrodefektów. Stwierdzono także, że w większym stopniu i jako pierwsze rozwijają się mikrodefekty usytuowane w rejonach styku dolnych fragmentów ziaren kruszywa z zaczynem oraz że w miarę dalszego wzrostu obciążenia dominujące zaczynają być mikrorysy tworzące się w stwardniałym zaczynie. Jeśli poziom naprężeń jest zbliżony do $0,90 \sigma_c/f_c$, tworzą się zaś ciągle mikrorysy, biegnące przez stwardniały zaczyn cementowy i jego styk z ziarnami kruszywa. Wyniki tych badań pokazano przykładowo na rysunku 2.3.

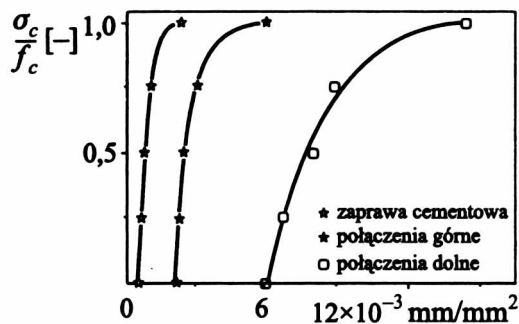
Istotne są rezultaty badań zamieszczone m.in. w pracach [15–18, 52, 87, 135, 252, 257] wykazujące, że zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ w ściskanym betonie nie ma charakteru idealnie ciągłego oraz że można w jej przebiegu wyróżnić „punkty”, w obrębie których ciągłość ta ulega zaburzeniu. W pracach [15, 17] zaproponowano sposób wyznaczania poziomów naprężeń, odpowiadających tym „punktom”, nazywanych początkowo charakterystycznymi. Wykorzystano w tym celu znajomość zmian odkształceń objętościowych betonu w funkcji przyrostu naprężeń ściskających.

Trójstadialny przebieg procesu niszczenia ściskanego betonu został ostatecznie potwierdzony i opisany pod koniec lat sześćdziesiątych w pracy [208], w której uściślo-



Rys. 2.2. Rozwój mikrozarysowań i odkształceń próbki betonowej poddanej ścisnaniu osiowemu [252]: a) . mikrorysy powstałe przed obciążeniem, ... mikrorysy powstałe w wyniku wzrostu obciążenia od poziomu 0–0,5 σ_c/f_c ,
 b) mikrorysy powstałe w wyniku wzrostu obciążenia do poziomu 0,6 σ_c/f_c ; – mikrorysy powstałe w wyniku wzrostu obciążenia od poziomu 0,6–0,9 σ_c/f_c

Fig. 2.2. Development of microcracks and strains in concrete specimen subjected to axial compression [252]: a) . microcracks formed prior to loading, ... microcracks formed as result of increase in load to level 0–0.5 σ_c/f_c ;
 b) microcracks formed as result of increase in load to level 0.6 σ_c/f_c ;
 – microcracks formed as result of increase in load to level 0.6–0.9 σ_c/f_c

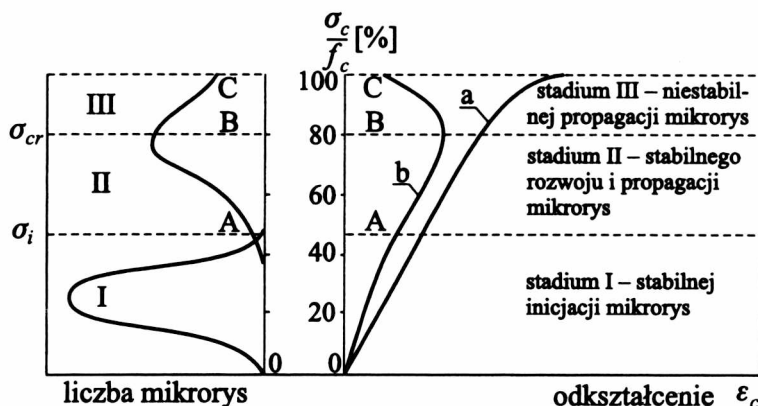


Rys. 2.3. Rozwój mikrozarysowania w betonie spowodowany doraźnym obciążeniem ściskającym [54]

Fig. 2.3. Development of microcrack in concrete caused by momentary compressive load [54]

no i nazwano zarówno trzy stadia rozwoju mikrozarysowania, jak i rozdzielające je charakterystyczne poziomy naprężeń. Stadia te to: stabilna inicjacja mikrorys, stabilny rozwój i propagacja mikrorys, niestabilna propagacja mikrorys. Rozdzielające te stadia poziomy naprężeń zostały zaś nazwane inicjującymi σ_i i krytycznymi σ_{cr} [208]. Ilustracją tych stwierdzeń jest rysunek 2.4.

Niektórzy badacze, zgadzając się z podanym w pracy [208] opisem trójstadialnego rozwoju mikrorys w ściskany beton, zwracają ponadto uwagę na to, że na stadium stabilnej inicjacji mikrorys składają się dwa podetapy [157, 176, 191]. Ich zdaniem, świadczy o tym lekko wklęsła krzywizna wykresu $\sigma_c - \epsilon_c$ we wstępnej fazie obciążania betonu, zaobserwowana także nieco wcześniej przez autora pracy [87], będąca efektem zamykania się mikrodefektów strukturalnych powstających na etapie technologicznym. Ilustrują to rysunki 2.5 i 2.6, zaczerpnięte odpowiednio z prac [87] i [176].

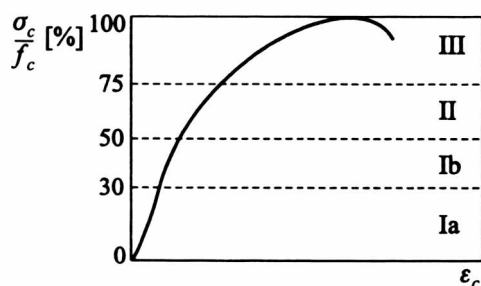


Rys. 2.4. Stadia rozwoju mikrorys w betonie ściskanym [208] i ich wpływ na zależność:

a – napężenie–odkształcenie, b – napężenie–odkształcenie objętościowe

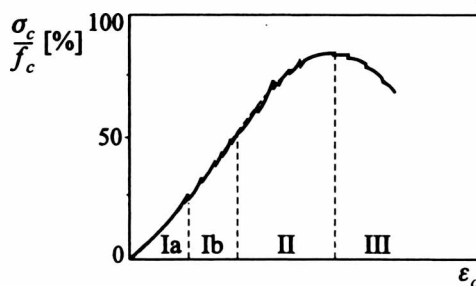
Fig. 2.4. Stages in development of microcracks in compressed concrete [208] and their effect on relations: a – stress-strain, b – stress-volumetric strain

W pierwszej połowie lat siedemdziesiątych pojawiły się prace kwestionujące istnienie w ściskanym betonie poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , a tym samym kwestionujące wielostadialny rozwój mikrouszkodzeń w tym materiale [58–60, 271]. Autorzy prac [58–60] na podstawie rozważań teoretycznych i studiów modelowych poświęconych strukturom sieciowym doszli do wniosku, że proces ten powinien być ciągły w całym zakresie obciążania. Na drodze badawczej próbowano udowodnić ten wniosek w pracy [271]. Przedstawione w niej rezultaty badań omówiono nieco szerzej, z racji powoływania się na nie przez innych badaczy jako na źródłowe. W pracy [271] zawarto rezultaty kompleksowej oceny uszkodzeń powstających w beto-



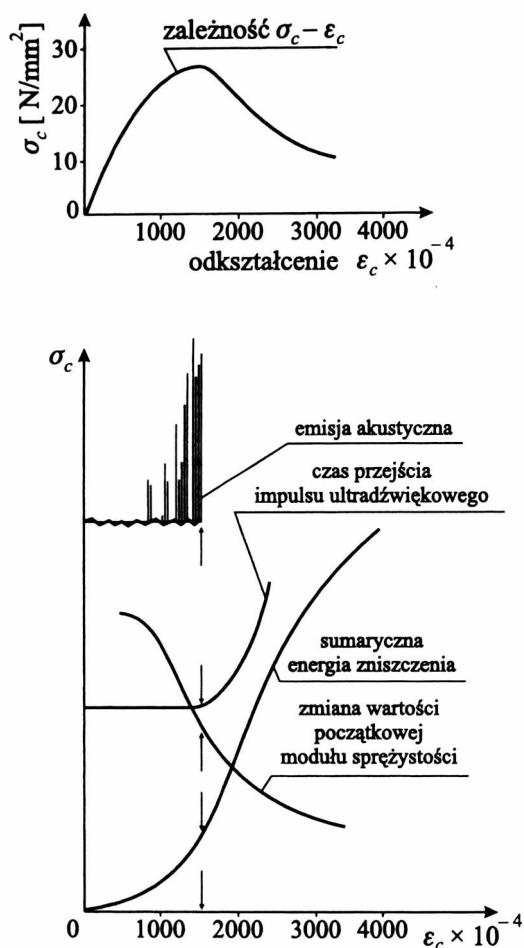
Rys. 2.5. Wykres wieloetapowej zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ w betonie ściskanym ze stałą prędkością obciążania [87]

Fig. 2.5. Multistage relation $\sigma_c - \epsilon_c$ diagram for concrete compressed at constant loading rate [87]



Rys. 2.6. Wykres wieloetapowej zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ w betonie ściskanym ze stałą prędkością odkształceń [176]

Fig. 2.6. Multistage relation $\sigma_c - \epsilon_c$ diagram for concrete compressed at constant strain rate [176]



Rys. 2.7. Zestawienie wyników badań uzyskanych podczas kompleksowej oceny uszkodzeń powstających w betonie ściskanym [271]

Fig. 2.7. Results of tests carried out as part of overall assessment of damage to concrete subjected to compression [271]

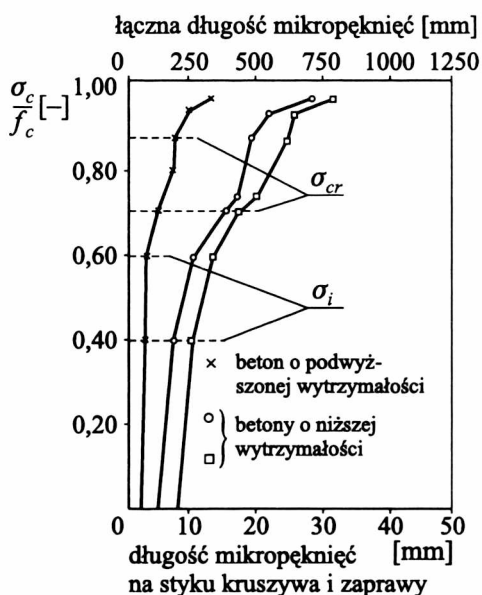
nie ściskanym doraźnie. Jej autorzy mierzyli w tym celu moduły sprężystości podłużnej przy pierwszym i ponownym obciążeniu, ustalili zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ i obliczyli na tej podstawie sumaryczną energię zniszczenia ściskanego betonu. Mierzyli także zmianę prędkości impulsów ultradźwiękowych generowanych prostopadle do kierunku działania obciążenia ściskającego oraz emisję akustyczną podczas działania tego obciążenia. Pomiar emisji akustycznej realizowany był w niskim i nietypowym dla betonu zakresie częstotliwości, wynoszącym 36–44 kHz. Zestawienie rezultatów badań, zaczerpnięte z pracy [271], zamieszczono na rysunku 2.7. Rezultaty te posłużyły ich autorom do sformułowania wniosków mówiących o tym, że destrukcja naprężeniowa doraźnie ściskanego betonu rozpoczyna się przy bardzo niskim wyężeniu i ma charakter ciągły oraz że brak jest dowodów potwierdzających istnienie podczas jej przebiegu „krytycznych” poziomów naprężeń. Należy podkreślić, że w analizie uzyskanych rezultatów badań ich autorzy nie brali pod uwagę znanych w literaturze kryteriów pomocnych w ewentualnym ustaleniu takich poziomów naprężeń. Nie podważono także przydatności tych kryteriów.

Opisany w pracy [208] trójstadiowy proces mikrozarysowania betonu

ściskanego i istnienie rozdzielających poszczególne stadia tego procesu poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , potwierdzone było wielokrotnie przez kolejnych badaczy. Ważniejsze badania potwierdzające ten fakt, opublikowane w zasadzie do połowy lat osiemdziesiątych, zostały zebrane w kilku opracowaniach zbiorowych i monograficznych. Nie sposób nie wymienić w tym miejscu prac [19, 28–30, 83, 88, 151, 190, 191, 205].

Istnienie poziomów tych naprężeń, rozdzielających trzy różne stadia w przebiegu destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu, zostało także potwierdzone w wielu innych ważnych pracach, między innymi [2, 5, 11, 42, 45, 51, 54, 67, 69, 70, 76, 77, 80, 85, 101, 109, 155, 156, 159, 165, 168, 170, 174, 189, 196, 197, 199, 202, 209, 217, 234, 235, 239, 240, 258, 264, 265, 269, 270, 272–276, 281, 284, 291]. Spośród wymienionych prac szczególnie interesujące są [174, 269, 270, 273, 274]. Przykładowo w pracy [174] zamieszczono rezultaty badań opublikowanych w pracy [271]. Autor pracy [174], interpretując zarówno rezultaty badań własnych, jak i wyniki zamieszczone w pracy [271], wyróżnia w procesie niszczenia doraźnie ściskanego betonu kilka faz. Konkretnie wyróżnia on fazę inicjacji pęknięć, fazę, w której dominuje stabilne pęknięcie zaprawy, oraz fazę końcową charakteryzującą się niestabilnym pękaniem. Interpretacja ta zdecydowanie odbiega od przedstawionej w pracy [271].

Prace [269, 270, 273, 274] zawierają natomiast rezultaty niezmiennie rzadko realizowanych bezpośrednich obserwacji wewnętrznych objawów mikrozarzysowania struktury betonów ściskanych. W pracach [269, 270] próbki cięto wzdłużnie na plastry, prostopadle do kierunku działającego obciążenia. Naświetlano je następnie promieniami X. Uzyskane radiogramy analizowano pod względem liczby i łącznej długości występujących mikrorys. Stwierdzono na tej podstawie, że w betonach o mniejszej wytrzymałości na ściskanie łączna długość mikrorys jest niewielka do poziomu naprężeń $0,40 \sigma_c / f_c$ oraz do poziomu $0,60 \sigma_c / f_c$ w przypadku betonów o podwyższonej wytrzymałości, w porównaniu z całkowitą długością mikrorys stwierdzoną w tych betonach po ich zniszczeniu. Ustalono, że do tych poziomów naprężeń następuje w głównej mierze powolna inicjacja i ujawnianie się mikrodefektów powstałych w betonie na etapie technologicznym. Poziom tych naprężeń nazwano inicjującymi [269, 270]. Z kolei w przedziale naprężeń $(0,40–0,70) \sigma_c / f_c$ w betonach o niższej wytrzymałości i w przedziale $(0,60–0,85) \sigma_c / f_c$ w betonach o podwyższonej wytrzymałości stwierdzono wyraźne, lecz stabilne powiększanie się liczby i sumarycznej długości mikrorys. Powyżej wymienionych poziomów naprężeń, nazwanych krytycznymi, proces mikrozarzysowania wszystkich badanych betonów został



Rys. 2.8. Zależność między względnym poziomem naprężeń ściskających a długością mikropeknięć powstałych w betonach [270]

Fig. 2.8. Relation between relative compressive stress and length of microcracks formed in concretes [270]

przez autorów prac [269, 270] oceniony jako niestabilny. Omówione rezultaty badań ilustruje przykładowo rysunek 2.8.

W tabeli 2.1 zamieszczono przykładowe wartości poziomów przedmiotowych naprężeń, podawane dla różnych betonów przez badaczy.

Tabela 2.1. Poziomy naprężen inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonach ściskanych, określone przez różnych badaczy

Table 2.1. Initiating stress σ_i and critical stress σ_{cr} levels determined by different researchers for concrete under compression

Autor	Rok	σ_i/f_c [-]	σ_{cr}/f_c [-]
Shah, Chandra [264, 265]	1963	0,30–0,70	0,80–0,90
Hsu, Slate, Sturman, Winter [136]	1963	0,35–0,50	0,70–0,90
Berg, Pisanko, Chromiec [17]	1966	0,40–0,50	0,70–0,80
Kupfer, Hilsdorf, Rüsch [167]	1969	0,50	0,80
Beres [12]	1971	0,60	0,90
Buyukoztruk, Nilson, Slate [41]	1971	0,40	0,85
Rybiński [258, 259]	1976	0,17–0,45	0,77–0,89
Perry, Gillott [217]	1977	0,40–0,50	0,82–0,86
Flaga, Furtak [67, 69]	1981	0,42–0,51	0,76–0,91
	1982		
Carrasquillo, Ngab, Slate, Nilson [42, 209]	1981	0,60	0,70–0,85
Hoła, Moczko [101]	1984	0,40–0,51	0,75–0,85
Smadi, Slate, Nilson [269, 270]	1987	0,40–0,60	0,70–0,85
	1989		
Hoła, Pysznik [109, 234]	1990	0,20–0,40	0,70–0,90
	1991		
Ranachowski [239, 240]	1991	0,28–0,35	0,64–0,80
Moczko, Pszonka, Stroeven [197, 199]	1991	0,20–0,40	0,70–0,85
	1995		
Rajski [235]	1995	0,30–0,56	0,62–0,90
Dalhuisen, Stroeven, Moczko [51, 275]	1996	0,45	0,89

Istnienie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} zostało także wykazane w betonie rozciągany [69, 198, 234]. Przykładowo w pracach [69, 234] poziom naprężeń σ_i oszacowano w granicach (0,40–0,51) σ_c/f_c , natomiast w pracy [198] na około 0,75 σ_c/f_c . Odkryło się to podczas realizacji ciekawego eksperymentu, którego istota polegała na wciskaniu ze stałą prędkością przemieszczania stożkowego stalowego trzpienia w głąb otworu o takim samym kształcie, wykonany w próbce betonowej. W tym samym eksperymencie ustalono, że poziom naprężeń krytycznych jest równoważny wytrzymałości betonu na rozciąganie [198]. Rezultat ten jest zgodny z uzyskanym w pracy [69].

Z rozpatrywanymi naprężeniami σ_i i σ_{cr} wiąże się ściśle zjawisko samoregeneracji struktury betonu. Jak wykazano w pracach [74, 195], niemal pełna samoregenera-

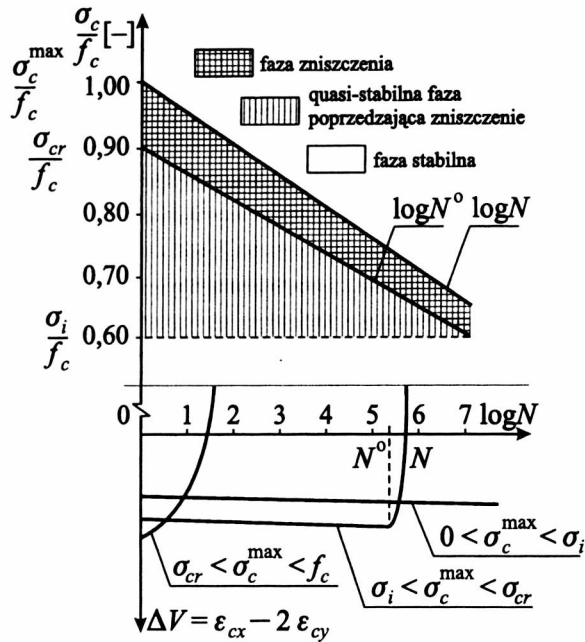
cja mikrorys powstałych w obciążonym betonie jest możliwa, jeśli poziom naprężeń wynosi $\sigma_c < \sigma_i$. Z kolei przekroczenie w betonie poziomu naprężeń σ_{cr} powodowało, że zjawisko samoregeneracji praktycznie nie występowało. Rezultaty te świadczą o istnieniu ścisłego związku struktury betonu z tymi poziomami naprężeń.

Wielu badaczy uznaje, że poziom naprężeń σ_i jest granicą dla liniowej sprężystości betonu [12, 14, 15, 17, 18, 26, 49, 67, 76, 83, 85, 136, 208, 258, 259, 269, 270]. Z rezultatów badań zamieszczonych m.in. w pracach [15, 17, 26, 136, 208, 264] wynika, że w betonie ściskany doraźnie, przy naprężeniu $\sigma_c \leq \sigma_i$, zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ jest prawie liniowa i beton zachowuje się jak ciało liniowo sprężyste. Również liniowo sprężyste cechy wykazuje beton podczas ściskających obciążeń powtarzalnych, nie powodujących przekroczenia naprężeń σ_i , co ustalili na podstawie badań między innymi autorzy prac [12, 49].

Wielu z wymienionych badaczy uznaje także, że poziom naprężeń σ_i jest granicą dla liniowego pełzania betonu, przy ściskających obciążeniach długotrwałych. Podstawą tego stwierdzenia są między innymi wyniki badań zamieszczone w pracach [7, 18, 187, 205]. Wynika z nich, że jeśli naprężenie powodowane obciążeniem długotrwałym nie przekracza poziomu naprężeń σ_i , to istniejące w betonie mikrorysy powiększają się, ale nie powstają nowe [187]. W tym zakresie obciążeń przyjmuje się, że beton jest ciałem lepkosprężystym [7].

Poziom naprężen σ_i jest także uznawany za równy trwałej wytrzymałości zmęczeniowej betonu. Podstawą tego stwierdzenia są badania zrealizowane między innymi w pracach [12, 83], z których wynika, że naprężenie $\sigma_c^{\max} < \sigma_i$ nie powoduje zniszczenia zmęczeniowego. Przyjmuje się jednak, że twierdzenie to jest prawdziwe przy liczbie cykli obciążenia $N \leq 10^7$ i przy współczynniku asymetrii cyklu $\rho^f > 0$ [83, 134, 245]. Należy dodać, że jeśli naprężenia $\sigma_i < \sigma_c^{\max} < \sigma_{cr}$, to do zmęczeniowego zniszczenia betonu ściskanego dochodzi po skończonej liczbie cykli N , zależnej od współczynnika asymetrii ρ^f i czasu trwania cyklu obciążenia [83, 134, 245]. Zniszczenie takie jest określane mianem zmęczenia wysokocyklicznego. Zmęczenie wysokocykliczne charakteryzuje się dwufazowością niszczenia betonu [12, 134]. Gdy zaś naprężenie $\sigma_c^{\max} > \sigma_{cr}$, wówczas mamy do czynienia z tzw. niskocyklowym zniszczeniem betonu [134, 245]. Rolę, jaką odgrywają naprężenia σ_i i σ_{cr} w procesach związanych z obciążeniami powtarzalnymi pokazuje rysunek 2.9, zaczerpnięty z pracy [12].

Z kolei poziom naprężeń σ_{cr} jest uznawany przez wielu badaczy za granicę nieliniowego pełzania i długotrwałą wytrzymałość na ściskanie betonu [7, 8, 77, 187, 255–257, 265, 269, 270]. Podstawą tego stwierdzenia są przede wszystkim prace [7, 18, 187, 255, 265], z których wynika, że jeśli naprężenia od obciążeń stałych zawierają się w przedziale $\sigma_i \leq \sigma_c^d < \sigma_{cr}$, to wskutek powstawania nowych mikrorys w rejonach styku krysztywa ze stwardniałym zaczynem cementowym i w samym zaczynie beton wykazuje cechy ciała nieliniowo lepkosprężystego. Badania potwierdzają też, że gdy $\sigma_c^d \geq \sigma_{cr}$, wtedy wskutek łączenia się ze sobą mikrorys i ich niestabilnej propagacji proces odkształcania się betonu pod ściskającymi obciążeniami stałymi staje się niestabilny [7, 18, 85, 187, 255]. Ponieważ niestabilna propagacja mikrorys w betonie rozpoczyna



Rys. 2.9. Naprężenia inicjujące σ_i i krytyczne σ_{cr} a obciążenia powtarzalne [12]

Fig. 2.9. Relation of initiating stress σ_i and critical stress σ_{cr} to repeated loading [12]

się przy naprężeniu równym σ_{cr} , naprężenie to i wytrzymałość długotrwała betonu uznawane są więc za równe sobie [255].

W zakończeniu przedstawionych studiów literaturowych należy zwrócić uwagę na dwa fakty. Po pierwsze, brak jest innych prac źródłowych oprócz [58–60, 271], kwestionujących istnienie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym. Na przykład w pracach [76, 151, 244, 290] autorzy przywołują jedynie badania, zwłaszcza zawarte w pracy [271], w kontekście zwrócenia uwagi na problem istnienia braku pełnej jednoznaczności wśród badaczy co do wielostadialnego przebiegu destrukcji naprężeniowej tego materiału. Po drugie, podawane przez wielu badaczy poziomy naprężen zarówno σ_i , jak i σ_{cr} , rozdzielające poszczególne stadia niszczenia ściskanego betonu, bardzo się różnią. Przyczyn występowania tych różnic należy szukać przede wszystkim we wpływie na przebieg destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu różnych czynników zaistniałych podczas tworzenia tego materiału lub podczas jego eksploatacji. Wpływ niektórych z takich czynników, stwierdzony lub jedynie sygnalizowany przez różnych badaczy, omówiono w p. 2.4.

2.2. Związek naprężeń inicjujących i krytycznych ze strukturą betonu

2.2.1. Wprowadzenie

Istnienie poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , rozdzielających stadia niszczenia betonu ściskanego, zostało stwierdzone wielokrotnie na drodze eksperymentalnej przez zdecydowaną większość badaczy. Sygnalizowany jest zarówno wpływ czynników technologicznych, jak i niemechanicznych czynników eksploatacyjnych na kształtowanie się w betonie poziomów tych naprężeń, o czym już wspomniano w p. 2.1. Jest oczywiste, że zwłaszcza czynniki technologiczne zaistniałe podczas tworzenia betonu decydują w istotnym stopniu o budowie i właściwościach powstającej struktury tego materiału. Potwierdzają to wyniki badań zamieszczone w wielu artykułach oraz monografiach i pracach zbiorowych, z których do szczególnie ważnych należy zaliczyć między innymi prace [19, 29, 30, 40, 66, 139, 141, 150, 151, 153, 166, 171, 172, 176, 177, 191, 192, 205–208, 221, 229–231].

W strukturze betonu, praktycznie na każdym poziomie jej obserwacji, występuje wiele nieciągłości. Wynikają one między innymi z niejednorodnego rozmieszczenia składników w objętości, niejednorodnego rozmieszczenia produktów hydratacji, występowania różnego rodzaju faz oraz granic i międzyfazowych stref przejściowych, niejednorodnej porowatości i struktury porów, występowania oprócz wiązań chemicznych słabych wiązań wodorowych Van der Waalsa itp. Z tych względów istnieją w strukturze tego materiału wystarczająco sprzyjające warunki do powstawania różnego rodzaju naprężeń, nazywanych własnymi, nie będących wynikiem obciążania. Przyczyn powstawania tych naprężeń upatruje się we wpływie na strukturę betonu całej gamy czynników technologicznych, mających związek ze składem mieszanki betonowej oraz warunkami tężenia i dojrzewania. Naprężenia własne są funkcją nieciągłości budowy struktury betonu i powstających w niej mikrodefektów strukturalnych, zwanych również technologicznymi. Te niepożądane i równocześnie nieuniknione elementy struktury występują, podobnie jak nieciągłości budowy, także na każdym poziomie jej obserwacji. Stopień nasycenia nimi struktury może być mniejszy lub większy i zależny między innymi od rodzaju oddziałujących na beton czynników technologicznych oraz charakteryzujących te czynniki parametrów. Jak zauważono w pracy [71], wysoki poziom defektów strukturalnych w betonie powinny charakteryzować niskie wartości naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} .

Nieciągłości i mikrodefekty strukturalne biorą czynny udział w przebiegu procesu mikrozarzysowania obciążonego betonu, na co zwrócono uwagę w wielu pracach [66–70, 76, 87, 136, 162, 176, 221, 246, 251, 252]. Potwierdzają to także obserwacje i badania prowadzone bezpośrednimi metodami pomiarowymi [19, 54, 87, 136, 137, 159, 183, 187, 252, 268, 269, 270, 272–274, 280]. W pracy [162] wyraźnie podkreślono, że mechanizm niszczenia struktury betonu jest kontrolowany nieciągłościami jej budowy

i mikrodefektami, lokującymi się w słabszych rejonach struktury. Za rejony takie uważa się styki kruszywa ze stwardniałym zaczynem cementowym, gdzie powstaje warstwa przejściowa. Z badań wynika, że budowa tej warstwy także nie jest jednorodna oraz że zawiera ona wiele nieciągłości. Jak podkreślono w pracy [221], mniej korzystne własności betonu w stosunku do tych, jakimi charakteryzuje się kruszywo i zaczyn cementowy badane oddzielnie, są istotnie uzależnione od warstwy przejściowej. Stanowi to wyraźne zwrócenie uwagi na słabość tego składnika struktury. Budowa warstwy przejściowej zależy od wielu czynników technologicznych. Na przykład według autorów prac [142, 162], najważniejsze są czynniki kontrolujące skład i strukturę tej warstwy oraz wielkość porów, gdyż jest to z kolei istotne z punktu widzenia kształtowania cech wytrzymałościowych i trwałości betonu.

Z powyższych rozważań nasuwa się spostrzeżenie, że czynniki technologiczne są w pewnym sensie „zwnnikami” łączącymi strukturę betonu z poziomami rozpatrywanych naprężeń σ_i i σ_{cr} . Stanowią zatem integralny element w poszukiwaniach związku tych naprężeń ze strukturą betonu. Wyjaśnienie poruszonych zagadnień wymaga poznania, przynajmniej w bardzo ograniczonym zakresie, podstawowych składników struktury betonu i zwrócenia uwagi na ich wytrzymałościową rolę, poznania budowy i znaczenia warstwy przejściowej przez pryzmat najważniejszych z kształtujących ją czynników, szerszego naświetlenia problematyki i przyczyn powstawania naprężeń własnych z uwzględnieniem skali rozpatrywanego obszaru struktury, a także zwrócenia uwagi na powstające w wyniku tych naprężeń nieciągłości i defekty strukturalne oraz na rolę, jaką one pełnią w przebiegu destrukcji naprężeniowej betonu.

2.2.2. Podstawowe składniki stwardniałego betonu

Podstawowymi składnikami stwardniałego betonu są: ziarna stosu okruszowego, stwardniały zaczyn cementowy, warstwa przejściowa łącząca przede wszystkim powyższe składniki, nieprzekrystalizowane ziarna cementu, pory oraz woda [29, 30, 40, 66, 139, 141, 150, 151, 153, 166, 171, 172, 176, 177, 191, 192, 206–208, 221]. Ten wielofazowy i kapilarnoporowaty materiał jest niejednorodny w skali makro, mikro i submikro. Niejednorodne są także poszczególne jego fazy.

Ziarna kruszywa różnych frakcji stanowią w strukturze betonu wypełnienie rozproszone, zespolone wskutek stwardnienia zaczynu cementowego. Może ono być reaktywne lub aktywne w stosunku do zaczynu. W pracy przyjęto, że zarówno cechy kruszywa, jak i ich stopy okruszowe spełniają podstawowe wymagania zdefiniowane w technologii betonu. Brano pod uwagę kruszywa nadające się do stosowania w betonach konstrukcyjnych o $f_k^c > f_{szc}^c$ i $E_k > E_{szc}$.

Stwardniały zaczyn cementu portlandzkiego składa się z hydratów różnych związków, określanych jako żel. Można tutaj wymienić zwłaszcza uwodnione krzemiany wapnia, wodorotlenek wapnia, uwodnione gliniany, glinokrzemiany i siarczanogliniany wapnia, pozostałości nieuwodnionych ziaren cementu, pory [139]. Pod względem

ilościowym dominującym w nim składnikiem są uwodnione krzemiany wapnia. Rozmieszczenie wymienionych utworów nie jest w strukturze zaczynu jednorodne. Jest ono losowe, co tłumaczy fakt, że jego wytrzymałość teoretyczna znacznie odbiega od określonej doświadczalnie. W pracy [139] został przeanalizowany, zarówno na podstawie badań własnych jak i obcych, wpływ składu fazowego i mikrostruktury stwardniałego zaczynu cementowego na właściwości betonu. Zwrócono także uwagę na istotny wpływ wielu czynników technologicznych na kształtowanie się tego składu i mikrostruktury, w tym między innymi stosunku W/C, uziarnienia kruszywa, warunków ciepłno-wilgotnościowych twardnienia i dojrzewania, składu mineralogicznego cementu i kruszywa.

Na takie składniki stwardniałego betonu jak warstwa przejściowa oraz pory i woda zwrócono większą uwagę w dalszej części pracy.

2.2.3. Znaczenie warstwy przejściowej

Warstwa przejściowa jest usytuowana w strukturze betonu pomiędzy zaczynem cementowym i kruszywem. Uważa się, że może ona także istnieć na granicy zaczynu cementowego i niezhidratyzowanych ziaren cementu, jednak według autorów prac [10, 193] nie ma to większego wpływu na właściwości stwardniałego betonu. Istnienie warstwy przejściowej w strukturze betonu wykazano po raz pierwszy w pracy [64]. Warstwa ta powstaje w wyniku różnych procesów fizycznych, fizykochemicznych i chemicznych, zachodzących na granicy kruszywa i zaczynu cementowego. Jej znaczenie wynika z faktu przenoszenia przez przyczepność sił i przemieszczeń występujących między wymienionymi fazami. Wpływa ona tym samym na właściwości stwardniałego betonu, w tym na wytrzymałość i odkształcalność. W pracach [164, 225] podkreślono udział warstwy przejściowej w przenoszeniu naprężeń z kruszywa na stwardniały zaczyn cementowy i fakt najczęstszego wiązania z nią zapoczątkowania destrukcji naprężeniowej betonu. Upoważnia to do stwierdzenia, że warstwa ta wpływa na przebieg procesu mikrozarysowania tego tworzywa.

Współczesna wiedza na temat warstwy przejściowej zawarta jest w wielu pracach, w tym kilku zbiorowych. Syntetycznego przeglądu najważniejszych z nich dokonano w pracy [31]. Stwierdzono w niej między innymi, że nie zostały jeszcze usunięte wszystkie niejasności nie tylko w kwestii przyczyn tworzenia się tej warstwy, ale i w poglądach na budowę i znaczenie jej wpływu na właściwości betonu. Na problem ten zwrócono także uwagę w pracy [164].

Z danych literaturowych wynika, że budowa warstwy przejściowej i jej właściwości oraz własności zależą od wielu czynników technologicznych, w tym między innymi od składu mineralogicznego cementu i obecności w nim domieszek [139], rodzaju i składu mineralogicznego kruszywa oraz chropowatości i zanieczyszczeń jego powierzchni [64, 91, 216, 219], wielkości ziaren kruszywa i stopnia ich wysuszenia [6], stosunku W/C [164, 253, 267], sposobu zagęszczenia mieszanki betonowej [43, 221], obecności

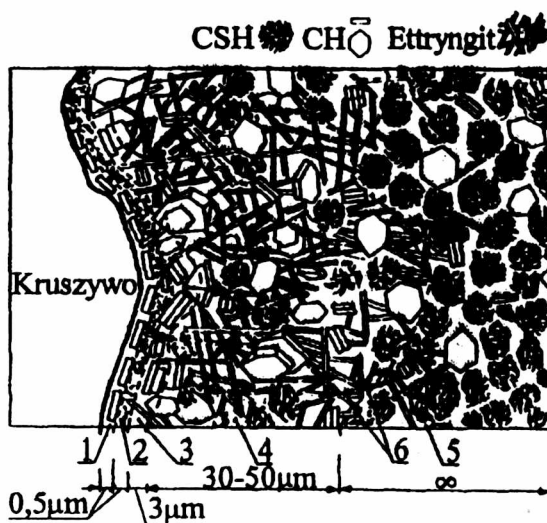
w składzie betonu domieszek plastyfikujących i dodatków mikrowypełniających [31, 89, 141, 164, 210], kinetyki twardnienia [220], czasu dojrzewania [57, 139, 219], warunków cieplno-wilgotnościowych panujących podczas dojrzewania i sposobu dojrzewania [220, 221]. Jej grubość określana jest na ogół na 20–50 μm [31]. Niektóre z wymienionych czynników w bardzo dużym stopniu przyczyniają się korzystnie do powstania silnej warstwy przejściowej, niektóre zaś nie powodują takiego efektu. W pracach [220, 221] dowiedziono, że grubość warstwy przejściowej jest większa w betonie dojrzewającym w sposób naturalny, w porównaniu do grubości tej warstwy utworzonej w betonie dojrzewającym w parze niskoprężnej. Według autora pracy [201], grubość warstwy przejściowej jest funkcją wielkości ziaren kruszywa.

Jak już wcześniej nadmieniono, warstwę tę uważa się za słabszy składnik struktury zarówno w stosunku do stwardniałego zaczynu cementowego, jak i kruszywa. Można to zapisać przykładowo w postaci zależności

$$f_k^c > f_{szc}^c > f_{wp}^c. \quad (2.1)$$

W pracy [175] wykazano mniejszą twardość warstwy przejściowej zarówno w stosunku do ziaren kruszywa, jak i do stwardniałego zaczynu cementowego. Z kolei w pracach [56, 185, 220, 294] zwrócono uwagę na większą porowatość tej warstwy w stosunku do porowatości, jaką charakteryzują się łączone przez nią fazy, oraz na niejednorodną jej budowę. W pracy [86] wykazano, że porowatość warstwy przejściowej może wynosić nawet 40–50% i przedstawiono procentowy jej rozkład na grubości. Przyczyn tego stanu rzeczy upatruje się w gorszym upakowaniu cząstek oraz we flokacji ziaren cementu [56]. Za istotną uważa się także zwiększoną obecność wody przy powierzchni ziaren kruszywa, w tym również występowanie soczewek wodnych pod większymi ziarnami kruszywa [221, 294]. Woda ta ma wprawdzie wpływ na większy stopień hydratacji cementu w rejonie kruszywa, jednak z kolei implikuje to budowę warstwy przejściowej w bezpośrednim mikroobszarze otaczającym te ziarna.

Opis tworzenia się i budowy warstwy przejściowej podano w pracy [221]. Wyjaśniono, że zachodząca hydroliza alitu C_2S i podwyższona zawartość przesyconego roztworu $\text{Ca}(\text{OH})_2$, w rejonie ziaren kruszywa, sprzyjają powstawaniu zwiększonej ilości kryształków wodorotlenku wapnia. Kryształki te lokują się w sposób zorientowany do powierzchni kruszywa, tworząc warstewkę grubości około 0,5 μm . Ponieważ dalszy wzrost grubości tej warstewki w czasie ogranicza intruzywne dołączanie się krzemionki, tworzy się więc kolejna warstewka, krótkowłóknistego żelu CSH. W efekcie powstaje zrosnięta podwójna warstwa $\text{Ca}(\text{OH})_2$ i CSH, o łącznej grubości około 1 μm . Warstwa ta uważana jest za mocną w tym sensie, że w przypadku powstania mikropęknięcia na styku z kruszywem nadal przylega ona do powierzchni kruszywa [185]. Na warstwie tej tworzy się z kolei około 3 μm wtórna warstwa zorientowanych kryształów wodorotlenku wapnia. Na zewnątrz warstwy znajduje się zaś porowaty żel CSH, ettryngit i duże kryształy wodorotlenku wapnia. Według [162], duże kryształy $\text{Ca}(\text{OH})_2$ są w strukturze koncentratorami naprężeń. Podany opis ilustruje rysunek 2.10, zaczerpnię-



Rys. 2.10. Wzorcową morfologia i struktura warstwy przejściowej zaczyn-kruszywo [221]:

- 1 – błonka $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – 0,5 μm , 2 – błonka CSH – 0,5 μm , 3 – błonka $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – 3 μm ,
4 – strefa porowata (30–50) μm , 5 – zaczyn oddalony, 6 – ettringit

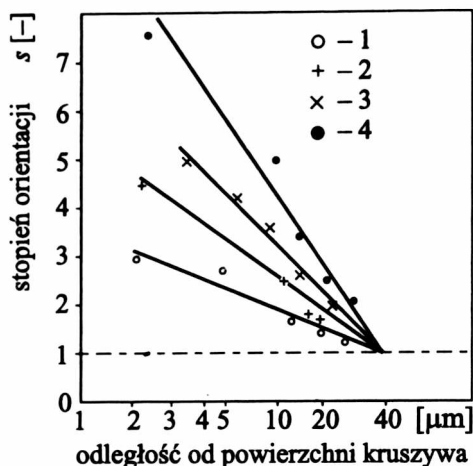
Fig. 2.10. Standard morphology and structure of transitional cement slurry-aggregate layer [221]:

- 1 – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ film – 0.5 μm , 2 – CSH film – 0.5 μm , 3 – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ film – 3 μm ,
4 – porous zone – 30–50 μm , 5 – distant slurry, 6 – ettringite

ty z pracy [221], w której podkreślono, że budowa warstwy przejściowej może odbiegać od wzorca pokazanego na tym rysunku. Ma to związek z mnogością i różnością czynników technologicznych, wpływających w praktyce na jej budowę.

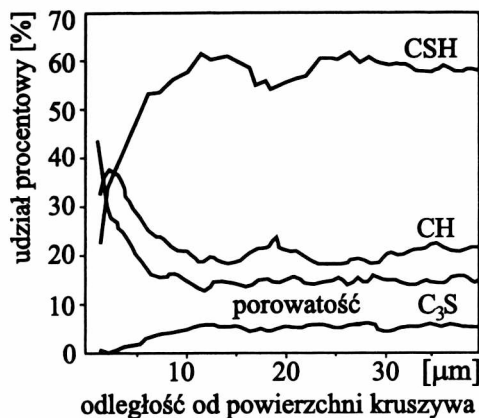
W pracy [31] podano zaś, że w świetle najnowszych badań kwestionowane jest występowanie w warstwie przejściowej, bezpośrednio na jej styku z kruszywem, podwójnej warstewki $\text{Ca}(\text{OH})_2$ i CSH. Nie jest jednak kwestionowane zorientowanie w tej warstwie kryształków wodorotlenku wapnia w stosunku do powierzchni kruszywa. Zorientowanie takie jest uznawane za defekt strukturalny [221]. Z badań wynika, że intensywność tej orientacji maleje wraz z odległością od powierzchni kruszywa. Stopień orientacji zależy od rodzaju kruszywa [55, 91]. Pokazano to na rysunku 2.11, za [91]. Z powyższych względów porowatość warstwy przejściowej także nie jest jednakowa na jej grubości, lecz maleje wraz z odległością od powierzchni kruszywa, co z kolei ilustruje przykładowo rysunek 2.12 [86].

Jak wynika z pracy [291], także przyczepność warstwy przejściowej, na styku kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego, jest mniejsza od wytrzymałości na rozciąganie tych składników struktury. Na przyczepność tę wpływa nie tylko skład mineralogiczny kruszywa użytego do wykonania betonu, ale także m.in. jego chropowatość, zapylenie, wysuszenie i uziarnienie, dynamika twardnienia i warunki dojrzewania beto-



Rys. 2.11. Wpływ rodzaju kruszywa na stopień orientacji portlandytu w warstwie przejściowej [91]: 1 – marmur francuski, 2 – marmur włoski, 3 – kwarc, 4 – polietylen

Fig. 2.11. Effect of kind of aggregate on degree of orientation of portlandite in transitional layer [91]: 1 – French marble, 2 – Italian marble, 3 – quartz, 4 – polyethylene



Rys. 2.12. Procentowy rozkład porowatości oraz kryształków CH, żelu CSH i kryształków C_3S na grubości warstwy przejściowej [86]

Fig. 2.12. Percentage distribution of porosity and CH crystals, CSH gel and C_3S crystals over thickness of transitional layer [86]

nu. Jeżeli przyczepność ta jest mała, to mała jest także grubość warstwy przejściowej. Potwierdzają to wyniki badań zamieszczone w pracach [6, 91, 216, 219, 220, 253, 291]. Na rysunku 2.13 pokazano przykładowo, za [293], jak kształtuje się przyczepność między stwardniałym zaczynem cementowym i różnym rodzajem kruszywa.

Z rysunku wynika, że zdecydowanie największą przyczepność w rejonie styku zaczynu i kruszywa uzyskuje się w przypadku wapieni. Równocześnie, jak wynika z rysunku 2.11, orientacja kryształków wodorotlenku wapnia jest w przypadku takich kruszyw mniejsza. Wiąże się to z tym, że kruszywo to ma znacznie bardziej rozwiniętą powierzchnię w stosunku do innych kruszyw i ponadto uważane jest za aktywne w stosunku do zaczynu. Aktywność tą tłumaczy się dyfuzją jonów z kruszywa do zaczynu, w wyniku której połączenia epitaksjalne wpływają wzmacniająco na więzi strukturalne na granicy faz. Wzmocnienie takie nie jest obserwowane w betonach wykonanych z użyciem kruszyw reaktywnych w stosunku do zaczynu. Warto w tym miejscu nadmienić, że między innymi w pracach [1, 67, 69, 135–137, 165, 217, 264, 270, 276] zwrócono uwagę na wzrost wartości naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} wraz ze wzrostem przyczepności kruszywa do stwardniałego zaczynu cementowego.

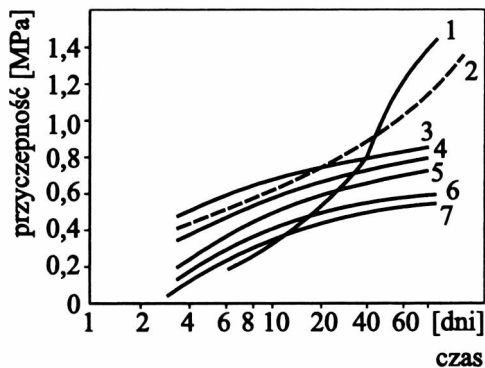
Z badań wynika, że duża kinetyka twardnienia betonu wpływa z kolei redukującą na grubość warstwy przejściowej i przyczepność w strefie styku zaczynu i kruszywa. Powstające wówczas więzi strukturalne na granicy faz są słabsze niż w przypadku beto-

nów dojrzewających normalnie [220, 291]. Dowodzi to zwłaszcza praca [220], w której zaobserwowano mikrorysy zlokalizowane na styku warstwy przejściowej i kruszywa w betonie autoklawizowanym, po zakończeniu procesu autoklawizacji, pomimo zastosowania do wykonania betonu kruszywa wapiennego. Warto zauważyć także, że w pracy [83] stwierdzono mniejsze wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie poddanym przyspieszonemu dojrzewaniu w parze niskoprężnej w stosunku do analogicznego betonu dojrzewającego normalnie. Do obniżenia przyczepności warstwy przejściowej do kruszywa może dojść także podczas eksploatacji betonu. Jest to spowodowane na przykład oddziaływaniem na beton produktów ropopochodnych, na co zwrócono uwagę w pracy [23].

Mniejsza twardość i większa porowatość warstwy przejściowej oraz słabsza przyczepność na styku kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego od wytrzymałości na rozciąganie tych składników określa w tej warstwie późniejszą drogę inicjacji i propagacji rys. Stwierdzenie to wynika z obserwacji różnych badaczy, że rysy w betonie przebiegają na ogół przez tę warstwę, w niewielkiej odległości od powierzchni kruszywa [185].

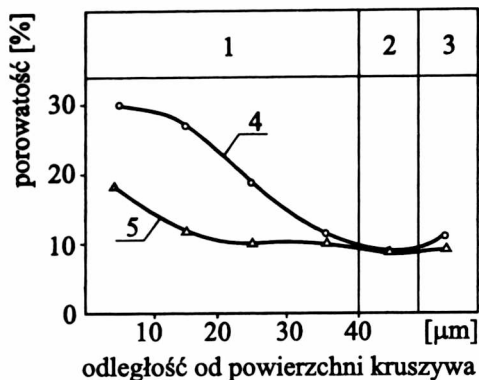
Całkowita eliminacja omawianych niejednorodności i nieciągłości budowy warstwy przejściowej, wpływających na nią osłabiająco, nie jest w pełni możliwa. Możliwa jest natomiast ich redukcja. Na etapie technologicznym efekt ten można osiągnąć między innymi w wyniku równoczesnego zmniejszenia stosunku W/C, stosowania domieszek i dodatków chemicznych i dzięki odpowiedniej technologii wykonania [21, 31, 47, 75, 139, 141, 160, 162–164, 205, 212, 235, 261, 267]. Jest udowodnione, że domieszki i dodatki chemiczne mogą znacznie zwiększyć zagęszczenie struktury betonu, między innymi przez redukcję porowatości zarówno w samej warstwie przejściowej, jak i w stwardniałym zaczynie cementowym. Potwierdzają to przykładowo rezultaty badań pokazane na rysunku 2.14, zaczerpnięte z pracy [162].

Taką domieszką jest na przykład superplastyfikator, a dodatkiem pył krzemionkowy [31, 75, 141, 162, 163, 236]. Jak wynika z prac [89, 210], skuteczne mogą być także drobne cząstki granulowanego żużla, popiół z łusek ryżowych i sadza. W efekcie uzyskuje się w warstwie przejściowej zmniejszenie zagęszczenia powstających kryształ-



Rys. 2.13. Przyczepność między stwardniałym zaczynem cementu portlandzkiego a kruszywem [291] (W/C = 0,35): 1 – wapień polerowany, 2 – wapień łamany, 3 – kwarc polerowany, 4 – kwarc żwirowy, 5 – kalcyt polerowany, 6 – skaień polerowany, 7 – granit polerowany

Fig. 2.13. Adhesion between hardened Portland cement and aggregate [291] (W/C = 0.35): 1 – polished limestone, 2 – crushed limestone, 3 – polished quartz, 4 – gravel quartz, 5 – polished calcite, 6 – polished feldspar, 7 – polished granite



Rys. 2.14. Porowatość przy powierzchni ziaren kruszywa w betonie [162]: 1 – warstwa przejściowa, 2 – średnia porowatość w betonie, 3 – porowatość w zaczynie, 4 – beton bez dodatku pyłu krzemionkowego, 5 – beton z dodatkiem pyłu krzemionkowego

Fig. 2.14. Porosity close to aggregate grains' surface in concrete [162]: 1 – transitional area, 2 – average porosity in concrete, 3 – porosity in cement paste, 4 – concrete without silica dust, 5 – concrete with silica dust

ków wodorotlenku wapnia i zmniejszenie stopnia ich orientacji w stosunku do ziaren kruszywa. Zwiększa się zatem przyczepność na styku kruszywa i zaczynu, co wpływa korzystnie na zmianę struktury porowatości. W pracy [31] podano, że przy użyciu pyłu krzemionkowego nie uzyskano wzrostu wytrzymałości zaczynów jak w przypadku betonów. Wzrost ten przypisuje się poprawie przyczepności na styku kruszywo–zaczyn. Podobny efekt wzmacniający przyczepność między tymi składnikami uzyskuje się na przykład w betonach poddanych impregnacji polimerem, co wykazano między innymi w pracach [35, 36, 279].

Fakt, że warstwa przejściowa jest słabszym elementem struktury betonu, w porównaniu ze stwardniałym zaczynem cementowym i kruszywem, sprzyja lokowaniu się w niej i na jej styku z kruszywem mikrodefektów strukturalnych będących wynikiem naprężeń własnych. Warto w tym miejscu przytoczyć spostrzeżenia i stwierdzenia za-

warte między innymi w pracach [1, 67, 69, 135–137, 165, 217, 264, 270, 276], mówiące o tym, że wartości naprężeń σ_t i σ_{cr} są ściśle skorelowane ze stanem struktury betonu przed obciążeniem, w tym przede wszystkim z wytrzymałością warstwy przejściowej i ilością mikrorys występujących w tej warstwie oraz na jej styku z kruszywem.

2.2.4. Znaczenie porów

W strukturze stwardniałego betonu istnieją różnego rodzaju i różnej wielkości pory, redukujące efektywny przekrój przenoszący obciążenie. Jeśli pominiemy nieznaczną porowatość kruszywa, to praktycznie porowatość betonu zależy wyłącznie od objętości porów występujących w stwardniałym zaczynie cementowym i w warstwie przejściowej. Objętość porów w zaczynie sięga około 40% jego objętości [205].

Przyjmując powszechnie stosowany podział porów według ich wielkości, można wymienić pory żelowe, pory kapilarne i makropory [139, 142, 162]. Średnice porów żelowych zawierają się w przedziale 0,5–10 nm. Wynikają one z krystalicznej budowy żelu, mogą stanowić niemal 30% jego objętości i są wypełnione wodą sorbowaną chemicznie. Pory kapilarne w zaczynie mają średnice zawierające się w przedziale od 10 nm do 10 μm i tworzą system połączonych ze sobą kanalików. Wypełnione są one

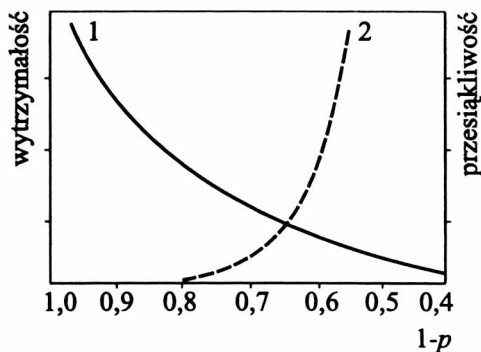
wodą wolną. Ich objętość maleje wraz z postępującą hydratacją cementu, ale tylko teoretycznie można rozważać całkowite wypełnienie tych porów produktami hydratacji [40, 166, 205]. Z kolei makropory mają średnice mieszczące się w przedziale 0,1–1,0 mm i powstają podczas układania i wibrowania mieszanki betonowej, wskutek nadmiaru wody zarobowej i pęcherzyków powietrza. W zależności od warunków wilgotnościowych, panujących podczas eksploatacji betonu, pory te mogą być w całości lub w części wypełnione wodą. Między innymi z tego względu w dalszej części pracy zwrócono uwagę na niektóre aspekty obecności wody w strukturze stwardniałego betonu.

Rozmieszczenie porów nie jest w strukturze betonu jednorodne. Na przykład, porowatość warstwy przejściowej jest znacznie większa niż porowatość stwardniałego zaczynu [56, 292]. Również porowatość warstwy przejściowej nie jest jednakowa na jej grubości [86].

Pory są zaliczane do nieciągłości i mikrodefektów przyczyniających się do powstawania naprężeń własnych w strukturze betonu. Postrzegane jest to przy rozpatrywaniu tej struktury i występujących w niej naprężeń własnych na różnych poziomach obserwacji [19, 40, 76, 139, 162], na co zwrócono uwagę w p. 2.2.6.

Porowatość jest parametrem silnie determinującym właściwości betonu, a pierwszorzędne znaczenie w tym względzie przypisuje się porom kapilarnym [139, 152, 164, 205]. Stwierdzono doświadczalnie, że wytrzymałość zarówno stwardniałego zaczynu cementowego, jak i betonu zależy nie tylko od całkowitej porowatości, ale również od jej struktury i kształtu porów [9, 38, 139, 158, 205]. Ilustruje to przykładowo rysunek 2.15, zaczerpnięty z pracy [186].

Porowatość wpływa także na wytrzymałość zmęczeniową betonu [3]. Ma ona również wpływ na przesiąkliwość betonów dla cieczy i gazów [162]. Problem porowatości jest w technologii betonu dostrzegany. W jej zmniejszeniu, na przykład wskutek obniżenia wskaźnika W/C czy też mechanicznego sprasowania mieszanki betonowej lub stosowania dodatków i domieszek chemicznych [31, 47, 75, 139, 141, 160, 162, 163, 205, 261, 267], upatruje się zarówno poprawy jakości i trwałości betonów zwykłych, jak i otrzymywania betonów wysokowartościowych. W pracy [164] podkreślono, że szczególnie istotny jest stosunek W/C, który może stanowić podstawę podziału betonów na zwykłe i wysokowartościowe. Granicę rozdzielającą wymienione betony może stanowić wartość $W/C \leq 0,4$, odpowiadająca teoretycznie zerowej porowatości kapilarnej [164].



Rys. 2.15. Wpływ porowatości na wytrzymałość i przesiąkliwość zaczynu cementowego [186]:
1 – wytrzymałość, 2 – przesiąkliwość

Fig. 2.15. Influence of porosity on cement paste's strength and permeability [186]:
1 – strength, 2 – permeability

2.2.5. Rola wilgoci

Wilgoć w strukturze stwardniałego betonu występuje zarówno w zaczynie cementowym i warstwie przejściowej, jak i w porach. Jej ilość nie jest bez znaczenia z punktu widzenia ewentualnej dalszej hydratacji niezhidratyzowanych wcześniej ziaren cementu i zmiany w czasie niektórych cech fizykomechanicznych betonu, a także z punktu widzenia zachowania się tego materiału podczas niszczenia powodowanego obciążeniem [234].

Znajdująca się w dojrzałym betonie wilgoć występuje w postaci wody związanej chemicznie, wody półzwiązanej oraz wody wolnej. Wymienione postacie wody ze względu na różne wartości energii więzy z fazami stałymi betonu związane są odpowiednimi wiązaniami chemicznymi, fizykochemicznymi i fizykomechanicznymi [24, 182]. Powstanie lub zanik określonych wiązań jest wynikiem właściwości wody i oddziaływań warunków zewnętrznych.

Woda związana chemicznie jest istotnym składnikiem sieci krystalicznej betonu. Łączy się ona w ściśle określonych ilościach w postaci cząstek H_2O i jonów OH^- w sieci krystalicznej i w związkach typu hydratów. Jest trudno usuwalna z betonu [182]. Odparowuje ona stopniowo w temperaturze 400–1000 °C i istotnie wpływa na wytrzymałość stwardniałego zaczynu cementowego.

Z kolei woda półzwiązana lub inaczej żelowa, rozdzielająca się na wodę zeolityczną i adsorpcyjną, związana fizykochemicznie siłami powierzchniowymi z fazami stałymi betonu, odgrywa główną rolę w żelach. Jest ona umiejscowiona przede wszystkim w uwodnionych krzemianach wapniowych. Jak już nadmieniono wcześniej, zagęszczenie tych krzemianów występuje w warstwie przejściowej. Woda ta odparowuje w temperaturze 110–400 °C.

Woda wolna jest związana z fazami stałymi betonu słabymi wiązaniami fizykomechanicznymi. Przenika z otoczenia do wnętrza betonu mikroporami i kapilarami, przede wszystkim wskutek procesu kondensacji kapilarnej nasyconej pary wodnej znajdującej się w makroporach. Bardzo istotne jest to, że woda ta jest stosunkowo łatwo usuwalna z betonu w temperaturze 110 °C. Można ją zamrozić. Bierze ona udział w dalszej hydratacji cementu. W zależności od sposobu eksploatacji konstrukcji ruch kapilarny wody wolnej w betonie może odbywać się w szerokim zakresie wilgotności tego materiału, to znaczy od pełnego nasycenia, przez maksymalną wilgotność sorbcyjną, do stanu suchego [109, 173, 182]. Uważa się, że o ile woda związana chemicznie jest istotnym elementem stałej części cech fizykomechanicznych betonu, o tyle woda półzwiązana i woda wolna są istotną składową zmiennej części tych cech [23].

Warto zwrócić uwagę na to, że wilgoć znajdująca się w porach i kapilarach betonu powoduje nieliniowy adsorpcyjny spadek jego wytrzymałości na ściskanie i na rozciąganie oraz rozciąganie podczas rozłupywania, czego przyczyną – według autorów prac [48, 188, 233, 249] – jest częściowe rozpuszczanie się więzy między kryształami sieci strukturalnej. Następuje z tego powodu obniżenie energii sieciowej głównie stwardnia-

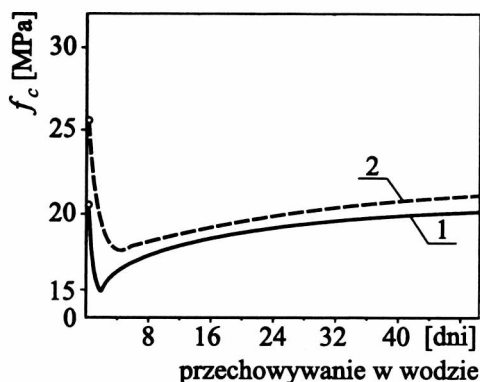
łego zaczynu cementowego, a nie warstwy przejściowej [23]. Połączenia te częściowo rozpuszczają się, po czym rozpuszczone związki wytrącają się na nowo w porach. W rezultacie masa materiału nie zmienia się, wytrzymałość zaś stopniowo się zmniejsza. Wraz ze wzrostem wilgotności i czasu oddziaływania wilgoci na beton opisane zjawisko słabnie, gdyż jej pozytywny wpływ ujawnia się w dalszej hydratacji cementu [266]. Na rysunku 2.16 pokazano przykładowo nieliniową zmianę wytrzymałości na ściskanie nasyconego wodą betonu w funkcji czasu przechowywania w wodzie.

Stopień obniżenia wytrzymałości zawilgoconego betonu charakteryzuje współczynnik rozmiękczenia k_r , opisany zależnością (2.2), w której f_c^w jest wytrzymałością na ściskanie betonu nasyconego wodą, a f_c^o wytrzymałością na ściskanie betonu suchego [46, 233]. Wartość tego współczynnika przyjęta dla betonów zwykłych waha się w przedziale 0,7–0,9

$$k_r = \frac{f_c^w}{f_c^o}. \quad (2.2)$$

Według autorów prac [48, 188, 266] spadek wytrzymałości jest również związany z rozrywaniem struktury obciążanego betonu przez rozklinowujące działanie wody znajdującej się w mikrorysach. Tłumaczy się to tym, że woda wnika po ściankach mikrorysy w kierunku jej wierzchołka aż do miejsca, gdzie wymiar tej mikrorysy uniemożliwia dalszą jej migrację. Następnie w wyniku rozklinowującego parcia wody osłabieniu ulegają wiązania między cząstkami ciała stałego, co może prowadzić do poszerzania się mikrorysy.

Zjawisko spadku wytrzymałości nasyconego wodą betonu jest częściowo odwracalne w tym sensie, że po wysuszeniu materiał ten odzyskuje wytrzymałość zbliżoną do tej, jaką miał w stanie wyjściowym. Uważa się, że rozklinowujące działanie wody prawdopodobnie silnie wspomaga destrukcję naprężeniową betonu, zwłaszcza wtedy, gdy materiał ten znajduje się w stanie pełnego nasycenia. Wskazują na to między innymi autorzy prac [265, 285], którzy zaobserwowali, że przy stałym obciążeniu betonu czas do jego zniszczenia maleje wraz ze wzrostem wilgotności. Ponadto, jak podano w pracy [191], w badaniach betonu związanych z zastosowaniem mechaniki pęknięcia zaobserwowano wpływ zawartej w nim wody na podkrytyczny wzrost i szybsze rozprzestrzenianie się szczeliny. Stwierdzono także, że energia powierzchniowa zniszczenia w przypadku mokrych próbek betonowych jest mniejsza niż próbek suchych.



Rys. 2.16. Wytrzymałość na ściskanie nasyconego wodą betonu, w funkcji czasu [266]:
1 – beton o wilgotności naturalnej,
2 – beton wysuszony

Fig. 2.16. Compression strength of concrete saturated with water versus time [266]:
1 – naturally humid concrete,
2 – dried concrete

2.2.6. Naprężenia własne i ich udział w procesie mikrozarzysowania obciążonego betonu

Zagadnienie istnienia i powstawania naprężeń własnych w strukturze betonu najprościej można wyjaśnić, utożsamiając je z naprężeniami będącymi wynikiem wpływu temperatury na stan energetyczny rozpatrywanego układu [76]. W praktyce, w zależności od skali przyjętej obserwacji, wpływów i powodujących je czynników jest znacznie więcej. W nieco szerszym wyjaśnieniu tego zagadnienia oparto się na teorii ujmującej problem wytrzymałości betonu w sposób energetyczny, rozwiniętej w pracach [66, 76]. Teoria ta pozwala na głębszą interpretację i zrozumienie wielu zjawisk zachodzących w tym obciążonym materiale, wiążących się bezpośrednio z problemem niekontynuального procesu narastania mikrouszkodzeń.

Z wymienionych w p. 2.2.2 podstawowych składników stwardniałego betonu najważniejsze z energetycznego punktu widzenia są stwardniały zaczyn cementowy i wykształcona warstwa przejściowa. Kruszywo i cement tworzą bez nich jedynie mieszaninę, stanowiącą heterogeniczny układ wielofazowy o wytrzymałości mechanicznej i o energii sieciowej równej zeru. Według autora prac [66, 76], energia sieciowa betonu jest sumą energii sieciowych jego poszczególnych składników. Do momentu aż nie pojawiają się sieci strukturalne stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej, energia więzi strukturalnych kruszywa i nieprzekrystalizowanych ziaren cementu jest nieprzydatna. Jeśli przyjąć, że trwałą sieć strukturalną stwardniałego zaczynu i warstwy przejściowej tworzy skutek oddziaływań międzycząsteczkowych zbiorów cząstek elementarnych i atomów, to energia potencjalna tej sieci jest sumą energii wszystkich więzi tworzących stwardniały zaczyn cementowy. Jak podkreślono w pracy [76], energia warstwy przejściowej jest po części jej funkcją. Suma tej energii zależy od stopnia zaawansowania procesu hydratacji cementu i rodzaju oraz wielkości sił koordynujących ten proces [66, 76].

W skład sieci strukturalnej stwardniałego zaczynu cementowego wchodzi atomy. Wykonują one wokół swoich położeń równowagi ciągłe ruchy drgające o amplitudach zależnych od zasobu energii cieplnej rozpatrywanego układu i podlegają wzajemnemu przyciąganiu lub odpychaniu [66]. Uwzględniając zarówno ten fakt, jak i różnorodność chemiczną i fizykochemiczną połączeń między elementami tej sieci, można przyjąć, że w jednostce objętości stwardniałego zaczynu cementowego występują więzi o różnej wytrzymałości na rozciąganie zawierającej się w zakresie od zera do F_o . W pracy [66] zapisano to zależnością (2.3), gdzie F_o jest graniczną wytrzymałością na rozciąganie więzi łączącej dwa atomy, równoznaczną z siłą $F_{(r)}^{\max}$ niszczącą pojedynczą więź

$$F_o = F_{(r)}^{\max} = \left. \frac{dV(r)}{dr} \right|_{r_o + x_o} = \frac{\beta^2}{4\gamma}, \quad (2.3)$$

a β i γ charakteryzują odpowiednio udział cech sprężystych i cech plastycznych w siłach wzajemnego oddziaływania atomów. Ponieważ w dowolnej chwili, dla danego

poziomu energetycznego, odległości między atomami tworzącymi sieć strukturalną nie są jednakowe, lecz różne, układ atomów w tej sieci nie znajduje się więc w stanie równowagi termodynamicznej. Brak tej równowagi owocuje istnieniem naprężeń własnych, gdyż atomy wyrwywają się ze swoich chwilowych miejsc położenia i lokalnie niszczą lub uszkadzają powstające więzi.

Globalnie energia naprężeń własnych stanowi różnicę między energią zewnętrzną V_{zn} potrzebną do niszczenia zdefektowanego materiału, a energią V_o potrzebną do zniszczenia materiału pozbawionego defektów, tak jak to pokazano na rys. 2.17 i zapisano w postaci zależności (2.4) [76]. Na rysunku 2.17 [66]

$$V_{zn} = V_o - V_{nw} \quad (2.4)$$

krzywa $F_{(r)}$ opisuje średnią siłę więzi, a krzywa $V_{(r)}$ obrazuje energię potencjalną elementarnej cząstki.

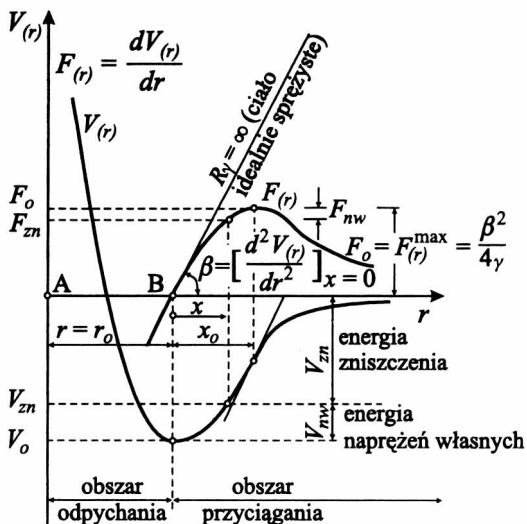
Uwzględniając zależność (2.4), energię zniszczenia więzi w rozpatrywanej objętości zdefektowanego stwardniałego zaczynu cementowego można przedstawić zależnością (2.5) [66]

$$V_{szc} = k n_{(t)} V_{zn}, \quad (2.5)$$

gdzie n jest liczbą wiązań w rozpatrywanej objętości, zmienną po czasie (t), a k jest współczynnikiem proporcjonalności. Siłę niszczącą wszystkie więzi stwardniałego zaczynu cementowego, proporcjonalną do jego wytrzymałości na rozciąganie, przedstawia zależność (2.6), gdzie k' jest współczynnikiem proporcjonalności

$$f_{szc}^{ct} = k' V_{szc}. \quad (2.6)$$

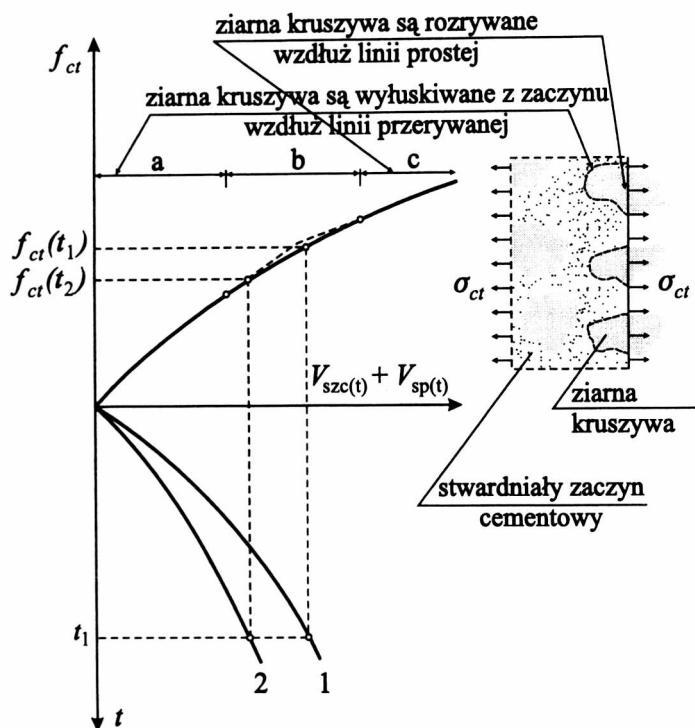
Od momentu pojawienia się sieci strukturalnej stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej, w rozważaniach dotyczących energii sieciowej betonu nie może być pominięte kruszywo. Czas, po upływie którego energia sieciowa kruszywa zaczyna mieć istotny wpływ na energię betonu, a więc i na wytrzymałość betonu na rozciąganie, zależy między innymi od takich czynników, jak: rodzaj kruszywa i jego aktywność chemiczna w stosunku do zaczynu, wielkość i kształt ziaren, morfologia i zapylenie kruszywa, warunki tężenia i dojrzewania betonu [66, 68]. Wartości energii



Rys. 2.17. Energia i siły więzi w elementarnej cząsteczce dwuatomowej stwardniałego zaczynu cementowego [66]

Fig. 2.17. Binding energy and forces in elementary diatomic particle of hardened cement slurry [66]

sieciowych stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej rosną wraz z upływem czasu, natomiast energia sieciowa kruszywa pozostaje niezmienna w czasie. Na rysunku 2.18 pokazano przykładowo za [66, 68] zależność między sumą energii



Rys. 2.18. Zależność między energią sieciową stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej a wytrzymałością betonu na rozciąganie w nawiązaniu do rozdzielczego zniszczenia struktury przez rozciąganie [66, 68]: 1 – kruszywo mocne, ale reaktywne chemicznie, 2 – kruszywo słabe, ale aktywne chemicznie: a – gdy suma energii sieciowej stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej jest mała, zniszczenie następuje wskutek wyluskiwania ziaren kruszywa, b – gdy suma energii sieciowej stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej odpowiada średniemu poziomowi, zniszczenie następuje wskutek równoczesnego wyluskiwania ziaren i rozrywu ziaren kruszywa, c – gdy suma energii sieciowej stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej jest duża, zniszczenie następuje wskutek rozerwania ziaren kruszywa

Fig. 2.18. Relation between lattice energy of hardened cement slurry and transitional layer and tensile strength of concrete applying to separation failure of structure under tension [66, 68]: 1 – tough but chemically reactive aggregate, 2 – brittle but chemically active aggregate a – when the sum of the lattice energy of the hardened cement paste and the transitional layer is small, failure occurs as a consequence of the enucleation of aggregate grains; b – when the sum of the lattice energy of the hardened cement paste and the transitional layer is at an intermediate level, failure occurs as a consequence of the simultaneous enucleation and bursting of aggregate grains; c – when the sum of the lattice energy of the hardened cement paste and the transitional layer is large, failure occurs as a consequence of the bursting of aggregate grains

sieciowych stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej a wytrzymałością betonu na rozciąganie, w nawiązaniu do rozdzielczego zniszczenia struktury przez rozciąganie.

Z rysunku 2.18 można odczytać, że do pewnego momentu twardnienia suma energii sieciowej zaczynu cementowego oraz warstwy przejściowej jest mała i wówczas zniszczenie przekroju następuje na styku tego zaczynu z kruszywem. Styk ten jest wtedy najsłabszym ogniwem w strukturze betonu. Gdy zaś suma tej energii osiągnie odpowiednio wysoki poziom, istotną zaczyna być stała w czasie energia sieciowa ziaren kruszywa i zniszczenie przekroju może wówczas przebiegać przez rozrywane ziarna.

Wytrzymałość na rozciąganie betonu można więc wyrazić zależnościami (2.7) i (2.8), opisującymi odpowiednio zniszczenie przekroju bez rozerwania ziaren kruszywa i zniszczenie z rozerwaniem tych ziaren [66]

$$f_{ct1} = k' V_{szc} [z + n (1 - z) \frac{V_{wp}}{V_{szc}}], \quad (2.7)$$

$$f_{ct2} = z k' V_{szc} + (1 - z) f_k^{ct}, \quad (2.8)$$

gdzie: V_{szc} i V_{wp} – oznaczają odpowiednio energie sieciowe stwardniałego zaczynu cementowego i warstwy przejściowej, pomniejszone o energię występujących w tych składnikach naprężeń własnych,

z – ilość stwardniałego zaczynu cementowego przypadającego na jednostkę powierzchni płaskiego przekroju betonu,

n – stosunek połowy powierzchni ziarna kruszywa do pola jego przekroju poprzecznego,

f_k^{ct} – wytrzymałość kruszywa na rozciąganie.

Zniszczenie przekroju z rozerwaniem ziaren kruszywa wystąpi, gdy $f_{ct2} \leq f_{ct1}$. Po wstawieniu do tej nierówności zależności (2.7) i (2.8) otrzymamy zależność

$$f_{szc}^{ct} \geq \frac{1}{n} R_k' \frac{V_{szc}}{V_{wp}}. \quad (2.9)$$

W pracy [66] wyliczono przykładowo, że jeśli stosunek $V_{wp}/V_{szc} = 1,0$, to $f_{szc}^{ct} \geq 1/n f_k^{ct}$, natomiast gdy $V_{wp}/V_{szc} = 2,0$, wtedy $f_{szc}^{ct} \geq 5/n f_k^{ct}$. Wyliczenia te pokazują, że charakter zniszczenia przekroju betonowego jest uzależniony zarówno od wytrzymałości kruszywa na rozciąganie, jak i od energii sieciowej warstwy przejściowej i jej cech wytrzymałościowych opisanych parametrem $n(V_{wp}/V_{szc})$. Przekształcając zależność (2.9), można wyliczyć minimalną wartość stosunku energii sieciowej warstwy przejściowej do energii sieciowej stwardniałego zaczynu cementowego, przy której zachodzi zniszczenie przekroju z rozerwaniem ziaren kruszywa. Wartość tę określa, według pracy [66], zależność

$$\frac{V_{wp}}{V_{szc}} \geq \frac{1}{n} \frac{f_k^{ct}}{f_{szc}^{ct}}. \quad (2.10)$$

Należy w tym miejscu zwrócić uwagę na to, że wytrzymałość na rozciąganie ziaren kruszywa jest uzależniona od ich wielkości, co w pracach [68, 94] opisano zależnością (2.11), w której f_{kt}^{ct} i f_{kd}^{ct} oznaczają odpowiednio wytrzymałość na rozciąganie ziaren kulistych o średnicach D_x i D . Warto także zauważyć za autorem pracy [177], że im większe jest ziarno kruszywa, tym większa jest koncentracja naprężeń na jego styku ze stwardniałym zaczynem cementowym podczas obciążania betonu

$$f_{kt}^{ct} = f_{kd}^{ct} \sqrt[3]{\frac{D}{D_x}}. \quad (2.11)$$

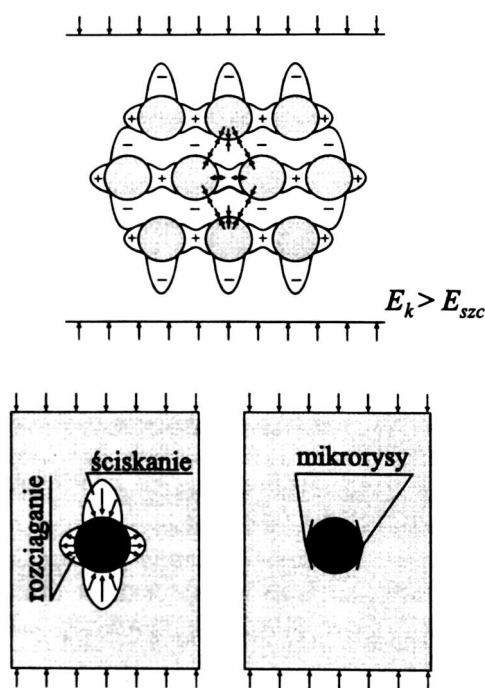
Zależność pokazana na rysunku 2.18 może być także odnoszona do wytrzymałości betonu na ściskanie. Rozważania teoretyczne i badania eksperymentalne dowodzą bo-

wiem, że zniszczenie betonu zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu jest typu rozdzielczego i następuje w wyniku przekroczenia wytrzymałość na rozciąganie, tak jak pokazano to na rysunku 2.19.

Jak już nadmieniono wcześniej, wpływów i czynników powodujących powstawanie naprężeń własnych w strukturze betonu, redukujących energię sieciową tego materiału, jest wiele. Naprężenia te równoważą się w tych obszarach struktury, w których powstają. Z tego punktu widzenia możliwy jest więc ich podział na submikro, mikro i makro [70, 76, 203], a przyczyn ich powstawania upatruje się w całej gamie czynników technologicznych ważnych ze względu na kształtowanie się struktury betonu.

Naprężenia własne submikro powstają przede wszystkim w wyniku procesów hydrolizy, hydratacji i krystalizacji spoiwa cementowego. Równoważą się one w obszarach o wymiarach 10^{-10} m.

W wyniku procesów hydrolizy i hydratacji następuje rozdrobnienie ziaren cementu do takiego stopnia, że ich powierzchnia właściwa zwiększa się około 15-krotnie. Ponieważ każda nowo powstała cząstka cementu pokrywa się monomolekularną warstwą wody związaną z nią siłami Van der



Rys. 2.19. Mechanizm powstawania naprężeń rozciągających w betonie ściskanym na styku ziaren kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego [76, 176]: „-” naprężenia ściskające, „+” naprężenia rozciągające

Fig. 2.19. Mechanism of tensile stress generation at aggregate grains/hardened cement paste contact in concrete subjected to compression [76, 176]: “-” – compressive stress, “+” – tensile stress

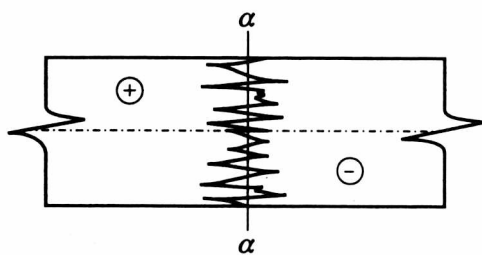
Waalsa, typu jon–dipol [66, 76], powiększa się więc faza stała w twardniejącym zaczynie cementowym. Z tego tytułu powstają w strukturze pewne ciśnienia, skierowane na zewnątrz.

Z kolei etap krystalizacji fazy żelowej to chemiczne wiązanie wody przez minerały cementu. Cząsteczki wody wchodzą w sieć strukturalną tych minerałów i układ cement–woda zmniejsza z kolei swoją objętość. Narastające kryształy powodują zmniejszenie się powierzchni wewnętrznej fazy stałej oraz wzrost energii sieciowej zaczynu cementowego, z dominującym udziałem wiązań typu jon–jon [66, 76]. Z tym procesem wiąże się zjawisko kontrakcji, powodujące porowatość kontrakcyjną stwardniałego zaczynu cementowego. Średnica takich porów zawiera się w przedziale 0,5–2000 nm. Pory te są nieciągłościami w strukturze stwardniałego zaczynu cementowego, uważanymi za załączki przyszłej destrukcji naprężeniowej [70].

Nie są to jedyne defekty powstające w strukturze stwardniałego zaczynu na tym poziomie obserwacji. Należy do nich także zaliczyć lokalne mikrozarzysowania spowodowane rozrywaniem więzi strukturalnych pseudostalej struktury stwardniałego zaczynu cementowego wskutek lokalnych ciśnień powstających podczas narastania kryształów [76]. Wpływa to redukująco na energię sieciową tego składnika struktury betonu, a ilość i wielkość takich mikrodefektów jest tym większa, im większa jest dynamika krystalizacji uwodnionych minerałów cementu. Defekty te powstają szczególnie podczas obróbki termicznej betonu, znacznie przyspieszającej wszelkie procesy fizykochemiczne i chemiczne tężenia betonu.

Do głównych czynników przyczyniających się do powstania naprężeń własnych mikro można zaliczyć m.in.: powstawanie w strukturze betonu porów z nadmiaru wody zarobowej i pęcherzyków powietrza zawartych w mieszance betonowej, oddziaływania skurczowe i termiczne w początkowym okresie tężenia, reaktywność kruszywa w stosunku do zaczynu cementowego, zapylenie kruszywa, uziarnienie kruszywa. Naprężenia własne mikro powstają także w wyniku rozsegregowania składników betonu. Warto wtrącić, że na rozsegregowanie składników narażony jest zwłaszcza beton wirowany [146, 147]. Naprężenia te równoważą się w obszarach o wymiarach około 10^{-6} m [36, 70]. Miejscem ich głównego występowania jest warstwa przejściowa i jej styk z kruszywem i stwardniałym zaczynem cementowym. Tam też lokalizują się powstające mikrodefekty. Są one w dużym stopniu zależne od energii sieciowej warstwy przejściowej i równocześnie w istotnym stopniu decydują o właściwościach tej warstwy [66].

Mimo że wielu badaczy zaobserwowało rozpoczęcie procesu mikrozarzysowa-



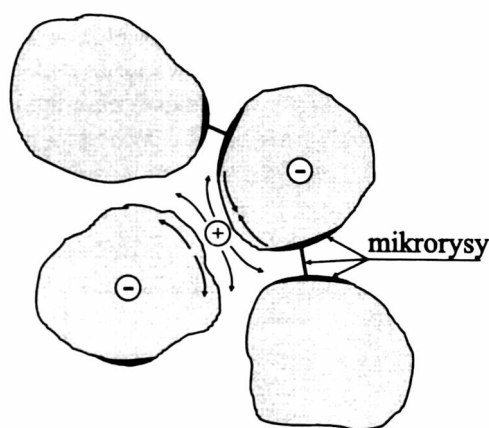
Rys. 2.20. Naprężenia własne mikro w przekroju elementu betonowego [76]

Fig. 2.20. Internal microstresses in concrete element's cross-section [76]

nia obciążanego betonu od stabilnej inicjacji mikrodefektów będących wynikiem naprężeń własnych mikro [19, 54, 187, 252, 268–270, 272–274], naprężenia te i powstające w ich wyniku mikrodefekty są na ogół nadal niedocenianym problemem w elementach wykonywanych z betonu [76]. Warto więc zwrócić nieco większą uwagę na wymienione wcześniej czynniki, przyczyniające się do powstawania tych naprężeń w strukturze betonu.

I tak, pory powstałe podczas układania i wibrowania mieszanki betonowej, wskutek nadmiaru wody zarobowej i pęcherzyków powietrza, lokalizują się głównie pod większymi ziarnami kruszywa. Zmniejszają one energię sieciową betonu i są przyczyną koncentracji naprężeń w obszarach do nich przyległych. W pracy [54] stwierdzono, że wyraźny rozwój tych mikrodefektów rozpoczyna się przy obciążeniu odpowiadającym około $0,60 f_c$.

Z kolei oddziaływania typu skurczowego to przede wszystkim wynik ograniczenia skurczu kontrakcyjnego zaczynu przez sztywne ziarna kruszywa [40, 68, 70, 76, 96, 148, 169, 205, 283]. Według [96], z tego powodu wraz ze wzrostem wielkości ziaren kruszywa następuje w betonie wzrost lokalnych naprężeń własnych mikro. W strukturze betonu powstaje wówczas samorównowagujący się stan naprężenia, gdzie ziarna kruszywa są ściskane, a twardej zaprawa cementowa rozciągana. Jeśli w takim układzie nastąpi lokalne przekroczenie wytrzymałości stwardniałego zaczynu na rozciąganie, to może pojawić się defekt strukturalny w postaci mikropęknięcia zarówno w samym zaczynie, jak i na jego styku z kruszywem. Sytuację taką ilustruje przykładowo rysunek 2.21 [76].



Rys. 2.21. Naprężenia skurczowe i powstałe w ich wyniku mikrorzysy na styku ziaren kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego [76]

Fig. 2.21. Shrinkage stresses and microcracks formed as a result of them at aggregate grains/hardened cement paste contact [76]

Warto w tym miejscu przynajmniej zasygnalizować, że złożoność procesu powstawania skurczu i istnienie współzależności wielu czynników technologicznych wpływających na jego wielkość było przedmiotem licznych badań. Rezultaty większości z nich zebrano m.in. w opracowaniach [40, 148, 205, 292].

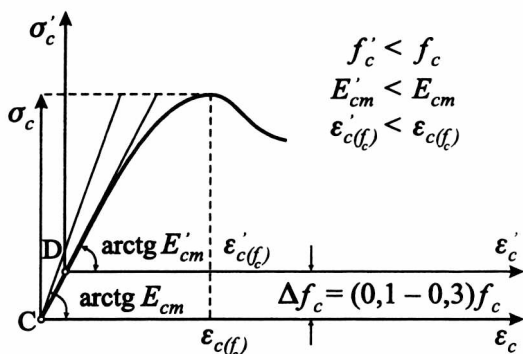
Także oddziaływania termiczne, nie tylko na tężący, ale i stwardniały beton, są powodem powstawania w jego strukturze ciśnień i naprężeń własnych mikro, na przykład podczas przyspieszonego dojrzewania betonu, zwłaszcza w parze niskoprężnej. Dzieje się tak wskutek różnych rozszerzalności termicznych wchodzących w skład mieszanki betonowej faz stałej, ciekłej i gazowej, a także różnej rozszerzalności termicznej poszczególnych składników

stwardniałego betonu. Wewnętrzne ciśnienia w tężejącym betonie mogą być również powodowane wewnętrzną i zewnętrzną wymianą masy, odnoszącą się do przemieszczeń wilgoci na skutek występujących gradientów temperatury [44, 66]. Podobnie woda zarobowa w twardniejącym betonie oraz woda wolna zawarta w kapilarach stwardniałego betonu, której ściśliwość jest mała, ogrzewana bez możliwości jej swobodnego rozszerzania się, wywala znaczne ciśnienie na otaczające ją stałe składniki struktury betonu [44]. Efekt zwiększonych naprężeń własnych na zależność $\sigma_c - \varepsilon_c$ w betonie naporzanym ilustruje poglądowo rysunek 2.22, zaczerpnięty z pracy [76]. Układ współrzędnych C, ε_c , σ_c przedstawia stan bezdefektowy materiału, a układ D, ε'_c , σ'_c przedstawia rzeczywistą zależność $\sigma'_c - \varepsilon'_c$ z istniejącymi w strukturze naprężeniami własnymi. Na rysunku tym Δf_c oznacza zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie betonu naporzanego w stosunku do wytrzymałości na ściskanie f_c betonu dojrzewającego normalnie.

Także duże gradienty temperatur zewnętrznych, oddziałujące na przypowierzchniowe strefy eksploatowanych elementów betonowych, mogą być przyczyną powstawania naprężeń własnych i związanych z nimi mikrouszkodzeń strukturalnych [70].

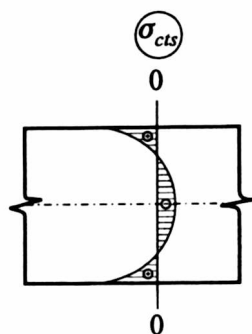
Reaktywność kruszywa w stosunku do zaczynu cementowego oraz jego zapylenie – to także istotne czynniki przyczyniające się do powstawania naprężeń własnych typu mikro i związanych z nimi defektów strukturalnych na styku ziaren kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego. Jak już nadmieniono w p. 2.2.3, brak lub słabe więzi krystalograficzne między tymi składnikami betonu wpływają redukująco na energię sieciową warstwy przejściowej i powodują, że przyczepność w tej strefie jest mniejsza od wytrzymałości na rozciąganie stwardniałego zaczynu cementowego [6, 91, 216, 219–221, 253, 291].

Rola uziarnienia kruszywa w powstawaniu omawianych naprężeń własnych jest także istotna. W betonach o przewadze grubych frakcji kruszywa (małe punkty piaskowe) występuje więcej defektów strukturalnych w postaci pęcherzyków powietrza i nadmiaru wody zarobowej gromadzącej się pod większymi ziarnami kruszywa. Także przyczepność stwardniałego zaczynu cementowego jest odwrotnie proporcjonalna do średnicy ziaren kruszywa, co sprzyja tworzeniu się mikrodefektów strukturalnych w rejonie dużych ziaren. Duże ziarna kruszywa ograniczają ponadto w większym stopniu skurcz kontrakcyjnego zaczynu i tym samym przyczyniają się do



Rys. 2.22. Zmniejszenie wytrzymałości Δf_c betonu naporzanego jako efekt zwiększonych naprężeń własnych (przesunięcie układu współrzędnych z punktu C do punktu D) [76]

Fig. 2.22. Reduction in strength Δf_c of steamed concrete due to increased internal stresses (shift of coordinate system from point C to point D) [76]



Rys. 2.23. Naprężenia własne makro w przekroju elementu betonowego [76]:

„+” – rozciąganie,
„-” – ściskanie

Fig. 2.23. Internal macrostresses in concrete element's cross-section [76]:

“+” – tension,
“-” – compression

powstawania w ich obrębie mikrodefektów strukturalnych o większych rozmiarach [97, 143, 201, 221].

Z kolei naprężenia własne makro równoważą się w obszarach o wymiarach około 10^{-2} m. Zaliczają się do nich wszelkiego rodzaju naprężenia termiczne i skurczowe w przekroju elementu, powstające wskutek nieliniowych i niestacjonarnych pól temperatury i wilgoci [68, 70, 76, 148, 205, 283, 292]. Powodują one rozciąganie stref zewnętrznych i ściskanie stref wewnętrznych elementu, tak jak pokazano to przykładowo na rysunku 2.23, choć możliwa jest także sytuacja odwrotna.

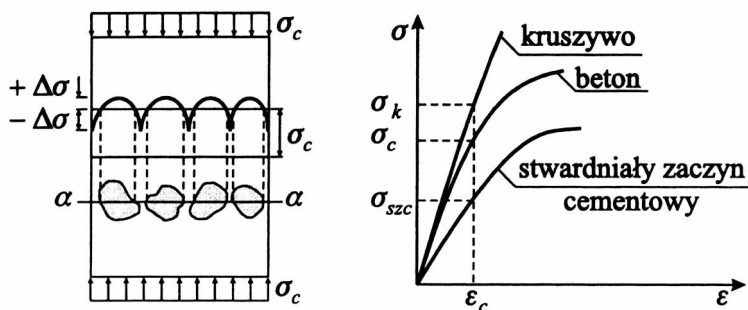
Niestacjonarne pola temperatury i wilgoci w betonie mogą być wynikiem m.in. oddziaływania kinematycznego środowiska, samoociepłenia wskutek ciepła hydratacji cementu, obróbki termicznej, ucieczki ciepła podczas betonowania w warunkach obniżonych temperatur itp. Pola wilgoci mogą być niezależne od temperatury, a strumienie dyfuzyjne i termodyfuzyjne wilgoci mogą działać zgodnie i przeciwnie. Naprężenia własne makro są przyczyną zarysowań termicznych oraz skurczowych w strefach przypowierzchniowych elementów betonowych. Jak podkreślono m.in. w pracach [76, 283], podlegają one w rozwiązaniach projektowych obliczeniom. Wy-

niki tych obliczeń są uwzględniane podczas konstruowania takich elementów.

W pracy [76] zauważono ponadto, że w niejednorodnej strukturze betonu dochodzi do powstawania dodatkowych naprężeń własnych makro podczas obciążania. Naprężenia te wynikają ze zróżnicowania modułów sprężystości kruszywa, stwardniałego zaczynu cementowego oraz betonu i zależą od przebiegu zależności $\sigma - \epsilon$ dla tych materiałów. Stwierdzenie to ilustruje przykładowo rysunek 2.24, zaczerpnięty z pracy [76].

Pełna eliminacja omawianych naprężeń własnych i związanych z nimi mikrodefektów technologicznych w strukturze betonu nie jest możliwa, gdyż są one immanentną cechą tego materiału. W p. 2.2.3 zwrócono już uwagę na to, że możliwa jest jednak ich znaczna redukcja, na przykład przez mechaniczne sprasowanie mieszanki betonowej. Jak podkreślono w pracy [160], zabieg ten korzystnie wpływa na zmianę form defektów strukturalnych i w konsekwencji można spodziewać się podwyższenia poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie. Możliwości tych upatruje się również w równoczesnym stosowaniu odpowiedniej technologii jego wykonania oraz modyfikacji składu domieszkami i dodatkami chemicznymi. Działania takie są podejmowane na przykład w celu otrzymania betonów wysokowartościowych [21, 31, 47, 75, 141, 162, 163, 235, 261].

Z powyższych rozważań wynika, że naprężenia własne obniżają sumaryczną energię sieciową betonu i tym samym redukują energię zniszczenia jego sieci strukturalnej. Sumują się one bowiem z naprężeniami wywołanymi obciążeniem zewnętrznym i po-



Rys. 2.24. Ilustracja dodatkowych pól naprężeń własnych makro w przekroju ściskanej próbki betonowej [76]

Fig. 2.24. Illustration of additional internal macrostress fields in concrete element's cross-section [76]

wodują, że zniszczenie zdefektowanej struktury następuje przy niższym poziomie tego obciążenia. Istotny udział mają tu nie tylko naprężenia własne submikro i związane z nimi nieciągłości i mikrodefekty, adekwatne do tej skali obserwacji struktury, ale przede wszystkim naprężenia własne mikro i związane z nimi mikrodefekty lokujące się przeważnie na styku kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego.

Istnienie technologicznych mikrodefektów, powstałych w betonie bez udziału obciążenia zewnętrznego, zostało udowodnione na drodze badawczej i fakt ten nie jest kwestionowany [19, 40, 54, 87, 136, 137, 159, 176, 187, 191, 252, 256, 268–270, 272–274]. Wpływają one nie tylko na właściwości i własności tych składników struktury, w których się lokują, ale betonu jako całości [9, 139, 142, 158, 162, 205, 220, 291]. Panuje także zgodność wśród badaczy, że podczas obciążania betonu w pierwszej kolejności następuje w jego strukturze ich inicjacja i rozwój [87, 157, 176, 191, 252, 256, 269, 270, 272–274]. Oznacza to, że mikrodefekty technologiczne wpływają na przebieg destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu. W zależności od rodzaju współuczestniczących w kształtowaniu struktury betonu czynników technologicznych i wielkości charakteryzujących je parametrów, różny może być stopień nasycenia struktury takimi mikrodefektami. Różne będą także ich rozmiary, nierównomierne będzie również ich rozmieszczenie w rozpatrywanej objętości.

Biorąc powyższe rozważania pod uwagę trudno oczekiwać, aby proces mikrozarzysowania ściskanego betonu był kontynuacyjny w funkcji narastającego obciążenia. Warto przytoczyć tutaj stwierdzenie zawarte w pracy [76], że wiele mikrodefektów technologicznych może pozostać do pewnego poziomu obciążenia w stanie nienaruszonym. Należy to rozumieć w tym sensie, że otaczająca je struktura jest wystarczająco silna do samodzielnego przeniesienia powstających naprężeń. Dopiero od pewnego poziomu naprężeń rozpoczyna się niszczenie więzi słabszych, a proces niszczenia jest efektem sumowania się naprężeń powodowanych narastającym obciążeniem z naprężeniami własnymi. Jest więc ewidentne, że względny poziom naprężeń, od którego następuje

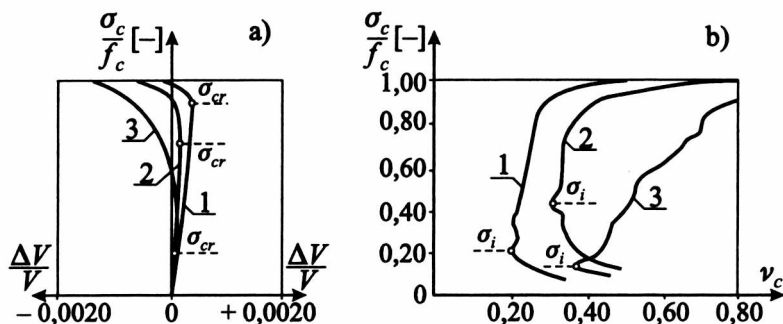
niszczenie więzi słabszych będzie w różnych betonach różny i zależny od czynników technologicznych współuczestniczących w tworzeniu tego materiału.

Wspomniany brak kontynuualności w procesie narastania mikrouszkodzeń obciążonego betonu obserwowany jest w dokładnych badaniach laboratoryjnych. W betonie ściskanym objawia się to między innymi: naruszeniem lub brakiem ciągłości w przebiegu zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ [14, 15, 17, 18, 52, 67, 69, 83, 87, 101, 135–137, 176, 208, 252, 264], brakiem proporcjonalności natężenia szumów akustycznych generowanych z niszczonego betonu w stosunku do narastających naprężeń [51, 69, 101, 102, 168, 189, 197, 199, 206, 235, 240, 255, 258, 275, 291], rosnącym czasem przebiegu lub malejącą prędkością podłużnych fal ultradźwiękowych w kierunku prostopadłym do kierunku obciążenia [67, 101, 144, 228, 251, 258, 281], rosnącą opornością warstwy elektrooporowej nałożonej na powierzchnię ściskanego betonu [80, 213]. Poziomy naprężień, przy których wymienione zjawiska są obserwowane, nazwane są inicjującymi i krytycznymi.

2.3. Kształtowanie się poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie w świetle dotychczasowych badań

- Wpływem zanieczyszczenia kruszywa na przyczepność do zaczynu cementowego i na poziomy naprężień σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym zajmowali się m.in. autorzy prac [1, 156, 165, 264]. Przykładowo w pracy [165] wykorzystano w badaniach kruszywo w postaci tłuczni granitowego, żwiru oraz żwiru powleczonego parafiną. Wykazano, że im lepsza jest przyczepność między kruszywem i zaczynem, tym wyższy jest poziom tych naprężeń. Z kolei w pracy [264] użyto do wykonania betonu kruszywo wymyte w wodzie i acetonie oraz kruszywo naturalnie zapylone i kruszywo powleczone warstwą pasty krzemowo-kauczukowej eliminującą przyczepność zaprawy. Stwierdzono, że wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} zależą od tej przyczepności. Uzyskane w tym przypadku wartości przedmiotowych naprężeń w 28-dniowych betonach ściskanych wynoszą odpowiednio: $\sigma_i = 0,20 f_c; 0,43 f_c; 0,10 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,85 f_c; 0,74 f_c; 0,15 f_c$. Rezultaty te ilustruje przykładowo rysunek 2.25.

- Wpływ stanu powierzchni kruszywa na poziomy naprężień σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym był analizowany m.in. w pracach [1, 2, 217]. Stwierdzono w nich, że betony wykonane z użyciem kruszyw charakteryzujących się naturalnymi przełomami i dużą ilością zagłębień umożliwiających klinowanie się w nich twardniejącej zaprawy charakteryzują się wyższymi poziomami tych naprężeń w stosunku do betonów wykonanych z użyciem kruszywa o gładkich powierzchniach. Przykładowo, w pracy [217] dla betonu wykonanego z użyciem sferycznego kruszywa o powierzchni polerowanej uzyskano wartości naprężeń $\sigma_i = 0,40 f_c$ i $\sigma_{cr} = 0,83 f_c$, a gdy analogiczne kruszywo nie było polerowane, wówczas wartości tych naprężeń były wyższe i wynosiły odpowiednio – $0,50 f_c$ i $0,86 f_c$.



Rys. 2.25. Przebieg zmian jednostkowych odkształceń objętościowych (a) oraz współczynników Poissona (b) zarejestrowanych przy różnych stopniach wyteżenia betonu [264]: 1 – beton na kruszywie wymytym w wodzie i acetonie, 2 – beton na kruszywie w stanie naturalnym, 3 – beton na kruszywie o ziarnach zabezpieczonych przed przyczepnością do zaprawy

Fig. 2.25. Traces of unit volumetric stresses (a) and Poisson's ratios (b) recorded for different degrees of effort of concrete [264]: 1 – concrete made of aggregate washed in water and acetone, 2 – concrete made of aggregate in natural condition, 3 – concrete made of aggregate with grains protected against adhesion to mortar

• Wpływ rodzaju kruszywa grubego na poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany badano w pracach [67, 69, 276]. W pracy [276] stwierdzono istnienie takiego wpływu zarówno w betonie wykonanym na kruszywie otoczkowym, jak i wapiennym. Wyższe wartości obydwu naprężeń uzyskano w betonie wykonanym na kruszywie wapiennym. Z kolei w pracach [67, 69] użyto do wykonania mieszanek betonowych kruszywa łamane bazaltowe i wapienne oraz otoczkowe. Wykazano w nich bezspornie istnienie omawianego wpływu na wartość naprężeń σ_i i σ_{cr} . Wyniki badań 28-dniowego betonu były następujące:

- kruszywo bazaltowe $\sigma_i = 0,45 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,80 f_c$;
- kruszywo wapienne $\sigma_i = 0,51 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,88 f_c$;
- kruszywo otoczkowe $\sigma_i = 0,44 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,78 f_c$.

Również w próbie rozciągania [69] uzyskano rezultaty zbieżne z podanymi wyżej, w zakresie wartości naprężeń σ_i .

• Wpływ uziarnienia kruszywa na wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany nie był systematycznie badany. W pracy [264] podano, że wpływ taki istnieje. Uzyskane rezultaty dotyczyły jedynie betonów, w których maksymalna średnica ziaren kruszywa nie przekraczała 10 mm. Wpływ taki sygnalizował również autor w pracy źródłowej [101], na podstawie badań obejmujących ograniczone zmiany składu granulometrycznego kruszywa otoczkowego.

• Wpływem niektórych naturalnych warunków dojrzewania na poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany zajmowano się między innymi w pracach [1, 67, 70, 258]. W pracy [1] stwierdzono na przykład, że warunki dojrzewania mają mniejsze znaczenie na kształtowanie się wartości tych naprężeń niż inne czynniki. W pracy [258] badano

wpływ temperatur obniżonych i ujemnych na kształtowanie się w betonie przedmiotowych poziomów naprężeń. Badano beton wykonany na kruszywie bazaltowym, dojrzewający przez 28 dni w warunkach normalnych, w chłodzie i na mrozie. Uzyskano następujące wartości naprężeń inicjujących i krytycznych:

- przy $t_i = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\sigma_i = 0,37 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,77 f_c$;
- przy $t_i = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\sigma_i = 0,45 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,89 f_c$;
- przy $t_e = -1\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\sigma_i = 0,19 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,75 f_c$.

Badając natomiast beton jednokrotnie zamrażany przez okres 24 h w temperaturze $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$, po upływie 6 h od chwili wykonania, a następnie dojrzewający do 28 dni w warunkach normalnych, uzyskano następujące wyniki:

- po 4 dniach $\sigma_i = 0,17 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,48 f_c$;
- po 10 dniach $\sigma_i = 0,33 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,66 f_c$;
- po 28 dniach $\sigma_i = 0,37 f_c$; $\sigma_{cr} = 0,71 f_c$.

W pracy [70] badano także beton dojrzewający w ujemnych temperaturach, wykonany z użyciem kruszywa otoczkowego. Przez 21 dni beton taki dojrzewał w temperaturze od $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $+2\text{ }^{\circ}\text{C}$, a następnie przez 69 dni w warunkach powietrzno-suchych. Stwierdzono, że wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w takim betonie wynoszą odpowiednio $0,23 f_c$ i $0,72 f_c$ oraz że są one obniżone w stosunku do wartości tych naprężeń określonych w analogicznym betonie dojrzewającym w warunkach normalnych. Uzyskane w pracach [70, 258] wyniki badań są zbieżne i świadczą o istotnym wpływie temperatur ujemnych lub obniżonych zarówno na wartości naprężeń σ_i , jak i σ_{cr} . W pracy [67] badano zaś betony w wieku 42 dni, wykonane na kruszywie bazaltowym, wapiennym i otoczkowym, dojrzewające do terminu badania w komorze klimatyzacyjnej ($\text{RH} = 90\% \pm 5\%$, $t_i = 18\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$) w warunkach powietrzno-suchych ($\text{RH} = 60\% \pm 10\%$, $t_i = 18\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$) oraz w warunkach kombinowanych, tzn. przez 7 dni w komorze klimatyzacyjnej, a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych. Uzyskane wyniki zamieszczono przykładowo w tabeli 2.2.

• Na znaczącą rolę wilgoci w destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu zwrócono uwagę w pracach [255, 264, 285]. Brak jest jednak w nich szczegółowych wyników badań ustalających wpływ tego czynnika na kształtowanie się w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Istnienie takiego wpływu, jednak przy ograniczonym wariantowaniu wilgotności betonu, stwierdził autor w pracy źródłowej [101].

• Wpływ niskoprężnej obróbki termicznej betonu na wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} sygnalizowany był w pracy [83]. Badano beton naporzany w temperaturze $80\text{ }^{\circ}\text{C}$, w cyklu 12-godzinowym, po 90 dniach dojrzewania. Ustalane w tym ściskanym betonie poziomy naprężeń σ_i i σ_{cr} wynosiły odpowiednio $0,34 \sigma_c / f_c$ i $0,76 \sigma_c / f_c$. W betonie świadkowym dojrzewającym normalnie wartości tych naprężeń wynosiły, także odpowiednio, $0,46 f_c$ i $0,77 f_c$.

W pracy [168] badano betony nagrzewane mikrofalami, wykonane z mieszanek betonowych o różnej konsystencji i z użyciem kruszywa otoczkowego o średnicy do 10 mm. W ściskanych 28-dniowych betonach poddanych temu zabiegowi uzyskano wartości

Tabela 2.2. Średnie wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach ściskanych jako % σ_c/f_c [67]Table 2.2. Mean σ_i and σ_{cr} stress levels in concrete under compression, expressed as % σ_c/f_c [67]

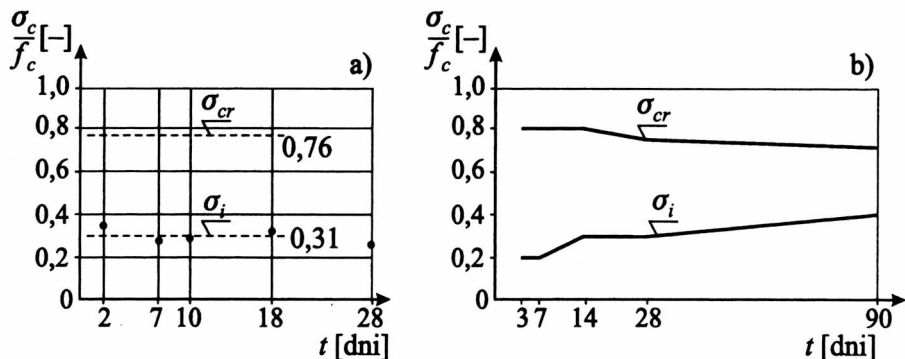
Rodzaj kruszywa	Warunki dojrzewania	Metoda pomiaru			
		odkształceń		natężenia szumów	
		σ_i	σ_{cr}	σ_i	σ_{cr}
Bazalt	komora klimatyzacyjna	46	80		
	kombinowane	44	79		
	powietrzno-suche	45	81	44	79
Wapień	komora klimatyzacyjna	51	88		
	kombinowane	50	87		
	powietrzno-suche	51	89	51	91
Otoczaki	komora klimatyzacyjna	46	77	–	–
	kombinowane	43	76	–	–
	powietrzno-suche	42	80	–	–

naprężeń $\sigma_i = 0,37 f_c$ i $\sigma_{cr} = 0,83 f_c$. Niemal identyczne wartości tych naprężeń uzyskano w betonach świadkowych, dojrzewających w warunkach naturalnych w laboratorium. Zdaniem autorów tych badań, świadczy to o braku negatywnego wpływu nagrzewania betonu mikrofalami na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Nie prowadzono systematycznych badań wpływu niskoprężnej obróbki termicznej na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach wykonanych z użyciem różnie uziarnionych mieszanek. Brak jest także danych o badaniach betonów poddawanych niskoprężnej obróbce termicznej według innych cykli temperaturowo-czasowych niż podany wyżej. Brak jest także w tym względzie badań betonu poddanego innym zabiegom przyspieszonego dojrzewania, na przykład formowanego na gorąco.

- Wpływ wieku betonu na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany i rozciągany badany był między innymi w pracach [16, 54, 101, 155, 197, 199, 258, 259]. W pracach [16, 54] wnioskowano na podstawie wyrywkowych badań, że wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} rosną wraz z wiekiem betonu. Rezultaty badań uzyskane w pracach [155, 258, 259] przeczą jednak temu pogładowi. Potwierdzają je natomiast wyniki zawarte w pracach [101, 197, 199], dotyczące badania betonu po 3, 7, 14, 28 i 90 dniach dojrzewania w komorze klimatyzacyjnej. Wykazano w nich, że w betonie ściskany i rozciągany wartości naprężeń σ_i rosną wraz z wiekiem, natomiast wartości naprężeń σ_{cr} maleją. Przykładowo, na rysunku 2.26 pokazano rezultaty badań tego wpływu, uzyskane przez różnych badaczy.

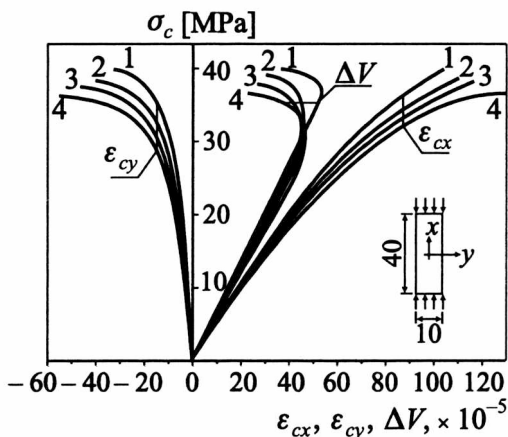
- Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na poziomy naprężeń σ_i i σ_{cr} oceniany był m.in. w pracach [5, 16, 42, 189, 209, 269, 270]. Z większości prac wynika, że wpływ ten istnieje. Przykładowo w pracach [42, 209, 269, 270] wartości naprężeń σ_i w betonach o niższej wytrzymałości na ściskanie zostały oszacowane na poziomie $(0,3-0,5) \sigma_c/f_c$, a w betonach o wyższej wytrzymałości w przedziale $(0,6-0,7) \sigma_c/f_c$. Zupełnie odmienny pogląd w tej kwestii prezentowany jest w pracy [5], w której sfor-



Rys. 2.26. Kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym, w funkcji wieku:
a) według [258, 259], b) według [101, 197, 199]

Fig. 2.26. Levels of stress σ_i and σ_{cr} as function of age in concrete under compression:
a) acc. to [258, 259], b) acc. to [101, 197, 199]

mułowano wniosek, że zarówno wartości naprężeń σ_i , jak i σ_{cr} nie są od wytrzymałości na ściskanie zależne.



Rys. 2.27. Wpływ prędkości obciążania na wartości odkształceń jednostkowych ϵ_{cx} i ϵ_{cy} oraz na zmianę odkształceń objętościowych ΔV w betonie ściskanym [11]. Relacja prędkości obciążania $V_1:V_2:V_3:V_4 = 1:4:8:32$

Fig. 2.27. Influence of rate of loading on values of unit strains ϵ_{cx} and ϵ_{cy} and on change of volumetric strains ΔV in compressed concrete [11]. Loading rate relation $V_1:V_2:V_3:V_4 = 1:4:8:32$

W pracach [20, 21, 235] badano proces niszczenia betonów wysokowartościowych, o wytrzymałości na ściskanie zawierającej się w przedziale 64–103 MPa. Betony o wyższej wytrzymałości były modyfikowane superplastifikatorem i pyłem krzemionkowym. Ustalono, że poziom naprężeń σ_i oscyluje w badanych betonach w przedziale $(0,30-0,56) \sigma_c/f_c$. Jednak, jak przyznają autorzy tych badań, z uwagi na dużą nieregularność i zróżnicowanie wartości naprężeń σ_i uzyskiwanych w betonach o podobnej wytrzymałości nie można było ustalić jednoznacznego ich związku z wytrzymałością na ściskanie. Stwierdzono natomiast, że w betonach o wyższej wytrzymałości wartości naprężeń σ_{cr} zawierają się w przedziale $(0,85-0,90) \sigma_c/f_c$, gdy tymczasem w betonach o niższej wytrzymałości wynoszą one $(0,62-0,76) \sigma_c/f_c$.

- Wpływ stalowego mikrozbrojenia rozproszonego na przebieg procesu niszczenia betonu ściskanego, wykonanego

z użyciem kruszywa otoczkowego o maksymalnej średnicy ziaren 8 mm, badano w pracach [51, 275] i wykazano, że wpływ ten istnieje. W betonie zawierającym takie zbrojenie określono wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} odpowiednio na $0,45f_c$ i $0,89f_c$. W betonie świadkowym poziomy tych naprężeń były niższe i wynosiły odpowiednio $0,31 \sigma_c/f_c$ i $0,85 \sigma_c/f_c$.

• Badany był również wpływ prędkości przyrostu obciążenia ściskającego na poziom naprężeń σ_{cr} [11, 16, 54]. Jak wynika z rysunku 2.27, wraz ze wzrostem prędkości obciążania betonu zależność $\sigma_c - \varepsilon_c$ staje się bardziej prostoliniowa. Tym samym przesuwają się ku górze maksimum wartości sumarycznego odkształcenia objętościowego ΔV betonu, odpowiadające poziomowi naprężeń σ_{cr} . Na tej podstawie można wnioskować, że wartości tych naprężeń rosną wraz ze wzrostem prędkości obciążania betonu.

2.4. Przydatność znajomości poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie

Jak wynika z dotychczasowych rozważań, poziomy naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie są skorelowane zarówno ze stanem struktury przed obciążeniem uwzględniającym istnienie naprężeń własnych i związanych z nimi mikrodefektów strukturalnych, jak i z procesem narastania mikrouszkodzeń powodowanych obciążeniem. Są one więc skorelowane z czynnikami technologicznymi zaistniałymi na etapie tworzenia tego materiału.

Przydatność znajomości poziomów przedmiotowych naprężeń wiąże się bezpośrednio z problemami trwałości i bezpieczeństwa eksploatacji obiektów, których elementy konstrukcyjne są wykonane z betonu. Chodzi o obiekty podlegające obciążeniom wielokrotnie zmiennym, długotrwałym obciążeniom stałym, przeciążeniom, narażonym w większym lub mniejszym stopniu na oddziaływania środowiska agresywnego w stosunku do betonu. Obciążenia takie mogą być powodowane m.in. przez pojazdy, suwnice, wiatr, ciśnienie wody. Przykładem takich obiektów są mosty, kominy, zbiorniki na wodę i inne obiekty hydrotechniczne lub morskie, budynki przemysłowe, budynki wysokie. Z elementów konstrukcyjnych warto wymienić nie tylko te, które wchodziły w skład wymienionych wyżej obiektów, jak na przykład płyty i belki mostowe, tamy zamykające zbiorniki wodne, belki podsuwnicowe, podciąg i belki stropowe. W rachubę mogą wchodzić również wykonane z betonu strunobetonowe podkłady kolejowe, rury, słupy i żerdzie energetyczne, fundamenty pod maszyny, nawierzchnie drogowe itp.

Świadomość istnienia i znajomość poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie może być przydatna w wielu działaniach mających związek ze wspomnianą trwałością i bezpieczeństwem eksploatacji. Działania takie, uwzględniające strukturalną interpretację zjawisk decydujących zarówno o kształtowaniu własności betonu, jak i warunkujących

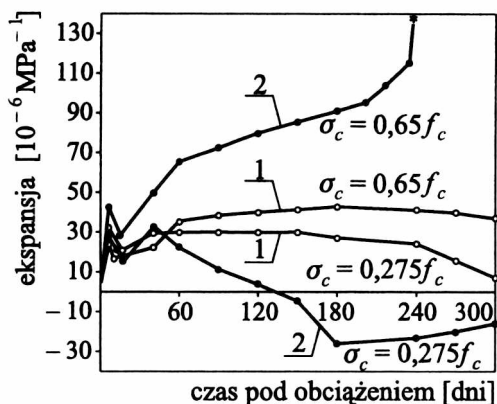
proces jego mikrozarzysowania, zmierzają generalnie do niedopuszczenia do wystąpienia nadmiernego rozwoju mikrorys w strukturze. Jak zauważono m.in. w pracach [19, 32, 71–73, 76, 85, 150, 244–247], działania te mogą przejawiać się w świadomym tworzeniu struktury betonu o z góry zadanych cechach adekwatnych do przewidywanych warunków eksploatacji, w szacowaniu na właściwym poziomie współczynników bezpieczeństwa wykorzystywanych do określania wytrzymałości obliczeniowej lub naprężeń dopuszczalnych, we właściwym projektowaniu nie dopuszczającym do występowania zbyt dużych wartości naprężeń mogących wywołać na przykład zniszczenie zmęczeniowe czy pogorszenie innych własności eksploatacyjnych, w zapewnieniu właściwej eksploatacji ograniczającej na przykład nadmierne przeciążanie konstrukcji lub częste przejazdy pojazdów ponadnormatywnych itp. Działaniem takim jest także dbałość o właściwy stan techniczny eksploatowanych konstrukcji z betonu. Może się to przejawiać na przykład w uniemożliwieniu lub ograniczeniu oddziaływania na takie konstrukcje niekorzystnych czynników niemechanicznych występujących w okresie eksploatacji. Ma to związek ze świadomością, że pojawienie się takich czynników podczas eksploatacji może być przyczyną niekorzystnych zmian wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie w stosunku do wartości tych naprężeń, jakimi charakteryzował się ten materiał wcześniej. Sytuacja taka może sprzyjać obniżeniu trwałości i bezpieczeństwa eksploatowanej konstrukcji z betonu, przyspiesza bowiem proces mikrozarzysowania powodowany występującymi obciążeniami.

Należy zgodzić się z tym, że zbyt duże wartości naprężeń w betonie w istotny sposób przyspieszają rozwój mikrorys. Zwiększa się wtedy między innymi niebezpieczeństwo wnikanie ze środowiska do wnętrza betonu agresywnych związków chemicznych, powodujących korozję betonu. Badania potwierdzają, że odporność korozyjna betonu, zwłaszcza na roztwory soli siarczanowych i chlorków, maleje wraz ze wzrostem poziomu naprężeń [221, 222, 223, 224, 262, 263]. Związki te występują w różnych stężeniach między innymi w wodach gruntowych i opadowych, w wodach przemysłowych i w ściekach. Ułatwiona i przyspieszona ich penetracja w strukturę betonu następuje już wtedy, gdy skutek działania obciążenia rozwija się mikrozarzysowanie w rejonach styku kruszywa ze stwardniałym zaczynem cementowym i w warstwie przejściowej co następuje po osiągnięciu w tym tworzywie poziomu naprężeń σ_f . Problem nabiera szczególnego znaczenia, gdy na taki beton działa obciążenie wielokrotnie zmienne lub długotrwałe [221, 222, 246]. Sprzyja to kumulacji uszkodzeń strukturalnych pochodzących od obciążenia mechanicznego i od agresywnego oddziaływania środowiska. W pracach [221, 222, 223, 262] wyjaśniono to zjawisko na drodze doświadczałnej czego przykładem są rezultaty badań zaczerpnięte z prac [221, 222] i pokazane na rysunku 2.28. Z rysunku tego wynika, że po 240 dniach równoczesnego działania 4,5% roztworu $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_4$ i naprężenia ściskającego równego $0,65 f_c$ nastąpiło wskutek ekspansji zaczynu cementowego całkowite zniszczenie struktury betonu wykonanego na kruszywie granitowym. Gdy natomiast poziom naprężeń ściskających wynosił $0,275 \sigma_c / f_c$ efekt taki nie wystąpił.

Wzrost naprężeń w betonie przyczynia się również do zmniejszenia odporności na cykliczne zamarzanie, które przyspiesza proces niszczenia [53]. Rośnie także wodoprzepuszczalność betonu [221] i zmniejsza się jego odporność na penetrację przez oleje mineralne [23, 90]. Wpływ tych niekorzystnych czynników będzie się nasilał wraz ze zbliżaniem się poziomu naprężeń w betonie do σ_{cr} , tzn. gdy rozwijające się w warstwie przejściowej i w stwardniałym zaczynie cementowym mikrouszkodzenia i mikrorysy zaczynają się ze sobą łączyć. Jeśli na przykład w wyniku zawilgocenia lub zaolejenia struktury betonu nastąpią niekorzystne zmiany poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w stosunku do poziomów tych naprężeń, jakimi charakteryzował się beton wcześniej, wpłynie to niekorzystnie na proces mikrozarysowania. Należy to rozumieć w tym sensie, że proces ten nasili się bez zmiany wartości dotychczas oddziałujących na beton obciążeń.

Znajomość wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie może być przydatna w ocenie jego zdolności do odkształceń i predyspozycji do sygnalizowanego lub niesygnalizowanego zarysowania. Z badań wynika, że betony, w których stosunki σ_i/f_c i σ_{cr}/f_c są duże cechuje liniowa sprężystość i ograniczona zdolność do odkształceń trwałych [21, 235]. Jak zauważono w pracy [254], z uwagi na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji wysokie wartości przedmiotowych naprężeń niekoniecznie świadczą o korzystnych cechach wytrzymałościowych betonu. W ocenie takich konstrukcji należy się liczyć z brakiem oznak poprzedzających zniszczenie betonu. Oznaką taką są tworzące się rysy. Mając to na uwadze, w pracy [243] podano, że wykonanie na przykład konstrukcji statycznie niewyznaczalnej z betonu charakteryzującego się niższymi wartościami naprężeń σ_i jest korzystne, bo umożliwia lepszą redystrybucję momentów, a pojawienie się rys nie jest oznaką wyczerpania się jej nośności.

Naprężenia σ_i i σ_{cr} mogą być wykorzystane do oceny tzw. wytrzymałości eksploatacyjnej betonu [70]. Rozumie się przez nią wytrzymałość uwzględniającą charakter obciążenia, na przykład wielokrotnie zmienne lub długotrwałe, oraz warunki pracy betonu (oddziaływania zewnętrzne, takie jak na przykład środowisko agresywne, zawilgocenie, wysuszenie, zaolejenie).



Rys. 2.28. Wpływ poziomu obciążenia, przy równoczesnym działaniu 4,5% roztworu Na_2SO_4 , na trwałość betonów [221, 222]: 1 – beton wykonany na kruszywie wapiennym, 2 – beton wykonany na kruszywie granitowym

Fig. 2.28. Influence of loading level combined with action of 4.5% Na_2SO_4 solution on durability of concrete [221, 222]: 1 – concrete made of limestone aggregate, 2 – concrete made of granite aggregate

2.5. Zarysowanie betonu w świetle mechaniki pękania

Mechanika pękania, w odróżnieniu od strukturalnej interpretacji zjawisk determinujących proces niszczenia betonu, podejmuje próby opisu zjawisk lokalnych w otoczeniu rys. Jest ona rozwijana w badaniach betonu od lat sześćdziesiątych i stara się przede wszystkim wyjaśnić przyczyny i przebieg zniszczenia kruchego oraz identyfikuje parametry decydujące o odporności tego materiału na pęknięcie. W pracy nie starano się dokonać przeglądu znaczących w tej dziedzinie rezultatów badań, bo został on już przedstawiony między innymi w pracach [30, 150, 191, 231, 289]. Wykorzystując jednak te prace, starano się omówić znane i nadal rozwijane metody mechaniki pękania oraz stosowane w nich podstawowe założenia i przyjmowane kryteria i zależności, aby pokazać inne podejście do procesu niszczenia betonu niż wynikające z mechaniki niszczenia.

Już z tych informacji wynika, że nie istnieje w przypadku betonu jedna ogólnie przyjęta metoda określenia odporności na pęknięcie. Ma to przede wszystkim związek z tym, że nie nastąpiło jeszcze rozstrzygnięcie przez badaczy kwestii zasadności i zakresu zastosowań różnych metod. Niewątpliwie sytuacja ta bardzo umniejsza przydatność i możliwość stosowania mechaniki pękania w badaniach betonu zarówno w zakresie inżynierii materiałowej, jak i w projektowaniu konstrukcji.

W liniowo-sprężystej mechanice pękania, w której zakłada się liniowo-sprężysto-kruchy model materiału, można wyróżnić metodę analizy bilansu energii i metodę analizy współczynnika intensywności naprężeń.

Według metody bilansu energii, sformułowanej w pracy [93], niestabilny rozwój rysy następuje wówczas, gdy całkowita energia sprężysta U zarysowanego elementu osiągnie wartość maksymalną, co ujmuje zależność

$$\frac{d}{d_c} (U_o + U_c + U_\gamma - W) = 0, \quad (2.12)$$

gdzie U_o jest energią sprężystą niezarysowanego materiału, U_c stanowi energię sprężystą wynikającą z obecności rysy, U_γ stanowi energię powierzchniową związaną z przyrostem powierzchni rysy, a W jest pracą sił zewnętrznych. W przypadku płyty o jednostkowej grubości z centralnie usytuowaną rysą długości $2c$, osiowo rozciąganą, zależność (2.12) przyjmuje powszechnie znaną w literaturze postać określającą wartość naprężeń niszczących σ_o

$$\sigma_o = \left(\frac{2E\gamma}{\pi c} \right)^{1/2}, \quad (2.13)$$

gdzie E jest modułem sprężystości materiału, a γ jest jednostkową energią powierzchniową pęknięcia traktowaną jako stała materiałowa. W liniowo-sprężystej mechanice pękania wprowadza się często współczynnik prędkości wyzwiania energii potencjalnej G_c , także będący stałą materiałową, którego wartość krytyczna jest równa 2γ .

Trudności w doświadczalnym wyznaczeniu stałej materiałowej γ przyczyniły się do rozwinięcia równoważnej metody – współczynnika intensywności naprężeń [138]. W metodzie tej naprężenie krytyczne $\sigma_c = \sigma_0$ w bliskim sąsiedztwie wierzchołka rysy, powodujące jej niestabilny rozwój przykładowo podczas rozciągania w kierunku prostopadłym do powierzchni rysy (I mechanizm rozwoju rysy), można wyrazić zgodnie z [138] zależnością

$$\sigma_c = \frac{(\pi c)^{\frac{1}{2}}}{K_{IC}} F(c/di), \quad (2.14)$$

gdzie K_{IC} jest krytyczną wartością współczynnika intensywności naprężeń będącego stałą materiałową, $F(c/di)$ jest współczynnikiem korelacyjnym związanym z geometrią elementu, natomiast di jest charakterystycznym wymiarem elementu. Współczynnik intensywności naprężeń K_c zależy między innymi od sposobu obciążania, geometrii próbki i długości rysy. Przyjmowane są jeszcze dwa inne, oprócz wymienionego wyżej, elementarne mechanizmy rozwoju rysy w elemencie trójwymiarowym, tzn. mechanizm II polegający na ścinaniu w płaszczyźnie rysy oraz mechanizm III polegający na ścinaniu w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni rysy. Parametry G_c i K_c , pomiędzy którymi zachodzi na przykład w płaskim stanie naprężeń współzależność $K_c^2 = E G_c$ [287, 289], charakteryzują w liniowo-sprężystej mechanice pękania odporność materiału na pękanie i umożliwiają opis pola naprężeń w okolicy wierzchołka rysy. Z badań wynika, że wartości tych parametrów są zależne między innymi od wymiarów geometrycznych próbek, rodzaju, czasu i prędkości obciążania, a także od wielu czynników technologicznych, na przykład: rodzaju kruszywa, wielkości ziaren kruszywa, ilości kruszywa grubego [30, 150, 191, 229–231, 287]. W pracach [287, 289] zwrócono uwagę na to, że uzyskane przez różnych badaczy w badaniach betonu wartości G_c i K_c wykazują znaczny rozrzut. Przykładowo wartości G_c zawierają się w przedziale 5–36 J/m², a K_{IC} w przedziale 5–70 N/mm^{3/2}. W pracach tych podkreślono także, że zakres stosowności liniowo-sprężystej mechaniki pękania jest w świetle obecnego stanu wiedzy bardzo ograniczony. Wynika to z faktu, że obszar ważności uzyskiwanych rozwiązań leży poza zasięgiem strefy, w której materiał zachowuje się niesprężysto. Postulowany na przykład w pracy [154] zasięg tego obszaru nie przekracza 0,02 c , gdzie c jest długością rysy. Powoduje to, że elementy lub próbki betonowe stosowane do określenia miarodajnych wartości parametrów odporności betonu na pękanie powinny mieć wymiary znacznie przekraczające 100 cm [150, 191, 287, 289]. Wyklucza to możliwość stosowania liniowo-sprężystej mechaniki pękania w analizie zjawisk niszczenia betonu w elementach konstrukcyjnych o mniejszych wymiarach, na przykład w płytach lub tarczach. Ideą badań laboratoryjnych jest przecież prowadzenie doświadczeń na próbkach mniejszych lub co najwyżej na elementach w skali naturalnej.

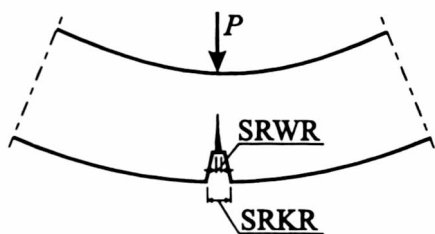
Ograniczenia te spowodowały, że do oceny odporności betonu na pękanie adaptowane zostały metody opracowane z myślą o materiałach sprężysto-plastycznych, na przykład metali. Zakładają one niewielkie uplastycznienie materiału w otoczeniu wierz-

chołka rozwijającej się rysy. Parametrem odporności na pękanie materiałów sprężysto-plastycznych, zaproponowanym w pracy [250], jest całka J definiowana jako zmiana energii potencjalnej U przy rozwoju rysy o nieskończenie mały odcinek d_a . Wyraża to równanie (2.15) [231], gdzie b jest grubością elementu. W krytycznym stanie rozwarcia rysy całka J osiąga wartość J_c i traktowana jest jako stała materiałowa.

$$J = \frac{1}{b} \frac{dU}{d_a}. \quad (2.15)$$

Innym kryterium zniszczenia materiałów sprężysto-plastycznych jest szerokość rozwarcia wierzchołka rysy SRWR lub jej krawędzi SRKR [289]. Podobnie jak w przypadku parametrów G_c , K_c i J_c zakłada się, że niestabilny rozwój rysy rozpoczyna się w momencie osiągnięcia przez nią wartości krytycznej SRWR_c lub SRKR_c (rys. 2.29).

Z analizy między innymi prac [78, 231, 260, 289] wynika, że znaczne grono badaczy uważa za słuszne wykorzystywanie parametrów sprężysto-plastycznej mechaniki pękania w badaniach betonu. Także liczne grono badaczy prezentuje stanowisko odmienne, argumentując je między innymi tym, że: mechanizmy zarysowania betonu i materiałów kruchych są różne, beton w otoczeniu wierzchołka rozwijającej się rysy znajduje się w stadium osłabienia, w betonie przy wierzchołku rysy wraz ze wzrastającym obciążeniem rozwija się strefa drobnych mikropęknięć. Ponadto, jak zauważono w pracach [204, 286], ruch rysy w materiałach nie będących idealnie kruchymi odbywa się w stanie podkrytycznym, tzn. powolny wzrost szczeliny następuje przy poziomie obciążenia niższym od krytycznego. Przyczyną tego jest wspomniana strefa mikrozarzysowania, ekranująca front rysy w betonie strefą plastyczną, gdzie część energii uwalnianej z otaczającego continuum sprężystego ulega dyssypacji. W miarę rozwoju szczeliny ilość energii rozpraszanej wzrasta. W takiej sytuacji powolny wzrost rysy postępuje przy obciążeniu niższym od krytycznego, to znaczy w zakresie naprężeń $\sigma_{\text{inic}} \leq \sigma_{\text{cr}} \leq \sigma_{\text{kryt}}$ [286]. Jak wynika z rysunku 2.30, zaczerpniętego z pracy [286], zakres, w jakim ruch rysy odbywa się w stanie podkrytycznym (obszar zakresowany), zależy od różnicy



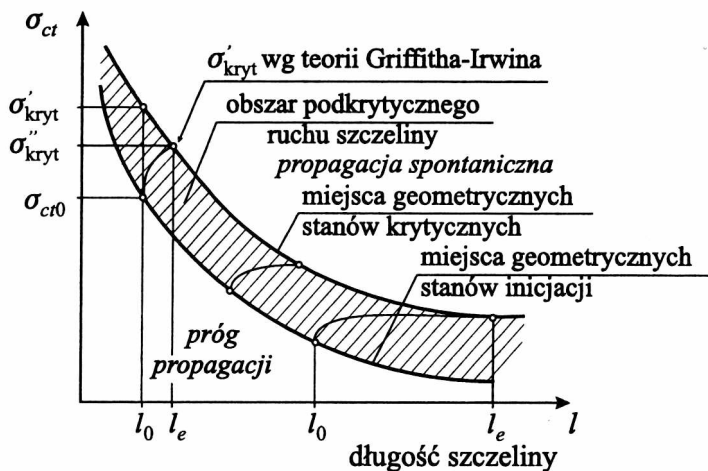
Rys. 2.29. Szerokość rozwarcia wierzchołka i krawędzi rysy [289]

Fig. 2.29. Width of opening of crack's tip and edges [289]

wartości σ_{inic} i σ_{kryt} dla danej długości szczeliny, czyli od odporności na kruche pęknięcie.

Przyjmując założenie, że beton jest materiałem sprężysto-plastycznym z osłabieniem w zakresie podkrytycznym, a także uwzględniając rezultaty obserwacji zjawisk z inicjacją, rozwojem i propagacją rys w zaczynach, zaprawach i betonach, opracowano dwie metody nieliniowej mechaniki pękania różniące się sposobem modelowania rysy. Wyróżnia się tutaj model dyskretny rysy fikcyjnej i model pasma mikrorysy.

Model rysy fikcyjnej [98, 99] opiera się na analizie naprężeń wzdłuż krawędzi rysy o dłu-



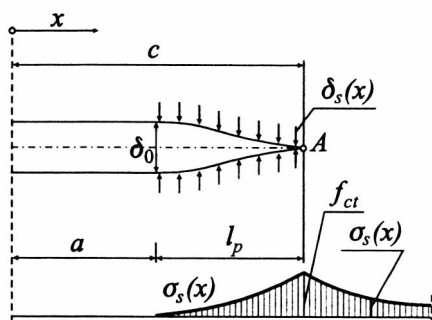
Rys. 2.30. Zakres propagacji podkrytycznej [286]

Fig. 2.30. Range of subcritical propagation [286]

gości c . Zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 2.31 [289], część tej rysy o długości a i szerokości rozwarcia większej od δ_0 jest traktowana jako rysa rzeczywista, nie przenosząca obciążeń. Pozostałą część rysy o długości l_p traktuje się jako strefę aktywną, przenoszącą naprężenia prostopadle do krawędzi o wartości zależnej od szerokości jej rozwarcia. Poza zasięgiem rysy fikcyjnej materiał jest traktowany jako liniowo-sprężysty. Niestabilny rozwój rysy w tym modelu opisuje zależność (2.16), podana za [289]

$$\sigma(\pi c)^{1/2} - 2 \left(\frac{c}{\pi} \right)^{1/2} \int_{c-l_p}^c \frac{\sigma_s(x)}{(c^2 - x^2)^{1/2}} dx = 0. \quad (2.16)$$

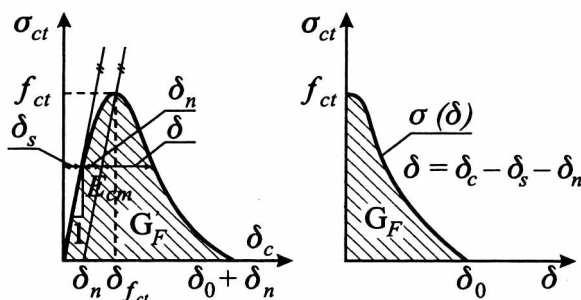
Podstawowymi charakterystykami odporności betonu na pękanie w modelu rysy fikcyjnej są: wytrzymałość na rozciąganie f_{ct} , szerokość rozwarcia rysy δ_0 , przy której ustaje przekazywanie obciążeń między przeciwległymi jej powierzchniami, oraz rozkład naprężeń $\sigma_s(x)$ w strefie aktywnej rysy. W badaniach wykorzystuje się jednak częściej charakterystyki pochodne, które są traktowane jako stałe materiałowe. Są to przede wszystkim: energia pękania G_F [98] i długość charakterystyczna betonu l_{ch} [218]. Można je zapisać w postaci następujących zależności:

Rys. 2.31. Model rysy fikcyjnej i rozkład naprężeń spójności $\sigma_s(x)$ w strefie aktywnej [289]Fig. 2.31. Model of fictional crack and pattern of stress $\sigma_s(x)$ in active zone [289]

$$G_F = \int_0^{\delta_c} \sigma(\delta) d\delta, \quad (2.17)$$

$$l_{ch} = \frac{G_F E_{cm}}{f_{ct}^2}. \quad (2.18)$$

Na rysunku 2.32, zaczerpniętym z pracy [289], przedstawiono przykładowo pogładową interpretację charakterystyk pęknięcia betonu w próbie rozciągania osiowego.



Rys. 2.32. Pogładowa interpretacja charakterystyk pęknięcia betonu w próbie rozciągania osiowego [289]

Fig. 2.32. Pictorial representation of concrete cracking characteristics for axial tension test, acc. to [289]

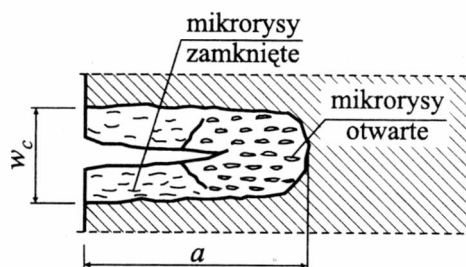
Wykorzystując spostrzeżenie występowania w otoczeniu wierzchołka rysy w betonie rozbudowanego układu mikrorys, sformułowano model pasma mikrorys [8]. W modelu tym przyjęto hipotezę, że całkowita wartość prędkości rozpraszania energii potencjalnej odkształcenia U w procesie zniszczenia betonu jest funkcją długości strefy zniszczenia a i szerokości pasma w_c . Model ten ilustruje rysunek 2.33, zaczerpnięty z pracy [289]. Warunek rozwoju pasma mikrorys opisuje zależność

$$\frac{\partial U}{\partial c} = G_F b, \quad (2.19)$$

gdzie b jest grubością elementu, G_F jest zaś całkowitą energią pęknięcia betonu [289].

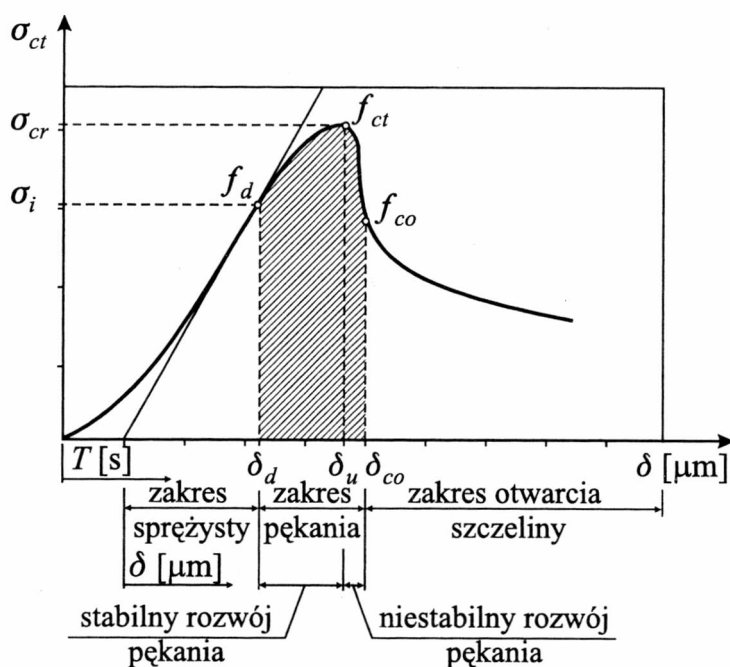
Badania właściwości betonu rozciąganego w zakresie podkrytycznym, z wykorzystaniem nieliniowej mechaniki pęknięcia, przedstawiono w pracy [289]. Wykazano w niej między innymi dużą przydatność tej mechaniki w opisie i identyfikacji parametrów służących do oceny odporności betonu na zarysowanie i zniszczenie, a także wpływ niektórych czynników technologicznych na te parametry. Wyodrębniono trzy fazy pracy betonu rozciąganego, związane z przebiegiem procesu odkształcenia i niszczenia, a mianowicie: fazę pracy sprężystej, fazę rozwoju i łączenia się mikrorys oraz fazę

rozwoju zlokalizowanej strefy niszczenia (zakres podkrytyczny) [289]. Warto w tym miejscu zwrócić uwagę na korespondujące z tymi wynikami rezultaty badań uzyskane podczas rozciągania betonu, realizowanego przez wciskany w ten materiał pręt stalowy [198, 200]. W pracach tych nie stosowano nieliniowej mechaniki pękania, a jak wynika z rysunku 2.34, ich autorzy także wyodrębnili w przebiegu procesu odkształcenia i niszczenia rozciąganego betonu trzy analogiczne jak w [289] fazy pracy. Interpretując te wyniki, w pracy [76] rozgraniczono sprężystą fazę pracy betonu od fazy rozwoju zarysowania naprężeniem inicjującym σ_i , a poziom naprężeń krytycznych σ_{cr} ustalono na odpowiadający



Rys. 2.33. Model pasma mikrorys [289]

Fig. 2.33. Model of microcracks band [289]



Rys. 2.34. Zależność naprężenie–odkształcenie dla betonu rozciąganego przez wciskany pręt stalowy, z zaznaczonymi poziomami naprężeń σ_i i σ_{cr} [76, 198]

Fig. 2.34. Stress-strain relation for concrete tensioned by steel bar driven into it, with marked stress levels σ_i and σ_{cr} [76, 198]

wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{cr} . Jak już podano wcześniej, wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ct} jest jedną z podstawowych charakterystyk odporności betonu na pękanie w nieliniowej mechanice pękania [287, 289].

Za interesującą należy uznać propozycję podaną w pracach [4, 288, 289], aby parametrem charakteryzującym w sposób syntetyczny i łączny wpływ stałych materiałowych wynikających z nieliniowej mechaniki pękania na odporność betonowej konstrukcji na kruche zniszczenie była bezwymiarowa liczba kruchości K zapisana zależnością (2.20), gdzie d jest miarodajnym wymiarem geometrycznym konstrukcji

$$K = \frac{d}{l_{ch}} = \frac{f_{ct}^2}{E_{cm} G_F} d. \quad (2.20)$$

Liczba tej kruchości proponowana jest jako kryterium ilościowej klasyfikacji odporności konstrukcji z betonu na kruche pękanie. Stwierdzono, że wzrost liczby kruchości K powoduje obniżenie rysoodporności i nośności danej konstrukcji, a pominięcie tego faktu prowadzi do obniżenia rezerwy bezpieczeństwa [289]. Z powyższego stwierdzenia wynika, że nie można wykluczyć możliwości powiązania ze sobą liczby kruchości K i na przykład różnicy wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} , z myślą o stworzeniu ogólnego kryterium odporności betonu na pękanie. Wiadomo bowiem, że w betonach charakteryzujących się wysokimi wartościami naprężeń σ_{cr} i małą różnicą między wartościami tych naprężeń i naprężeń σ_i , powstawanie rys w betonie jest nagłe i słabo sygnalizowane.

Niewątpliwie za słuszne należy uważać dążenie do połączenia osiągnięć mechaniki pękania z dorobkiem badawczym mechaniki niszczenia, strukturalnie interpretującą zjawiska determinujące proces niszczenia betonu. Warto w tym miejscu zwrócić uwagę na pracę [215], w której zawarto propozycję podejścia łącznego do procesów niszczenia i pękania ściskanego betonu, w celu znalezienia ogólnego kryterium pękania lub rozpadu tego materiału. W pracy [215] nie podano takiego kryterium. Zasugerowano jednak, aby wyjaśnienia procesów pękania nie rozpoczynać od formułowania modelu betonu opisującego wszystkie stany jego niszczenia, lecz oddzielnie rozważać konkretny stan. Podkreślając w pracy [215], że materiał ten w różnych stanach obciążenia i przy różnych poziomach naprężeń zachowuje się inaczej, wyodrębniono w procesie niszczenia ściskanego betonu cztery stany, tzn. początkowy (bez udziału obciążenia zewnętrznego, lecz ze strukturalnymi uszkodzeniami powstałymi na etapie technologicznym), sprężysty, sprężysto-plastyczny, końcowy. W opisie stanu początkowego i sprężystego zaproponowano podejście wynikające z mechaniki niszczenia, w opisie stanu sprężysto-plastycznego podejście łączące mechanikę niszczenia i teorię plastyczności, a w opisie stanu końcowego podejście łączące mechanikę niszczenia i mechanikę pękania. Jak podano w pracy [215], takie łączne podejście najbardziej odpowiada naturze rozpatrywanego zjawiska.

2.6. Kryteria wyznaczania poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym

2.6.1. Uwagi wprowadzające

W wyznaczaniu poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie stosowane są z dużym powodzeniem metody badawcze pośrednie. Zalicza się do nich między innymi metodę pomiaru odkształceń, metodę ultradźwiękową, metodę emisji akustycznej. Wymieniana jest również, jako przydatna do tego celu, metoda pomiaru oporności warstwy elektrooporowej [80, 213]. Brak jest jednak dokładniejszych wyników badań, potwierdzających taką przydatność. Metody pośrednie, w przeciwieństwie do bezpośrednich obserwacji procesu powstawania i rozwoju mikrorys w betonie prowadzonych na przykład metodami mikroskopowo-rentgenograficznymi [54, 87, 136, 137, 159, 252, 268–270, 272–274], pozwalają ujmować i analizować globalnie a nie wycinkowo skutki tego procesu.

W literaturze można znaleźć kryteria, pomocne w wyznaczeniu poziomów przedmiotowych naprężeń w betonie ściskanym, oparte przede wszystkim na wynikach uzyskiwanych za pomocą metody pomiaru odkształceń i metody ultradźwiękowej [15, 17, 67, 80, 83, 228, 264, 277, 280]. Brak jest w zasadzie takich kryteriów, bazujących na rezultatach uzyskiwanych metodą emisji akustycznej.

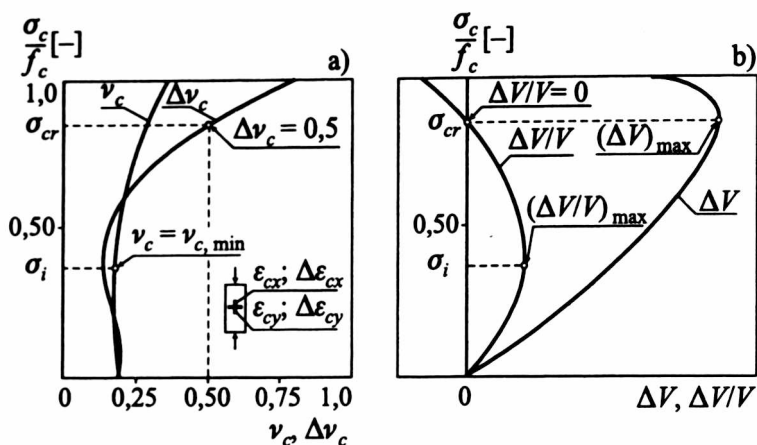
W niniejszym rozdziale zamieszczono zarówno kryteria znane z literatury, jak i kryteria własne, wykorzystywane w pracy w wyznaczaniu poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w badanych betonach ściskanych. Kryteria własne opracowano na podstawie rezultatów badań uzyskiwanych zarówno metodą ultradźwiękową, jak i metodą emisji akustycznej.

2.6.2. Kryteria znane z literatury

- *Metoda pomiaru odkształceń.* W metodzie pomiaru odkształceń podstawę wyjściową do wyznaczenia w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} stanowią pomierzone, w funkcji przyrostu naprężeń ściskających, jednostkowe odkształcenia podłużne ε_{cx} i poprzeczne ε_{cy} . W tej najbardziej rozpowszechnionej dotychczas w badaniach betonu metodzie, pomiaru odkształceń dokonuje się na powierzchni zewnętrznej. Wprawdzie nieliczne prace dotyczą pomiaru odkształceń wewnątrz betonu [27, 149], jednak brak jest kryteriów pozwalających wyznaczyć poziomy przedmiotowych naprężeń na podstawie tak uzyskanych informacji.

Kryteria umożliwiające wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym, zgodnie z pracami [15, 17, 67, 83, 264, 277], ilustruje rysunek 2.35. Z rysunku wynika, że naprężenie σ_i jest równoważne z takim poziomem naprężenia, przy którym występuje:

- minimum wartości współczynnika rozszerzalności poprzecznej ν_c (rys. 2.35a), gdzie



Rys. 2.35. Kryteria wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym za pomocą metody pomiaru odkształceń [15, 17, 67, 83, 264, 277]

Fig. 2.35. Criteria for determining levels of stress σ_i and σ_{cr} by strain measurement method for concrete under compression [15, 17, 67, 83, 264, 277]

$$\nu_c = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cx}} \quad (2.21)$$

– maksimum wartości jednostkowych odkształceń objętościowych $\Delta V/V$ (rys. 2.35b), gdzie

$$\frac{\Delta V}{V} = \Delta \epsilon_{cx} - 2\Delta \epsilon_{cy} \quad (2.22)$$

Z kolei naprężenie krytyczne σ_{cr} odpowiada takiemu poziomowi naprężenia, przy którym:

– wartość różnicowego współczynnika rozszerzalności poprzecznej $\Delta \nu_c$ opisana zależnością (2.23) przekracza 0,5 (rys. 2.35a)

$$\Delta \nu_c = \frac{\Delta \epsilon_{cy}}{\Delta \epsilon_{cx}} \quad (2.23)$$

– występuje maksimum wartości sumarycznych odkształceń objętościowych ΔV (rys. 2.35b)

$$\Delta V = \epsilon_{cx} - 2\epsilon_{cy} \quad (2.24)$$

– następuje zmiana znaku wartości jednostkowych odkształceń objętościowych $\Delta V/V$ (rys. 2.35b)

$$\frac{\Delta V}{V} = \Delta \epsilon_{cx} - 2\Delta \epsilon_{cy} \quad (2.25)$$

• **Metoda ultradźwiękowa.** W metodzie ultradźwiękowej deskryptorami wykorzystywanymi w analizie przebiegu destrukcji naprężeniowej ściskanego betonu, umożliwiającymi wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , są czas przejścia lub prędkość rozprzestrzeniania się podłużnej fali ultradźwiękowej propagowanej prostopadle do kierunku działającego obciążenia. Z badań wynika, że wartości tych deskryptorów są przyczynowo związane z przebiegiem i stopniem zaawansowania tej destrukcji [15, 39, 144, 155, 211, 228]. Między innymi w pracach [67, 80, 228] podano, że za poziom naprężeń σ_i w betonie należy przyjąć ten poziom, przy którym obserwuje się najkrótszy czas przejścia podłużnej fali ultradźwiękowej propagowanej prostopadle do kierunku działania obciążenia ściskającego. Naprężenie σ_{cr} odpowiada zaś takiemu poziomowi naprężenia, przy którym czas przebiegu tej fali osiąga ponownie wartość początkową t_0 [67, 80, 228]. Kryteria te ilustruje wykres pokazany na rysunku 2.36.

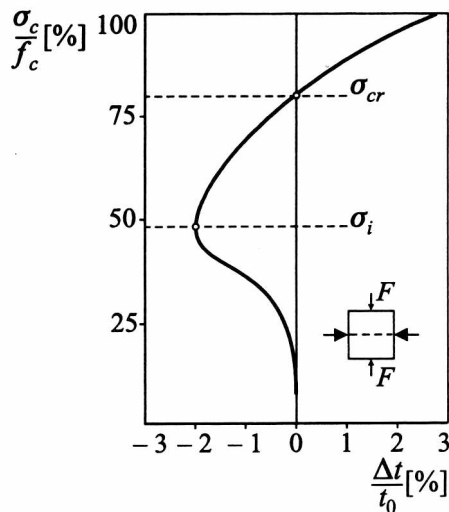
W związku z tym, że w badaniach własnych nie stwierdzono przydatności tych kryteriów w wyznaczaniu zarówno poziomów naprężeń σ_i , jak i σ_{cr} w betonie ściskanym, opracowano w tym celu kryteria własne.

2.6.3. Kryteria własne

• **Metoda ultradźwiękowa.** Kryteria własne przyjęte do wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , w ściskanych betonach metodą ultradźwiękową ilustruje rysunek 2.37.

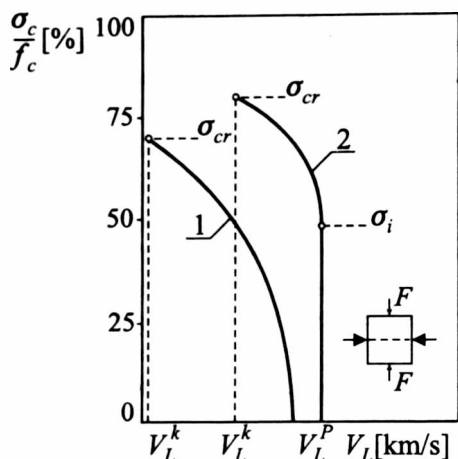
Na podstawie badań własnych stwierdzono, że w przypadku betonów, które z racji swej wytrzymałości na ściskanie oraz odkształcalności zaliczają się do betonów zwykłych, nie jest możliwe ustalenie jednoznacznego kryterium umożliwiającego wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i [101, 109, 114, 234]. Możliwe jest natomiast ustalenie takiego kryterium w przypadku naprężeń σ_{cr} . Jest to zanik możliwości pomiaru prędkości podłużnej fali ultradźwiękowej, propagowanej prostopadle do kierunku działającego obciążenia, co ilustruje krzywa 1 pokazana na rysunku 2.37.

W przypadku betonów zaliczanych do wysokowartościowych przyjęte kryteria ilustruje krzywa 2, na rysunku 2.37 [130, 133]. I tak, poziom naprężenia, od którego nas-



Rys. 2.36. Kryteria wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym, za pomocą metody ultradźwiękowej [67, 80, 228]

Fig. 2.36. Criteria for determining levels of stress σ_i and σ_{cr} by ultrasonic method for concrete under compression [67, 80, 228]



Rys. 2.37. Kryteria własne wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany: 1 – w betonach zwykłych [101, 109, 114, 234], 2 – w betonach wysokowartościowych [130, 133]

Fig. 2.37. Criteria for determining levels of stress σ_i and σ_{cr} in concrete subjected to compression: 1 – in ordinary concrete [101, 109, 114, 234], 2 – in high-strength concrete [130, 133]

tepuje w takich ściskanych betonach wyraźny spadek prędkości podłużnej fali ultradźwiękowej jest równoważny z poziomem naprężenia σ_i . Poziom naprężen zaś, przy którym obserwuje się zanik możliwości pomiaru prędkości tej fali przyjęto za równoważny z poziomem naprężenia σ_{cr} [130, 133].

• *Metoda emisji akustycznej.* Warto na wstępie wyjaśnić, że metoda emisji akustycznej (EA) opiera się na znajomości zjawiska powstawania i rozprzestrzeniania się w danym ośrodku fal sprężystych, powstałych w materiale wskutek wyzwolenia zakumulowanej w nim energii sprężystej. Każdy materiał, lub wykonany z niego element, ma pierwotny lub nabyty podczas eksploatacji niejednorodny w swojej objętości rozkład energii sprężystej. Gdy pojawi się przyczyna zewnętrzna zmieniająca ten stan, na przykład bodźce mechaniczne lub termiczne, to lokalnie lub w wielu obszarach jego struktury zapoczątkowują się procesy deformacyjne. Obszar struktury, w którym proces deformacyjny zachodzi, uważa się za źródło EA. Takim procesem

jest na przykład pękanie, w trakcie którego część zakumulowanej energii ulega wygenerowaniu w postaci fal sprężystych. W betonie tłumienie takich fal jest niewielkie. Szybko rozprzestrzeniają się więc one w tym materiale i gdy docierają do jego powierzchni, są odbierane przez przetworniki EA, które transformują je na napięcie elektryczne. Tak zarejestrowane sygnały są następnie poddawane obróbce elektronicznej w aparaturze pomiarowej i uzyskują końcową postać deskryptorów EA. Liczba i rodzaj deskryptorów zależą od klasy aparatury pomiarowej. Do niedawna były to przede wszystkim – suma zliczeń EA i średnia wartość skuteczna sygnału EA, a obecnie mogą to być jeszcze na przykład: tempo zliczeń EA, suma zdarzeń EA, tempo zdarzeń EA czy energia krótkich impulsów EA, energia długich impulsów EA [112, 178, 241].

Udoskonalanie aparatury pomiarowej i poszerzanie możliwości analizy rejestrowanych sygnałów akustycznych generowanych przez materiał powoduje, że metoda emisji akustycznej zaczyna być wiodąca w badaniach procesu niszczenia betonu. Pierwsze w świecie zastosowania tej metody w badaniach betonu datuje się na lata sześćdziesiąte i siedemdziesiąte, czego przykładem mogą być między innymi prace [92, 135, 170, 179, 184, 255, 290]. W Polsce zastosowania takie zostały zapoczątkowane w latach osiem-

dziesiątych, przede wszystkim z inicjatywy J. Ranachowskiego, Z. Święckiego i J. Pyszniaka, a ich efektem są między innymi prace [78, 101, 239, 260].

Ważną cechą urządzeń stosowanych w tej metodzie jest zakres częstotliwości pomiarowych. W przypadku betonu zawiera się on w zasadzie w przedziale 50 kHz–1000 kHz [65, 101, 102, 112, 179, 200, 241, 282].

Dotychczasowe doświadczenia badaczy związane z zastosowaniem metody EA w badaniach betonu pokazują jej niezaprzeczalne zalety. Na pierwszym planie stawia się nie tylko możliwość ciągłego i bieżącego śledzenia zachowania się tego materiału pod wpływem oddziaływania różnych czynników zewnętrznych, ale także wczesne sygnalizowanie mikrozmiian struktury lub bardzo wolno powiększających się defektów [50, 65, 92, 101, 102, 112, 120, 140, 170, 179–181, 184, 195, 200, 237–239, 241, 291].

Podstawowym deskryptorem EA, za pomocą którego wyznaczano dotychczas w betonie poziomy naprężen inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , jest suma zliczeń EA. Jak wynika z prac źródłowych [101, 102], należy dokonać w tym celu pomiaru tej sumy w ściskanyim betonie, na przykład w funkcji przyrostu naprężeń. Na tej podstawie określa się następnie intensywność przyrostu sumy zliczeń EA, także w funkcji przyrostu naprężeń, co można zapisać zależnością

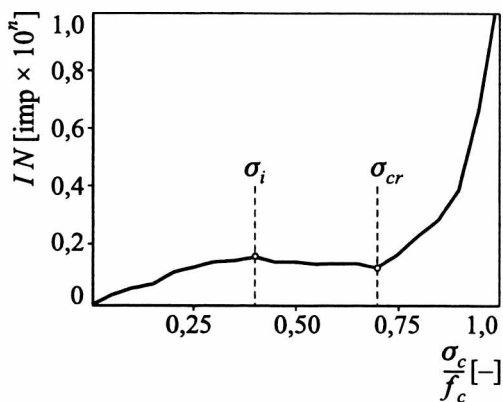
$$IN = \Sigma N_{n+1} - \Sigma N_n \quad (2.26)$$

gdzie: IN – intensywność przyrostu sumy zliczeń EA,

ΣN_{n+1} – suma zliczeń EA zarejestrowana do poziomu naprężenia „ $n + 1$ ”,

ΣN_n – suma zliczeń EA zarejestrowana do poziomu naprężenia „ n ”.

Wielkość przedziałów naprężeń, w których określa się intensywność przyrostu sumy zliczeń EA może wynosić $0,10 \sigma_c / f_c$ [101, 102, 197]. Korzystniejsze jest jednak ich zawężenie do $0,05 \sigma_c / f_c$ [117, 120, 275]. Na rysunku 2.38 pokazano przykładowy przebieg tak określonej intensywności, w którym obserwuje się trójetapowość. Wyraźnie widoczny jest etap stałego przyrostu sumy zliczeń EA oraz etapy stabilnego i gwałtownego jej przyrostu. Jeśli znana jest intensywność przyrostu sumy zliczeń EA, w funkcji przyrostu naprężeń ściskających, to poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} można odczytać wprost ze sporządzonego wykresu. W celu zwiększenia dokładności odczytu poziomów przedmiotowych naprężeń można lokalnie zawęzić prze-



Rys. 2.38. Graficzne wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanyim na podstawie pomierzonej sumy zliczeń EA [101, 102, 120, 275]

Fig. 2.38. Graphic determination of levels of stress σ_i and σ_{cr} on basis of measured AE counts for concrete under compression [101, 102, 120, 275]

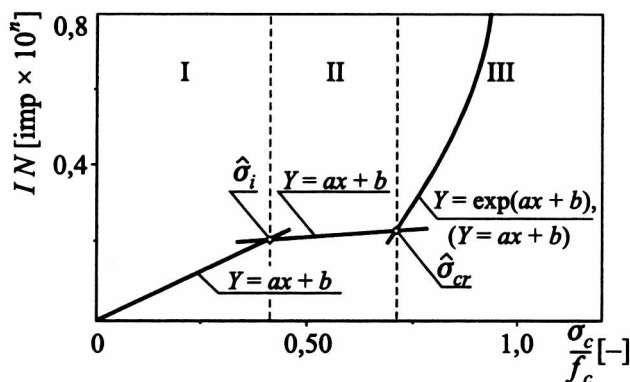
działy naprężeń, w których określa się intensywność przyrostu sumy zliczeń EA, do $0,025 \sigma_c / f_c$. Jak wynika z rysunku 2.38, ten poziom naprężenia, przy którym na wykresie intensywności obserwuje się wyraźne rozgraniczenie etapów stałego i stabilnego przyrostu sumy zliczeń EA jest równoważny z poziomem naprężenia σ_i . Naprężenie σ_{cr} zaś jest równoznaczne z takim poziomem naprężenia, przy którym obserwuje się wyraźne rozgraniczenie stabilnego i gwałtownego przyrostu tej sumy. Ten sposób wyznaczania poziomów przedmiotowych naprężeń nazwano w pracy graficznym.

Opierając się na znajomości intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w funkcji przyrostu naprężeń ściskających, zaproponowano w pracy wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} metodami statystycznymi. W tym celu przyjęto, że określona intensywność przyrostu sumy zliczeń EA jest funkcją ilości impulsów akustycznych w pewnym odcinku czasu odpowiadającym przyrostowi naprężenia ściskającego o ustaloną wielkość. Punkty przegięcia tej funkcji występują zaś w miejscach, w których następuje rozgraniczenie etapów stałego i stabilnego oraz stabilnego i gwałtownego przyrostu ilości impulsów. Określenie tych punktów jest więc równoznaczne z ustaleniem wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} i jest to w tym przypadku kryterium wyznaczenia tych naprężeń. Przyjęto model opisany zależnością

$$Y = f(x) + \varepsilon, \quad (2.27)$$

gdzie: $Y = (Y_1, \dots, Y_n)^t$ – (zmienna zależna) obserwowane zmiany intensywności przyrostu sumy zliczeń EA (IN),
 $x = (x_1, \dots, x_n)^t$ – (zmienna niezależna) względne naprężenie w ściskany beton (σ_c / f_c),
 $\varepsilon = (\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_n)$ – wektor losowy o wymiarze n (błędy pomiarowe), taki, że ε_i ma rozkład $N(0, \sigma^2)$ $\sigma < \infty$ dla $i = 1, \dots, n$,
 n – liczba obserwacji.

Ponieważ celem analizy statystycznej jest wyznaczenie punktów przegięcia funkcji, nie jest możliwe zastosowanie metody najmniejszych kwadratów w całym obszarze obserwacji. Wobec tego dziedzinę funkcji $f(x)$ podzielono na trzy przedziały, w których – jak podejrzewano – funkcja ta ma różne postacie. W przedziałach I i II estymowano krzywe regresji, przy założonej postaci modelu $Y = ax + b$, a w przedziale III o założonych postaciach modelu $Y = \exp(ax + b)$ lub $Y = ax + b$, metodą najmniejszych kwadratów. W przedziale III przyjmowano ostatecznie model lepiej dopasowany do danych, dla którego między innymi współczynnik R^2 miał wyższą wartość. Estymatory punktów przegięcia $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$, równoważne odpowiednio z naprężeniami σ_i i σ_{cr} , wyznaczono jako punkty przecięcia się krzywych regresji odpowiadających danym przedziałom. Dla jasności należy dodać, że estymator $\hat{\sigma}_i$ wartości naprężenia σ_i otrzymuje się jako przecięcie wyestymowanych krzywych w przedziałach I i II, natomiast estyma-



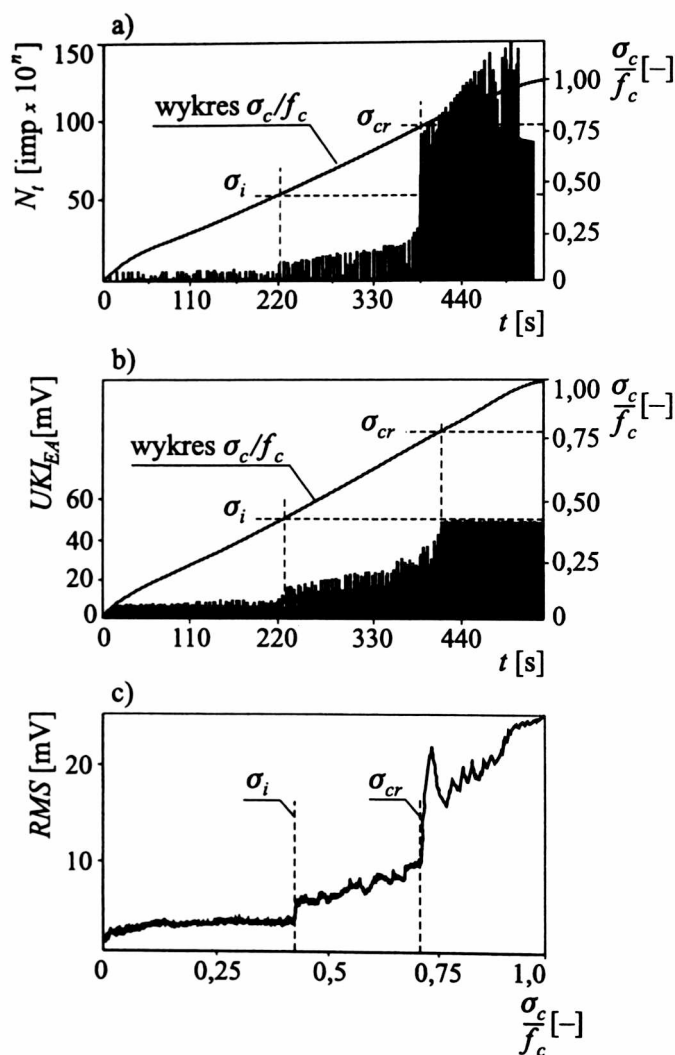
Rys. 2.39. Ilustracja wyznaczania punktów przebiegu funkcji intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w betonie ściskany metodami statystycznymi

Fig. 2.39. Determining inflexion points of AE count increment rate function by statistical methods for concrete under compression

tor $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości naprężenia σ_{cr} jako przecięcie wyestymowanych krzywych w przedziałach II i III.

Zaproponowano także kryteria umożliwiające wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany na podstawie znajomości innych, poza sumą zliczeń, deskryptorów EA. W przypadku tempa zliczeń EA oraz energii krótkich impulsów EA należy dokonać ich pomiaru w funkcji czasu niszczenia oraz sporządzić wykres bezwzględnego lub względnego naprężenia ściskającego, narastającego w funkcji czasu niszczenia. W przypadku wartości skutecznej sygnału EA należy dokonać jej pomiaru, na przykład w funkcji względnego naprężenia ściskającego. Rysunek 2.40 pokazuje przykładowe przebiegi wymienionych deskryptorów EA w ściskany beton, w których obserwuje się trójetapowość. Na rysunku 2.40a i b zamieszczono także przykładowy wykres względnego naprężenia ściskającego, oznaczonego przez σ_c/f_c , narastającego w funkcji czasu niszczenia.

Z rysunku 2.40 wynika, że wartości wszystkich wymienionych deskryptorów EA są początkowo niewielkie. Następnie widoczny jest etap umiarkowanego wzrostu tempa zliczeń i energii krótkich impulsów EA oraz umiarkowanie skokowy wzrost wartości skutecznej sygnału EA. W etapie końcowym wzrost ten jest gwałtowny, a w przypadku wartości skutecznej sygnału EA zdecydowanie skokowy. W celu wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} należy ustalić czasy niszczenia, po upływie których wartości tempa zliczeń i energii krótkich impulsów EA zaczynają najpierw rosnać umiarkowanie, a następnie rosnać gwałtownie. Odniesienie tych czasów na wykres σ_c/f_c , sporządzony w funkcji czasu niszczenia, umożliwia określenie poziomów przedmiotowych naprężeń. W przypadku wartości skutecznej sygnału EA, której przykładowy przebieg w ściskany beton pokazano na rysunku 2.40c, należy zlokalizować punkty, w któ-

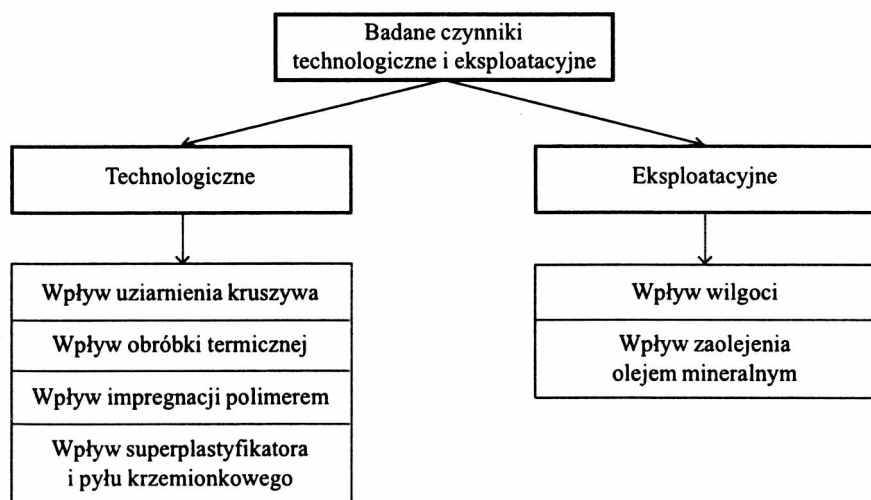


Rys. 2.40. Ilustracja wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym na podstawie pomiarów: a) tempa zliczeń EA, b) energii krótkich impulsów EA, c) wartości skutecznej sygnału EA
 Fig. 2.40. Determining levels of stress σ_i and σ_{cr} in concrete under compression on basis of measured: a) AE counts rate, b) short AE energy pulses, c) AE signal rms value

rych następuje umiarkowany skokowy wzrost i zdecydowany skokowy wzrost wartości tego deskryptora. Punkty te, odniesione na oś względnego naprężenia ściskającego σ_c/f_c , wskazują poszukiwane poziomy naprężenia σ_i i σ_{cr} .

3. Zakres badań własnych i stosowana w pracy metodyka

W rozprawie badaniami doświadczalnymi objęto grupę najważniejszych czynników technologicznych oraz niemechanicznych czynników eksploatacyjnych nie badanych dotychczas lub jedynie sygnalizowanych i wyjaśniono ich rolę w kształtowaniu się w betonie ściskanych poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Czynniki te wyszczególniono na rysunku 3.1. Istotne jest to, że nie tylko aspekt poznawczy jest w przypadku tych wybranych czynników ważny.



Rys. 3.1. Badane czynniki technologiczne i eksploatacyjne

Fig. 3.1. Technological and operational factors whose influence was studied

Rozwijając tę myśl warto zauważyć, że do wykonywania konstrukcji z betonu stosowane są mieszanki betonowe o różnym uziarnieniu, w tym również takie, w których frakcje piaskowe są dominujące. Powodowane jest to między innymi względami ekonomicznymi, uwarunkowanymi powszechną dostępnością kruszyw o frakcjach drobnych przy lokalnym wyczerpaniu się zasobów kruszyw naturalnych o frakcjach grubszych. Wprawdzie obecnie nie zauważa się tendencji do traktowania betonów drobnoziarnistych jako zamiennika betonu zwykłego, ale uzyskanie żądanej wytrzy-

małości na ściskanie takich betonów jest często nadal jedynym celem technologicznym. Wagę problemu podnosi dodatkowo fakt, że udział kruszywa w całkowitej objętości wszystkich składników wchodzących w skład betonu jest zdecydowanie największy.

Również obróbka termiczna jest nadal powszechnie stosowana w przemysłowej produkcji betonowych i żelbetonowych elementów prefabrykowanych. Temu technologicznemu zabiegowi, realizowanemu najczęściej w parze niskoprężnej według różnych cykli temperaturowo-czasowych, poddawane są betony wykonane z różnie uziarnionych mieszanek. W celu przyspieszenia dojrzewania betonu stosowana jest także w warunkach produkcji przemysłowej technologia gorącego formowania, która może stanowić samodzielny zabieg technologiczny. Między innymi z tych względów przeprowadzenie systematycznych badań wyjaśniających wpływ obróbki termicznej na kształtowanie się w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} uznaje się za ważne i celowe.

Również impregnacja struktury betonu polimerem jest stosowana w praktyce, na przykład we wzmocnieniach elementów konstrukcyjnych. Wiadomo, że wpływa ona wzmacniając na strukturę. Znane są mechanizmy takiego wzmocnienia. Nie badano natomiast, czy impregnacja ta wpływa, a jeśli tak to w jakim stopniu, na kształtowanie się w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Także modyfikacja struktury betonu superplastyfikatorem i pyłem krzemionkowym jest problemem bardzo aktualnym. Ponieważ następuje w jej wyniku m.in. znaczny wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie, dynamicznie rośnie zapotrzebowanie na takie tworzywo w praktyce budowlanej, przeznaczone zwłaszcza do wznoszenia elementów i konstrukcji silnie obciążonych. Nie jest ustalone, jak w takich betonach kształtują się poziomy naprężeń σ_i i σ_{cr} . Podejmowane w tej kwestii nieliczne próby badawcze nie dały jednoznacznej odpowiedzi na to pytanie.

Należy również zauważyć, że konstrukcje wykonane z betonu w zależności od przeznaczenia pracują w różnych warunkach wilgotnościowych. Beton w takich konstrukcjach może ulec zawilgoceniu w całości albo częściowo, a zawilgocenie może być krótkotrwałe, długotrwałe lub trwałe. Konstrukcje takie pracują także w otoczeniu powietrza charakteryzującego się bardzo wysoką lub niską wilgotnością względną, co wpływa na stan wilgotnościowy betonu. Z tych między innymi przyczyn celowe jest przeprowadzenie systematycznych badań wyjaśniających rolę wilgoci w kształtowaniu się w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Konstrukcje z betonu mogą także zostać podczas eksploatacji zaolejone olejem mineralnym, wyciekającym z zainstalowanych maszyn. Dokonywane zmiany w przeznaczeniu obiektów z takimi konstrukcjami wiążą się najczęściej ze zmianami charakteru występujących obciążeń. Nie badano, jak kształtują się poziomy przedmiotowych naprężeń w takim betonie.

- Badaniami objęto łącznie około dwadzieścia betonów zwykłych i wysokowartościowych, na które składało się kilkadziesiąt serii. Liczba serii wchodząca w skład danego betonu zależy od badanego czynnika. Na przykład, w badaniu wpływu wilgoci

eksperymentom poddano dwa betony różniące się wytrzymałością na ściskanie, a liczba badanych serii wynosiła 12.

Wobec szerokiego zakresu zrealizowanych badań, w trosce o zachowanie dobrej czytelności pracy, uznano za niecelowe umieszczenie w niniejszym rozdziale kompletnych informacji związanych z opisem badań. Opisy takie zawarte są w rozdziałach 4 i 5 w p. 4.1–4.4 i 5.1–5.2, w których zamieszczono rezultaty badań wpływu poszczególnych czynników na wartości przedmiotowych naprężeń. W rozdziale 3 zebrano natomiast informacje wspólne dla zrealizowanych eksperymentów, naświetlające zarówno zakres zrealizowanych badań własnych, jak i stosowaną w pracy metodykę.

- Program badań tak ustalono, że zaprojektowano kilka betonów zwykłych różniących się zdecydowanie uziarnieniem zastosowanego kruszywa otoczkowego, o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie, które poddano badaniom w celu ustalenia wpływu wymienionego czynnika na kształtowanie się w nich poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Betony o takich samych składach posłużyły do ustalenia wpływu kilku innych czynników na kształtowanie się poziomów tych naprężeń. Ujednolicono między innymi wielkość badanych próbek sześciennych i walcowych, ich wiek, szybkość niszczenia, warunki i sposób realizacji badań.

W celu ustalenia wpływu impregnacji polimerem na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} badaniom poddano również beton zwykły, ale wykonany z użyciem granitowego kruszywa łamanego. Skład tego betonu został dobrany tak, aby gwarantował uzyskanie struktury szczególnie podatnej na impregnację [34, 278].

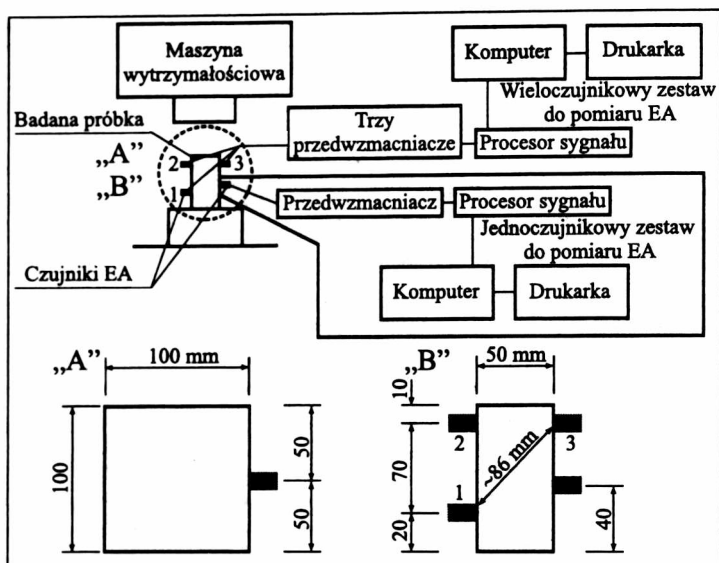
W celu ustalenia wpływu superplastyfikatora i pyłu krzemionkowego na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} badano zaś kilka betonów różniących się względem siebie ilością tej domieszki i dodatku w składzie, wykonanych z użyciem bazaltowego kruszywa łamanego, spełniających z wytrzymałościowego punktu widzenia wymagania stawiane betonom wysokowartościowym.

Również w badaniach betonu impregnowanego polimerem i betonów zawierających w składzie superplastyfikator i pył krzemionkowy ujednolicono wielkość próbek prostopadłościennych i walcowych, ich wiek, szybkość niszczenia oraz warunki i sposób realizacji badań.

- Wytrzymałość na ściskanie wszystkich badanych betonów określono na próbkach o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm [226]. Analogiczne próbki wykorzystano do określenia wytrzymałości na rozciąganie podczas rozłupywania [205].

- Badania zrealizowano metodą ultradźwiękową, metodą emisji akustycznej i metodą pomiaru odkształceń, w próbie ściskania osiowego. Na rysunku 3.2 pokazano schemat stanowiska badawczego do pomiaru emisji akustycznej, w którego skład wchodziły dwa zestawy aparatury – wieloczuJNIKOWY i jednoczuJNIKOWY. Betony zwykle badano przy użyciu zestawu jednoczuJNIKOWY. Usytuowanie czuJNIKA EA na próbce ilustruje w takim przypadku szczegół „A” na rysunku 3.2.

Betony wysokowartościowe badano równocześnie za pomocą obydwu zestawów, a usytuowanie czuJNIKÓW EA na próbce ilustruje szczegół „B”, także na rysunku 3.2.

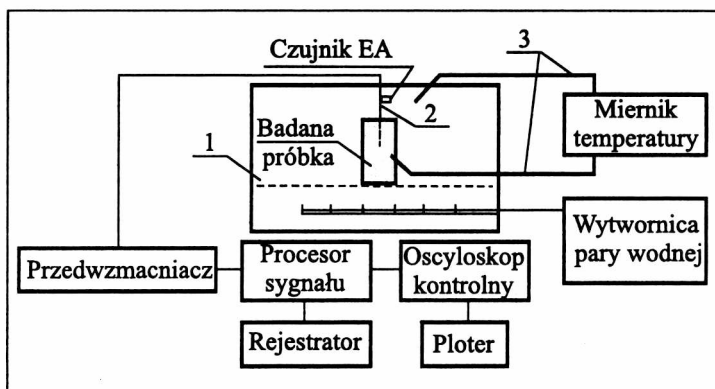


Rys. 3.2. Schemat stanowiska badawczego do pomiaru EA w betonie ściskanym
 Fig. 3.2. Diagram of position for measuring AE in concrete subjected to compression

Na rysunku 3.3 pokazano z kolei schemat stanowiska badawczego do pomiaru EA podczas obróbki termicznej betonu, a na rysunku 3.4 – schemat stanowiska do pomiaru odkształceń betonu.

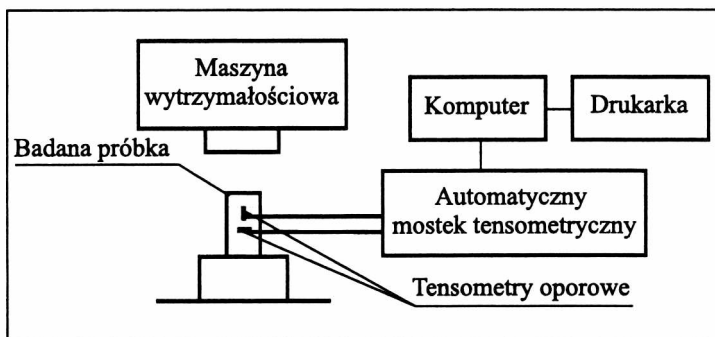
- W badaniach betonów zwykłych metodami ultradźwiękową i emisji akustycznej użyto próbek o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm. W badaniach betonu impregnowanego polimerem i betonów wysokowartościowych metodą emisji akustycznej wykorzystano z kolei próbki o wymiarach $50 \times 50 \times 100$ mm wycięte z większych elementów.

Bezpośrednią przyczyną wykorzystania próbek o mniejszych wymiarach w stosunku do stosowanych w klasycznych badaniach wytrzymałościowych były parametry techniczne użytej w badaniach wysokiej klasy maszyny wytrzymałościowej. Była to maszyna o nacisku hydraulicznym, o dużej sztywności, automatycznie sterowana. Maszyna ta, wskutek eliminacji szumów pracy układów mechanicznego i elektrycznego, zapewniała żądane warunki prowadzenia eksperymentu, w szczególności w zakresie pomiaru emisji akustycznej. Miała ona jednak nacisk ograniczony do 500 kN. Ponadto należy dodać, że badane w pracy próbki o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm spełniają z nadkładem warunek podany m.in. w pracach [88, 205], ograniczający minimalny stosunek wymiaru boku do maksymalnego wymiaru ziarna kruszywa. Jak wynika z rezultatów badań prowadzonych przez różnych autorów, zebranych m.in. w pracach [88, 205], warunek ten spełniają także w stopniu dostatecznym badane w pracy próbki o wymiarach



Rys. 3.3. Schemat stanowiska badawczego do pomiaru EA podczas obróbki termicznej betonu: 1 – komora naparzalnicza z automatyczną regulacją pary wodnej niskoprężnej, 2 – stalowy przewodnik, 3 – termopary Cu-Fe

Fig. 3.3. Diagram of position for measuring AE during heat treatment of concrete:
1 – steaming chamber with automatic control of low-pressure steam,
2 – steel conductor, 3 – thermocouples Cu-Fe



Rys. 3.4. Schemat stanowiska badawczego do pomiaru odkształceń betonu ściskanego

Fig. 3.4. Diagram of position for measuring strains in concrete under compression

50 × 50 × 100 mm. Ponieważ wspomniane ograniczenie ma związek z efektem „ściany”, w próbkach o wymiarach 50 × 50 × 100 mm efekt ten eliminowano przez ich wycięcie z większych elementów.

Metodą ultradźwiękową badano po 12 próbek każdego z betonów. W trakcie ich ściskania rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń czas przejścia podłużnych fal ultradźwiękowych w kierunku prostopadłym do kierunku działania obciążenia. Metodą EA badano także po 12 próbek każdego z betonów. Rejestrowano w funkcji przyrostu

naprężeń ściskających lub w funkcji czasu niszczenia między innymi: sumę zliczeń EA, tempo zliczeń EA, sumę zdarzeń EA, średnią wartość skuteczną sygnału EA, energię krótkich impulsów EA, obrazy pojedynczych losowo wybieranych impulsów akustycznych. Stosując w badaniach aparaturę wieloczułnikową, lokalizowano także zdarzenia EA w ściskanej próbce, wzdłuż drogi pomiędzy czujnikami. Dokonano także przykładowych rozkładów amplitudowo-częstotliwościowych rejestrowanych impulsów akustycznych. Oczywiście nie wszystkie z wymienionych deskryptorów EA były wykorzystywane równocześnie w badaniach każdego betonu. Problem ten wyjaśnia każdorazowo opis badań.

Ściskanie próbek, badanych metodą EA, realizowano z wyeliminowaniem tarcia na styku ich powierzchni z płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej. W tym celu powierzchnie te szlifowano, tak aby zachowana była ich wzajemna równoległość z dokładnością do 0,05 mm, a następnie smarowano je smarem technicznym. Wyjątkiem są pomiary EA prowadzone podczas obróbki termicznej, których dokonywano na 3 próbkach każdego z betonów o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm. Rejestrowano wówczas sumę zliczeń EA i pojedyncze obrazy losowo wybieranych impulsów akustycznych.

W przypadku metody pomiaru odkształceń liczba badanych próbek walcowych wynosiła każdorazowo 6 i miały one średnicę 113 mm i wysokość 350 mm. Rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń ściskających jednostkowe odkształcenia podłużne i poprzeczne betonu, korzystając z czujników oporowych i automatycznego mostka tensometrycznego.

Badania prowadzono w temperaturze powietrza 20°C ($\pm 3^{\circ}\text{C}$) oraz wilgotności względnej powietrza 55% ($\pm 5\%$).

• Określenia niezbędnej liczby próbek dokonano na podstawie statystycznej analizy wyników badań wstępnych, za pomocą rozkładu t -Studenta [39], zgodnie z zależnością (3.1), gdzie t_{α} jest kwantylem tego rozkładu rzędu α o k stopniach swobody

$$\frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \leq \frac{\vartheta}{v}, \quad (3.1)$$

n jest liczbą próbek, ϑ jest założoną tolerancją wartości średniej, a v jest współczynnikiem zmienności. Dla przyjętej tolerancji wartości średniej $\vartheta = 0,05$ i założonym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ przyjęte do badań, poszczególnymi metodami, podane wyżej liczby próbek są wystarczające. Wykresy przedstawiające uzyskane rezultaty badań, zamieszczone w rozdziałach 4 i 5, sporządzano według wartości średnich obliczonych z zależności (3.2), gdzie n jest liczbą obserwacji, a x_i jest wartością i -tej obserwacji

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i. \quad (3.2)$$

• Popęłnione w badaniach błędy względne pomiarów, obliczone zgodnie z [95], zawierały się podczas pomiarów w przedziałach:

- prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L , 0,40–0,58%,
- sumy zliczeń emisji akustycznej $\sum N$, 0,92–2,86%,
- tempa zliczeń emisji akustycznej N_p , 0,66–2,00%,
- odkształceń podłużnych ε_{cx} , 0,43–0,76%,
- odkształceń poprzecznych ε_{cy} , 0,44–1,50%.

• W tych przypadkach, w których poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} w betonie określono metodami statystycznymi, wyznaczenia estymatorów $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ (równoważnych z wartościami naprężeń σ_i i σ_{cr}) oraz przedziałów ich ufności przy założonym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ dokonano z wykorzystaniem klasycznych wzorów analizy regresji, zawartych między innymi w pracy [61].

Wyestymowane krzywe regresji testowano za pomocą pakietu statystycznego SPSS. W poszczególnych obszarach I, II i III, na które podzielono dziedzinę funkcji $f(x)$, testowano następujące hipotezy dotyczące modelu opisanego zależnością (2.27):

- hipotezę $Y = \text{constans}$,
- hipotezę $a = 0$,
- hipotezę $b = 0$,
- hipotezę $\rho = 0$, gdzie ρ jest współczynnikiem korelacji między Y a x .

We wszystkich przypadkach odrzucono testowane hipotezy, na założonym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ oraz wyznaczono wartość współczynnika R^2 . Najniższa wartość tego współczynnika wynosiła 0,748 (beton serii FN2, obszar II), najwyższa zaś – 0,990 (także beton serii FN2, ale obszar III).

Przyjęte założenia dotyczące postaci krzywej w poszczególnych przedziałach (postacie: liniowa, liniowa, eksponencjalna lub liniowa) i podziału dziedziny funkcji $f(x)$ zweryfikowano w dwóch losowo wybranych betonach za pomocą techniki bootstrap, według algorytmu postępowania opisanego w pracy [25]. Należy wyjaśnić, że technika bootstrap znajduje zastosowanie w regresji nieparametrycznej i umożliwia, bez założeń co do postaci krzywej regresji, otrzymanie bootstrapowych przedziałów ufności dla nieznannej krzywej regresji oraz sprawdzenie, czy przyjęte założenia „mieszczą się” w tych przedziałach [25]. Jest ona bardzo przydatna wtedy, gdy liczba obserwacji jest mała. Z kolei normalność rozkładu zmiennej ε z zależności (2.27) weryfikowano dwoma niezależnymi testami, a mianowicie Shapiro–Wilka za pomocą pakietu SAS [161] oraz gładkim testem Neymana [248]. Celem weryfikacji było sprawdzenie, czy spełnione są przyjęte założenia, bo od tego zależy bezpośrednio jakość otrzymanych estymatorów $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$.

• Badania charakterystyki porowatości i struktury porowatości wybranych betonów wykonano za pomocą porozymetru rtęciowego. Charakterystykę porowatości, pokazującą objętość porów w dowolnym przedziale promieni w zakresie promieni 5–7500 nm, przedstawiono w postaci krzywych w układzie współrzędnych V, r ; V stanowi, w cm^3/g , objętość porów próbki wypełnionych rtęcią, a r jest promieniem, w nm. Strukturę poro-

watości betonów scharakteryzowano różniczkowym rozkładem porów, także w zakresie promieni 5–7500 nm, z punktu widzenia średnich promieni porów dominujących. Przedstawiono ją w postaci krzywych w układzie współrzędnych Z, r_{sr} , gdzie $Z = \Delta V_i / \Delta \log r_i$ jest logarytmicznym wskaźnikiem porowatości w danym przedziale promieni, a r_{sr} jest średnim promieniem, w nm.

4. Badania wpływu wybranych czynników technologicznych na poziomy naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskany

4.1. Wpływ uziarnienia kruszywa

4.1.1. Opis badań

W celu wyjaśnienia powyższego zagadnienia badaniom poddano łącznie dziewięć betonów o zbliżonej średniej wytrzymałości na ściskanie mieszczącej się w przedziale 38,05–44,80 MPa, oznaczonych w pracy literami od A do H*, różniących się uziarnieniem zastosowanego kruszywa otoczkowego.

Zróznicowanie składu granulometrycznego kruszywa w betonach A–H uzyskano przez zmianę udziału frakcji piaskowych z 20 do 100% w stosunku do całości kruszywa [105, 114]. W tym celu zaprojektowano metodą zaczynową osiem mieszanek betonowych, których składy w przeliczeniu na 1 m³ zamieszczono w tabeli 4.1. Należy wyjaśnić, że w celu utrzymania stałości składu stosów okrucowych w poszczególnych mieszankach betonowych wykorzystywany w badaniach żwir i piasek rozsegregowano na frakcje 10/20, 4/10, 2/4 oraz 1/2, 0,5/1, 0,25/0,5, 0/0,25. Z tak rozfrakcjonowanego kruszywa zestawiono dla poszczególnych mieszanek betonowych stosy okrucowe, dające maksymalne zagęszczenie tych mieszanek. Charakterystykę zaprojektowanych kruszyw przedstawiono na rys. 4.1.

Przy komponowaniu składu mieszanek betonowych A–H uwzględniono między innymi następujące założenia:

- wszystkie mieszanki zostały wykonane z tego samego materiału kruszywowego,
- współczynnik wodno-cementowy miał wartość stałą (około 0,55),
- konsystencja mieszanek była gęstoplastyczna, a wszystkie zagęszczano w taki sam sposób, tzn. przez wibrowanie.

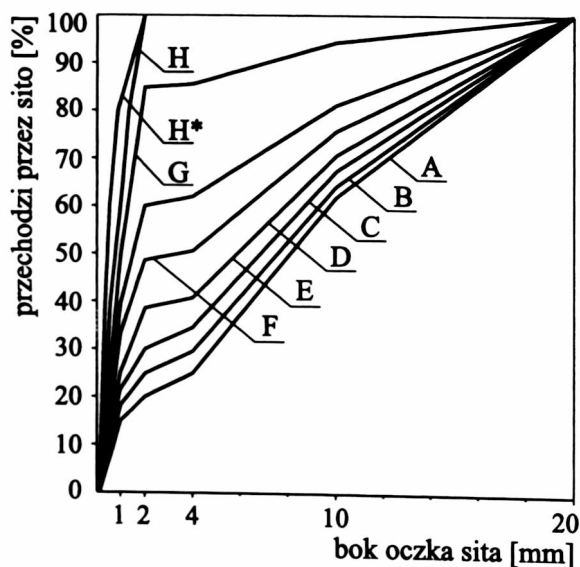
Dodatkowo analogiczną metodą zaprojektowano mieszankę betonową H*, do wykonania której użyto drobny piasek szklarski [104, 108]. Jak wynika w rysunku 4.1, w piasku tym łączny udział frakcji 0/0,25 i 0,25/0,5 stanowił 60%. Skład tego betonu także zamieszczono w tabeli 4.1. W tabeli 4.2 zestawiono z kolei wartości wybranych parametrów materiałowych charakteryzujących wszystkie zaprojektowane mieszanki

Tabela 4.1. Zestawienie składów zaprojektowanych mieszanek betonowych

Table 4.1. Comparison of designed concrete mixes' composition

Skład mieszanki betonowej	Jednostka	Oznaczenie mieszanki								
		A	B	C	D	E	F	G	H	H*
Cement portlandzki „35” z cementowni GóraŹdŹe	kg/m ³	308,0	294,2	305,7	321,5	334,5	350,1	420,0	469,0	478,0
Źwir naturalny „Proszowice”	kg/m ³	1530,0	1438,8	1340,1	1185,3	958,60	697,0	249,0	–	–
Piasek rzeczny „Wrocław”	kg/m ³	383,0	479,60	574,3	711,20	867,30	1045,4	1427,7	1480,0	1375,0
Woda wodociągowa, zdatna do picia	l	169,0	163,4	169,9	178,6	185,7	194,5	231,0	257,0	239,0

betonowe, obliczone na podstawie ilości dozowanych składników. Przykładowo, zawarte w tabeli 4.2 wartości całkowitych powierzchni wewnętrznych kruszywa F_k w 1 m³ zaprojektowanych mieszanek betonowych, rozumiane jako sumy powierzchni wszystkich ziaren kruszywa, obliczono z zależności podanej w [166, 214], a mianowicie:



Rys. 4.1. Charakterystyka uziarnienia kruszyw w poszczególnych mieszankach betonowych

Fig. 4.1. Aggregate grain-size distribution in particular concrete mixes

$$F_k = G_k f_k = \frac{G_k}{100} (p_n f'_{k(n)} + f'_{k(n+1)} + \dots), \quad (4.1)$$

gdzie: G_k – ciężar kruszywa, kg,

f_k – wagowa powierzchnia właściwa kruszywa zespolonego, m²/kg,

p_n – procentowa zawartość kruszywa frakcji n , %,

$f'_{k(n)}$ – wagowa powierzchnia właściwa kruszywa frakcji n , m²/kg.

Z każdej mieszanki betonowej wykonano po 24 próbki o wymiarach 100 × 100 × 100 mm, 36 próbek o wymiarach 150 × 150 × 150 mm i 6 próbek walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm. Badania zrealizowano po 90 dniach dojrze-

Tabela 4.2. Wartości wybranych parametrów materiałowych charakteryzujących zaprojektowane mieszanki betonowe, obliczone na podstawie ilości dozowanych składników

Table 4.2. Values of some material parameters characterizing designed concrete mixes, calculated on basis of proportioned components

Rodzaj parametru	Jednostka	Oznaczenie mieszanki								
		A	B	C	D	E	F	G	H	H*
Punkt piaskowy	%	20	25	30	37,5	47,5	60	85	100	100
Powierzchnia właściwa kruszywa zespolonego f_k	m ² /kg	1,66	1,96	2,27	2,73	3,35	4,12	5,22	6,60	18,48
Całkowita powierzchnia wewnętrzna kruszywa w 1 m ³ mieszanki F_k	m ²	3180	3755	4340	5180	6116	7186	8763	9769	25411
Całkowita powierzchnia wewnętrzna kruszywa grubego w 1 m ³ mieszanki F_z	m ²	629,2	589,9	549,4	486,0	393,0	285,7	95,0	–	–
Umowna grubość otulenia kruszywa zaczynem $V_{a\text{ zacz}}/F_k$	μm	84,3	68,7	61,8	54,4	47,9	42,7	41,8	41,7	15,0
Umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą $V_{a\text{ zap}}/F_z$	μm	657,9	746,8	885,9	1137,3	1585,9	2467,0	9571,9	–	–

wania betonu w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze powietrza 18 °C (± 1 °C) i wilgotności względnej powietrza około 95%. Przykładowo w tabeli 4.3 podano wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie badanych betonów oraz porowatość całkowitą po 90 dniach dojrzewania.

Tabela 4.3. Średnie wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie określone na próbkach $150 \times 150 \times 150$ mm oraz rezultaty badań porowatości całkowitej po 90 dniach dojrzewania

Table 4.3. Mean compression strength and tensile strength of concrete determined on $150 \times 150 \times 150$ mm samples and results of total porosity tests carried out after 90 days of curing

Oznaczenie betonu	Średnia wytrzymałość		Porowatość całkowita p [%]
	na ściskanie $f_{cm, 90}$ [MPa]	na rozciąganie podczas rozłupywania $f_{ctm, sp, 90}$ [MPa]	
A	<u>42,90</u> 6,3%	<u>3,61</u> 8,4%	11,73
B	<u>44,80</u> 5,5%	<u>3,98</u> 8,2%	11,51
C	<u>43,50</u> 5,8%	<u>3,86</u> 6,5%	12,09
D	<u>42,35</u> 4,6%	<u>3,73</u> 6,8%	12,81
E	<u>42,07</u> 5,1%	<u>3,70</u> 6,0%	13,52
F	<u>41,94</u> 3,9%	<u>3,69</u> 4,9%	15,06
G	<u>38,05</u> 3,1%	<u>3,02</u> 4,7%	15,97
H	<u>38,30</u> 3,3%	<u>2,80</u> 4,7%	16,28
H*	<u>38,43</u> 2,7%	<u>2,85</u> 4,3%	18,04

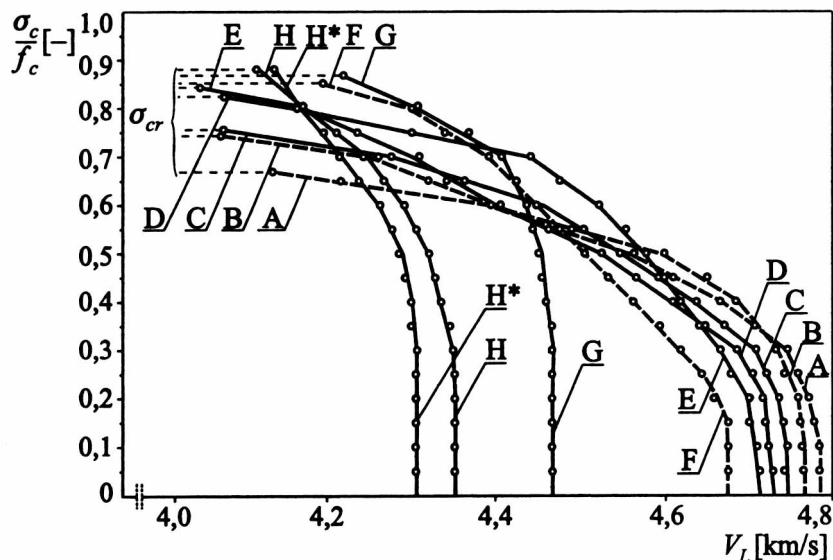
Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

W badaniach wykorzystano metody ultradźwiękową i emisji akustycznej oraz metodę pomiaru odkształceń, w próbie ściskania osiowego [103–105, 108, 114]. W metodzie EA badano próbki o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm i rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń sumę zliczeń i średnią wartość skuteczną sygnału EA. Schematy stanowisk badawczych do pomiaru EA i do pomiaru odkształceń betonu pokazano na rysunkach 3.2 i 3.4 w rozdz. 3.

4.1.2. Wyniki badań i ich analiza

W celu wyznaczenia w badanych betonach poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} prześledzono przebieg ich destrukcji naprężeniowej podczas ściskania osiowego.

Z przedstawionych na rysunku 4.2 rezultatów badań ultradźwiękowych wynika, że wraz ze wzrostem poziomu naprężeń ściskających następuje we wszystkich badanych betonach spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L . Spadek tej prędkości jest zauważalny w poszczególnych betonach już od poziomu $0,1-0,3 \sigma_c / f_{ct}$. Po jego prze-

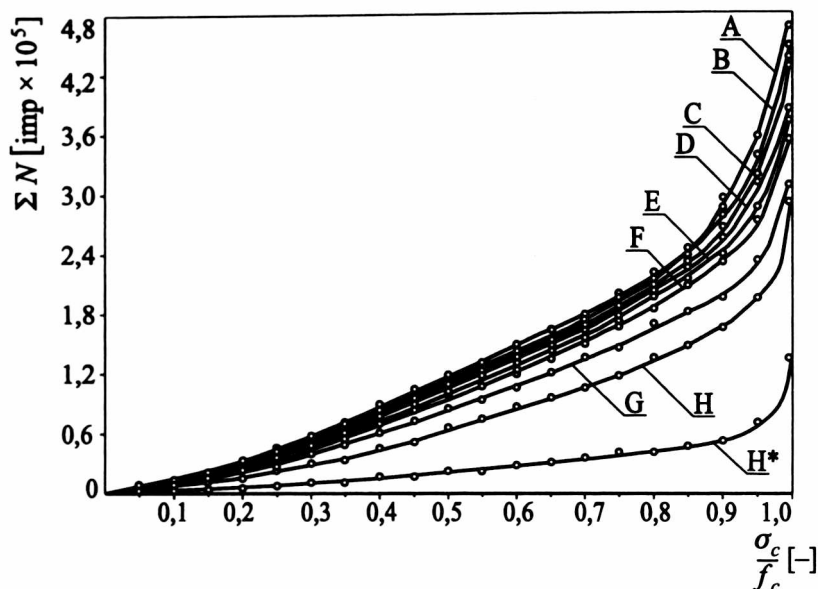


Rys. 4.2. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w ściskanych betonach A – H*, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.2. Variation in velocity of longitudinal ultrasonic waves as a function of stress relative value increment for concretes A – H* subjected to compression

kroczeniu intensywność zaobserwowanego zjawiska wzrasta. Nie udało się jednoznacznie ustalić poziomów naprężeń, od których rozpoczyna się w badanych betonach wyraźny spadek V_L , co uniemożliwiło wyznaczenie, za pomocą metody ultradźwiękowej, poziomów naprężeń σ_i . We wszystkich badanych betonach pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych był możliwy jedynie do takiego poziomu naprężeń, przy którym następowało całkowite tłumienie tych fal. Poziomy ten jest różny w badanych betonach, wyższy w betonie charakteryzującym się większą zawartością kruszywa drobnego, ale zawsze niższy od naprężeń niszczących. Poziomy naprężeń, przy którym następuje w badanych betonach zanik możliwości pomiaru V_L , odpowiadające według kryteriów podanych w p. 2.6.3 naprężeniom krytycznym σ_{cr} , zaznaczono na rysunku 4.2.

Z przedstawionych na rysunku 4.3 rezultatów badań uzyskanych za pomocą metody emisji akustycznej wynika, że charakter przebiegu zmienności sumy zliczeń EA, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających, jest podobny we wszystkich badanych betonach. Mimo tego podobieństwa zauważa się jednak występowanie różnic w wielkościach tej sumy, wydzielonej na poszczególnych poziomach naprężeń. Różnice te są szczególnie widoczne, jeśli porówna się sumy zliczeń EA zarejestrowane podczas całego procesu niszczenia badanych betonów. Z porównania wynika, że im większa jest zawartość kruszywa grubego w betonie, tym suma ta jest większa. Zauważa się



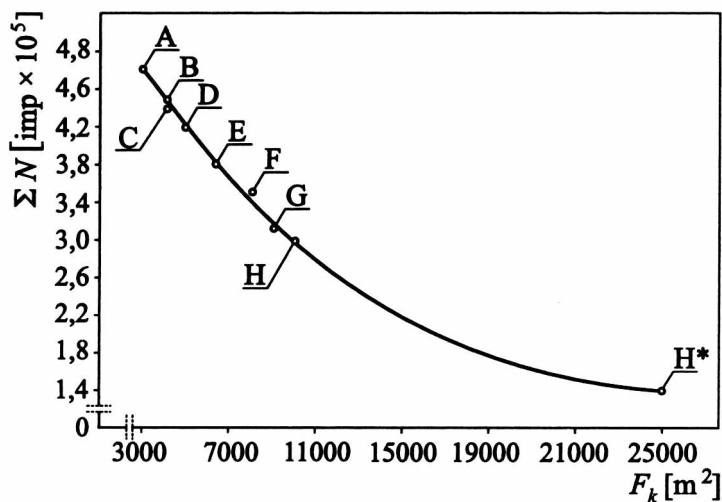
Rys. 4.3. Przebieg zmienności sumy zliczeń EA w ściskanych betonach serii A–H*, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.3. Variation of AE counts versus stress relative value increment for concrete of series A – H*

również występowanie ścisłego związku między sumą zliczeń EA zarejestrowaną w całym procesie niszczenia badanych betonów, a charakteryzującymi te betony parametrami materiałowymi. Powyższe stwierdzenia ilustrują przykładowo rysunki 4.4 i 4.5, na których przedstawiono odpowiednio zależność między tą sumą i całkowitą powierzchnią wewnętrzną kruszywa oraz umowną grubością otulenia kruszywa grubego zaprawą. Z rysunków wynika, że suma zliczeń jest tym większa, im mniejsza jest całkowita powierzchnia wewnętrzną kruszywa w betonie i im mniejsza jest umowna grubość otulenia kruszywa grubego zaprawą.

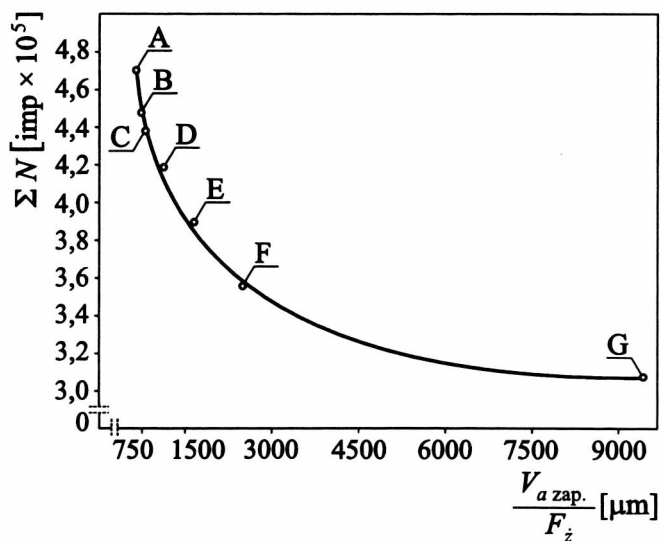
Uzyskane zależności wskazują na to, że uziarnienie kruszywa wpływa istotnie na przebieg niszczenia ściskanego betonu. Potwierdzają to także obserwacje zapisu średniej wartości skutecznej sygnału EA, rejestrowanej równocześnie z sumą zliczeń EA [104, 114].

Na podstawie pomierzonej sumy zliczeń EA określono w badanych betonach intensywność jej przyrostu, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających, w celu wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Przykładowo na rysunku 4.6 pokazano przebieg tej intensywności w betonach A, F i D, H, H*. Z rysunku wynika, że przebieg ten jest trójetapowy. Długość poszczególnych etapów jest wyraźnie zróżnicowana w badanych betonach i zależy od uziarnienia kruszywa. I tak, stały przyrost inten-



Rys. 4.4. Zależność między całkowitą powierzchnią wewnętrzną kruszywa a sumą zliczeń EA

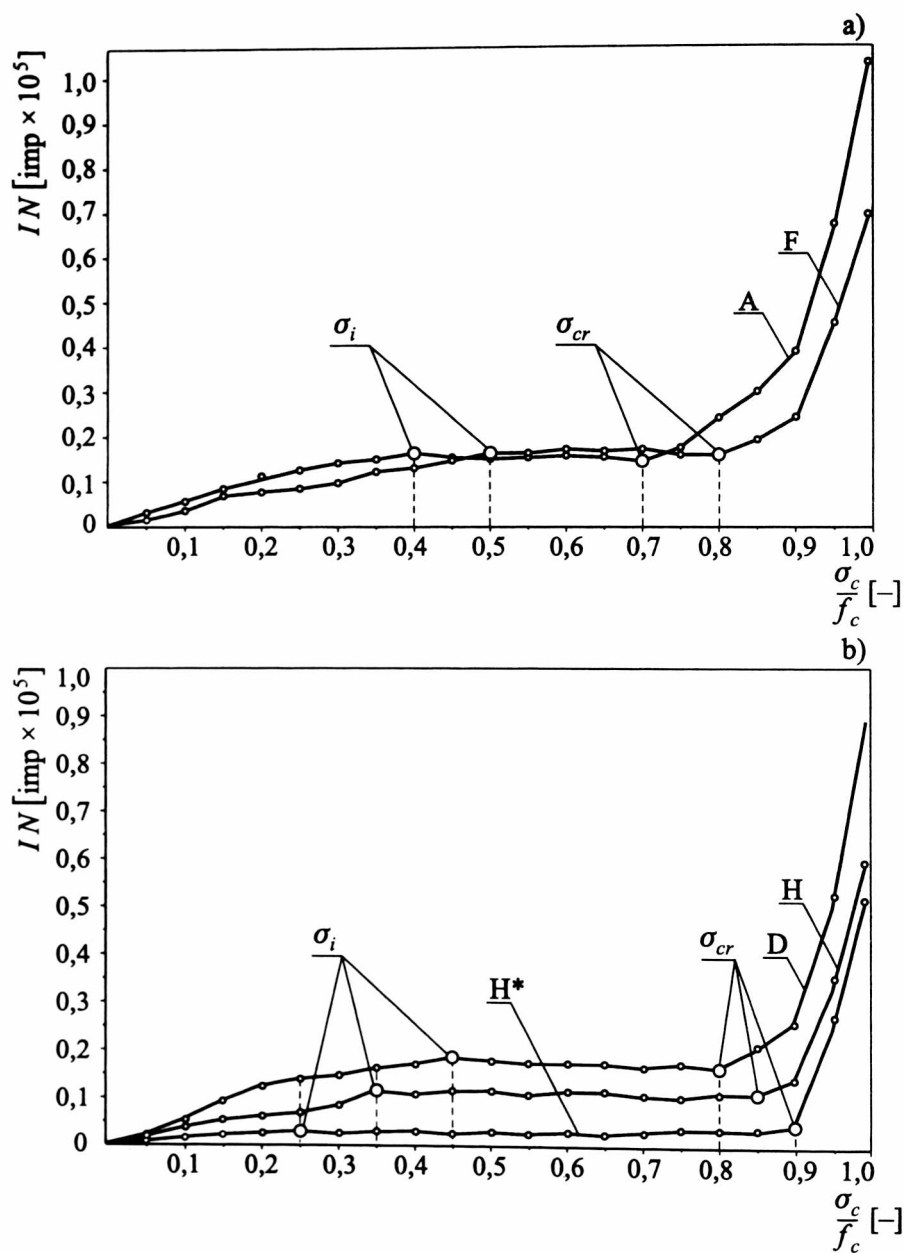
Fig. 4.4. Relation between aggregate's total internal surface area and AE counts



Rys. 4.5. Zależność między umowną grubością otulenia kruszywa zaprawą a sumą zliczeń EA

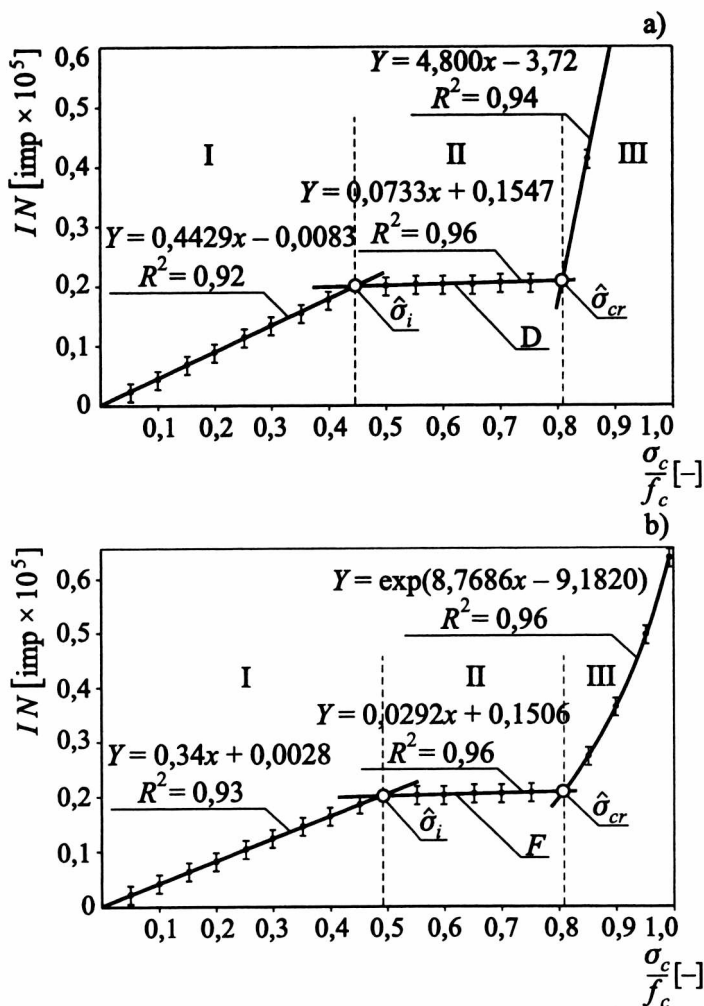
Fig. 4.5. Relation between apparent thickness of aggregate's mortar coating and AE counts

sywności sumy zliczeń EA widoczny jest na przykład w betonie A w przedziale $0-0,40 \sigma_c/f_c$, w betonie D w przedziale $0-0,45 \sigma_c/f_c$, w betonie F w przedziale $0-0,50 \sigma_c/f_c$, w betonie H w przedziale $0-0,35 \sigma_c/f_c$, a w betonie H* w przedziale



Rys. 4.6. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających: a) w betonach A i F, b) w betonach D, H i H*

Fig. 4.6. AE counts increment rate versus increment in relative compressive stress value: a) in concretes A and F, b) in concretes D, H and H*



Rys. 4.7. Estymowane krzywe regresji i estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} : a) w betonie D, b) w betonie F

Fig. 4.7. Estimated regression curves and estimators $\hat{\sigma}_i$ and $\hat{\sigma}_{cr}$ of the levels of stress σ_i and σ_{cr} for: a) concrete D, b) concrete F

0–0,25 σ_c/f_c . Oznacza to, że wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego w betonie poziom naprężeń, do którego obserwuje się stały przyrost tej intensywności, początkowo rośnie od 0,40 σ_c/f_c (beton A) do 0,50 σ_c/f_c (beton F), a następnie maleje do 0,35 σ_c/f_c (beton H) i do 0,25 σ_c/f_c (beton H*). Z rysunku 4.6 wynika także, że wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego podnosi się w betonie poziom naprężeń, do którego widoczna jest stabilizacja przyrostu intensywności sumy zliczeń. Na przy-

kład w betonie A stabilizacja tej intensywności widoczna jest do poziomu $0,70 \sigma_c / f_c$, w betonie D i F do poziomu $0,80 \sigma_c / f_c$, w betonie H do poziomu $0,85 \sigma_c / f_c$, a w betonie H* do poziomu $0,90 \sigma_c / f_c$. Po przekroczeniu wymienionych poziomów naprężeń następuje w betonie dalszy wzrost intensywności sumy zliczeń EA z tym, że gwałtowność tego wzrostu jest tym większa, im większa jest zawartość kruszywa grubego w betonie. Zauważone prawidłowości świadczą o tym, że w procesie niszczenia wszystkich ściskanych betonów można odróżnić trzy stadia, których „długość” jest uzależniona od uziarnienia kruszywa w betonie. Na rysunku 4.6 zaznaczono poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} wyznaczone sposobem graficznym, opisanym w p. 2.6.3.

Rysunek 4.7 obrazuje zaś przykładowe wyznaczenie przedmiotowych naprężeń metodami statystycznymi, zgodnie z opisem podanym w p. 2.6.3, w betonie D i F. Na rysunku tym podano równania krzywych regresji otrzymanych metodą najmniejszych kwadratów (w przedziałach I, II, III) i zaznaczono estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ w punktach przecięcia się tych krzywych, równoważne naprężeniom σ_i i σ_{cr} .

W tabeli 4.4 zamieszczono z kolei estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} , wyznaczone w kilku losowo wybranych betonach, wraz z obliczonymi dla nich przedziałami ufności (przy założonym poziomie ufności 0,95).

Tabela 4.4. Estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w wybranych betonach, wyznaczone metodami statystycznymi

Table 4.4. Estimators $\hat{\sigma}_i$ and $\hat{\sigma}_{cr}$ of σ_i and σ_{cr} stress levels in selected concretes, determined by statistical methods

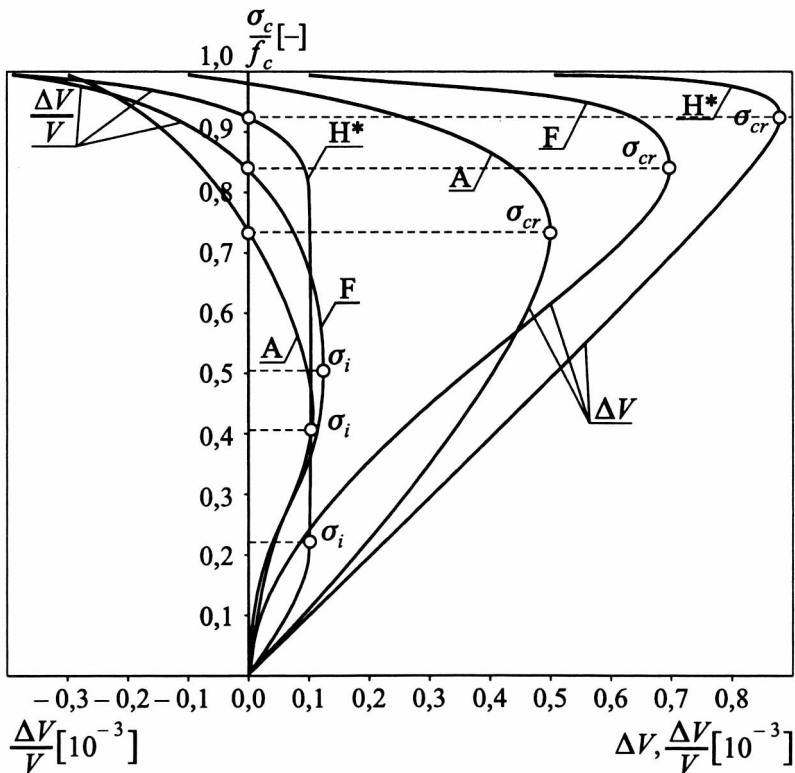
Wyznaczony parametr	Oznaczenie betonu			
	A	D	F	H
Estymator $\hat{\sigma}_i$ wartości naprężenia σ_i	0,394	0,448	0,485	0,363
Przedział ufności dla $\hat{\sigma}_i$ na poziomie ufności 0,95	0,338–0,444	0,405–0,486	0,454–0,517	0,326–0,401
Estymator $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości naprężenia σ_{cr}	0,705	0,811	0,818	0,849
Przedział ufności dla $\hat{\sigma}_{cr}$ na poziomie ufności 0,95	0,688–0,719	0,797–0,824	0,789–0,828	0,844–0,855

Przyjęte przykładowo założenia dotyczące betonu A odnośnie do postaci krzywej w przedziałach I, II i III (postacie: liniowa, liniowa, liniowa i eksponencjalna) i podziału dziedziny funkcji $f(x)$ z zależności (2.27) zweryfikowano techniką bootstrap [25]. Uzyskano potwierdzenie przyjętych założeń. W betonach A, D, F i H natomiast, przy przyjętym poziomie istotności $\alpha = 0,05$, hipoteza o normalności rozkładu zmiennej ε z zależności (2.27) została potwierdzona przez dwa niezależne testy Shapiro–Wilka [161] i Neymana [248]. Pozwala to otrzymane i zamieszczone w tabeli 4.4 estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości

naprężeń σ_i i σ_{cr} uznać za optymalne. Analizując rezultaty badań zamieszczone na rysunkach 4.6 i 4.7 oraz zebrane w tabeli 4.4, za bardzo istotny należy uznać fakt, że wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} wyznaczone graficznie mieszczą się w obliczonych przedziałach ufności (na poziomie ufności 0,95) dla estymatorów $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wyznaczonych metodami statystycznymi. Oznacza to, że graficzny sposób wyznaczania poziomów przedmiotowych naprężeń może być uznany za miarodajny.

Z kolei na rysunku 4.8 pokazano przykładowo przebiegi zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych w betonach A, F i H* określone na bazie pomierzonych, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających, jednostkowych odkształceń podłużnych i poprzecznych. Zaznaczono także poziomy przedmiotowych naprężeń, określone zgodnie z kryteriami podanymi w p.2.6.2.

Zbiórczego zestawienia wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , określonych we wszystkich ściskanych betonach trzema metodami pomiarowymi, oraz obliczonych na ich pod-



Rys. 4.8. Przebiegi zmienności wybranych charakterystyk odkształceniowych betonów A, F i H* w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających

Fig. 4.8. Variation of chosen strain characteristics of concretes A, F and H* as function of increment in relative compressive stress value

Tabela 4.5. Zbiornicze zestawienie wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} oraz średnich wartości (względnych i bezwzględnych) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} określonych w ściskanych betonach za pomocą trzech zastosowanych metod pomiarowych

Table 4.5. Compiled σ_i and σ_{cr} stress levels and mean σ_{im} and σ_{crm} stress (relative and absolute) values determined by three measuring methods for concretes subjected to compression

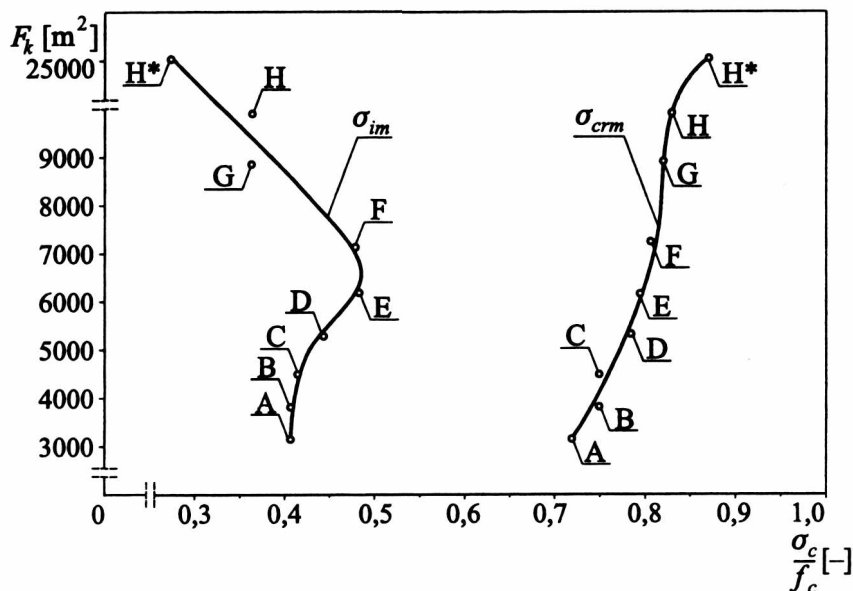
Oznaczenie betonu	Metoda pomiarowa						Średnie wartości			
	Ultradźwiękowa		Emisji akustycznej		Pomiaru odkształceń		σ_{im}		σ_{crm}	
	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	-	[MPa]	-	[MPa]
A	–	<u>0,68</u> 4,3%	<u>0,40</u> 9,2%	<u>0,70</u> 5,2%	<u>0,41</u> 2,9%	<u>0,73</u> 3,3%	0,405	17,37	0,703	30,16
B	–	<u>0,75</u> 4,9%	<u>0,40</u> 10,6%	<u>0,75</u> 4,9%	<u>0,41</u> 7,2%	<u>0,76</u> 3,9%	0,405	18,14	0,753	33,73
C	–	<u>0,76</u> 4,5%	<u>0,40</u> 7,5%	<u>0,75</u> 2,8%	<u>0,41</u> 2,9%	<u>0,76</u> 2,9%	0,405	17,62	0,757	32,49
D	–	<u>0,83</u> 5,1%	<u>0,45</u> 8,2%	<u>0,80</u> 5,3%	<u>0,45</u> 6,5%	<u>0,81</u> 3,6%	0,450	19,06	0,813	34,43
E	–	<u>0,84</u> 4,4%	<u>0,50</u> 7,3%	<u>0,80</u> 4,6%	<u>0,50</u> 4,8%	<u>0,82</u> 2,1%	0,500	21,03	0,820	34,49
F	–	<u>0,85</u> 5,0%	<u>0,50</u> 7,3%	<u>0,80</u> 4,6%	<u>0,50</u> 5,9%	<u>0,84</u> 3,5%	0,500	20,97	0,830	34,81
G	–	<u>0,87</u> 4,9%	<u>0,35</u> 8,6%	<u>0,85</u> 4,3%	<u>0,34</u> 3,5%	<u>0,84</u> 2,2%	0,345	13,13	0,853	32,46
H	–	<u>0,88</u> 4,2%	<u>0,35</u> 10,5%	<u>0,85</u> 5,0%	<u>0,34</u> 3,8%	<u>0,87</u> 3,4%	0,345	13,21	0,867	33,21
H*	–	<u>0,88</u> 4,2%	<u>0,25</u> 8,5%	<u>0,90</u> 4,1%	<u>0,23</u> 6,4%	<u>0,92</u> 3,2%	0,240	9,22	0,900	34,59

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

stawie średnich wartości (względnych i bezwzględnych) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} , dokonano w tabeli 4.5. Na rysunku 4.9 pokazano zaś ich zmienność, przykładowo w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa w betonie.

Z analizy tabeli 4.5 i rysunku 4.9 wynika, że uziarnienie kruszywa w betonie ma istotny wpływ zarówno na poziomy naprężenie σ_i , jak i σ_{cr} . I tak, w miarę wzrostu zawartości kruszywa drobnego w badanym betonie średnie wartości naprężeń σ_{im} początkowo rosną od poziomu około $0,40 \sigma_c/f_c$ (betony A–C) do poziomu $0,50 \sigma_c/f_c$ (betony E i F), a następnie wyraźnie maleją do poziomu około $0,35 \sigma_c/f_c$ (betony G i H) i około $0,24 \sigma_c/f_c$ (beton H*).

Zaobserwowane prawidłowości w zakresie kształtowania się poziomów tych naprężeń w badanych betonach można tłumaczyć między innymi tym, że zwiększenie w strukturze betonu całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa przez zwiększenie ilościowego udziału kruszywa drobnego wpływa bezpośrednio na ilość zawartej w nim zaprawy, a tym samym na wielkość umownej grubości otulenia kruszywa grubego zaprawą.



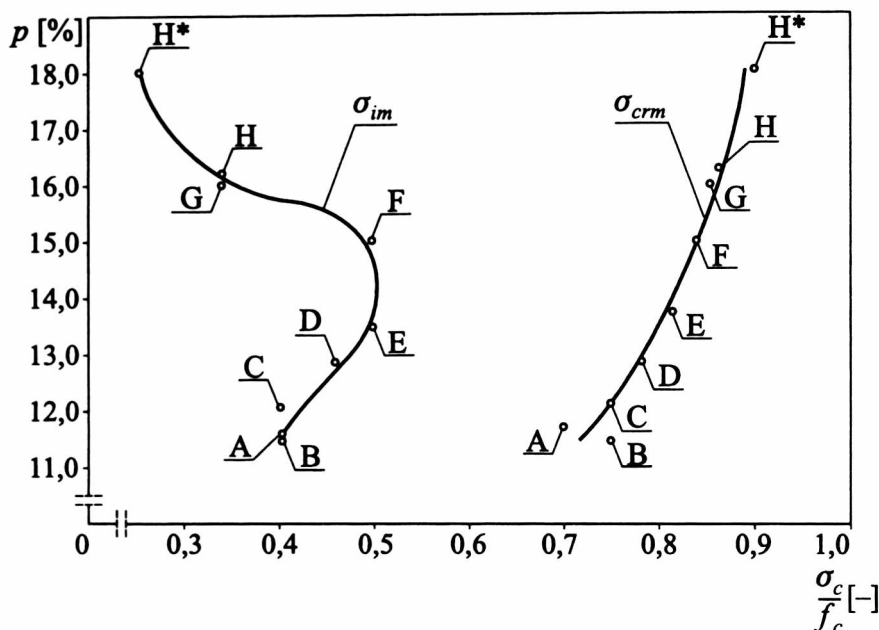
Rys. 4.9. Zmienność średnich (względnych) wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa w betonie

Fig. 4.9. Variation of average (relative) levels of stress σ_{im} and σ_{crm} versus aggregate's total internal surface area in concrete

Zwiększenie tej grubości daje w konsekwencji strukturę bardziej jednorodną, o mniejszej ilości koncentratów naprężeń, jakimi są ziarna kruszywa grubego. Tym samym występuje w strukturze betonu mniejsza ilość potencjalnych miejsc, gdzie naprężenia – zwłaszcza na styku kruszywa grubego z zaprawą – mogą być przekroczone. Stąd przykładowo beton E i F charakteryzuje się wyższymi średnimi wartościami poziomów naprężeń inicjujących w porównaniu do betonu A i B. Nawiązując do uzyskanych rezultatów badań, należy zauważyć, że przedstawiona wyżej argumentacja wydaje się być słuszna do momentu, gdy zawartość kruszywa drobnego w betonie nie przekracza 60% całości kruszywa. W razie zwiększonej zawartości kruszywa drobnego w betonie ten pozytywny wpływ niwelowany jest niewątpliwie przez rosnącą porowatość i prawdopodobnie przez rosnący skurcz. Warto podkreślić, że zarówno pory, jak i mikropęknięcia wynikające ze skurczu są mikrodefektami przyczyniającymi się do powstawania naprężeń własnych w strukturze betonu.

Rezultaty badań porowatości całkowitej wszystkich rozpatrywanych betonów podano w tabeli 4.3, a na rysunku 4.10 pokazano przykładowo, jak kształtują się średnie wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od tej porowatości.

Na rysunku 4.11 pokazano zaś przykładowe rezultaty badań charakterystyki i struktury porowatości betonów B, D, F i H w zakresie promieni porów 5–7500 nm. Rysunek



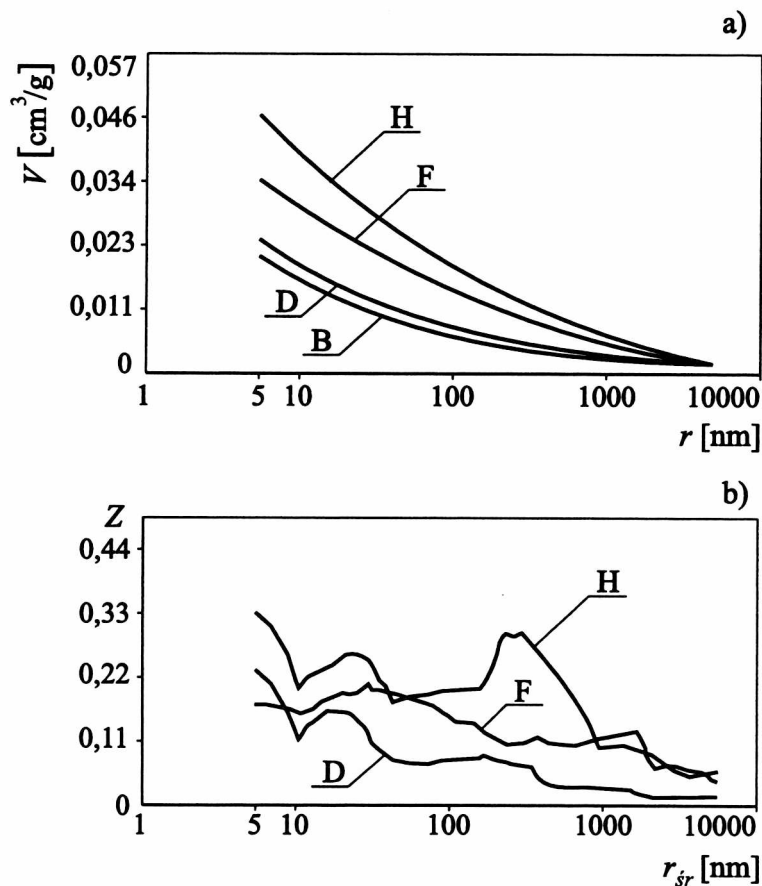
Rys. 4.10. Zmienność średnich wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od porowatości całkowitej betonów A–H*

Fig. 4.10. Variation of average levels of stress σ_{im} and σ_{crm} versus overall porosity for concretes A–H*

4.11a przedstawia krzywe przyrostu objętości porów, w funkcji ich promieni, a rysunek 4.11b z kolei – krzywe rozkładu objętości porów w betonach D, F i H.

Z opisanych badań wynika, że zdecydowanie największa porowatość całkowita i największa objętość porów w zakresie promieni 5–7500 nm występuje w betonie H, w którym zawartość kruszywa drobnego stanowi 100% całości kruszywa. Beton ten charakteryzuje się mniej korzystną strukturą porowatości w stosunku do betonów D i F, jak to wynika z rysunku 4.11b. Na rysunku tym, na wykresie przypisanym betonowi H, obserwuje się stosunkowo wyraźne maksimum w przedziale średnich promieni porów około 200–500 nm, świadczące o dominacji tych rozmiarów porów w strukturze. Najkorzystniejszą strukturą porowatości, bez dominujących wielkości porów średnich, charakteryzuje się beton F. Nie można wykluczyć, że jest to jedna z przyczyn, dzięki której poziom naprężeń σ_i w tym betonie jest zdecydowanie wyższy niż w innych badanych betonach.

W przypadku naprężeń σ_{cr} uzyskana zależność ma odmienny przebieg niż w przypadku naprężeń σ_i . Jak wynika z tabeli 4.5, średnie wartości naprężeń σ_{crm} rosną sukcesywnie wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego w badanym betonie od poziomu około 0,70 σ_c/f_c (beton A) do poziomu około 0,85 σ_c/f_c (beton G) i do poziomu



Rys. 4.11. Charakterystyka i struktura porowatości betonów w zakresie promieni porów 5–7500 nm:

- a) krzywe przyrostu objętości porów, w funkcji ich promieni, w betonach B, D, F i H,
 b) krzywe rozkładu objętości porów w betonach D, F i H

Fig. 4.11. Characteristics and porosity structure of concretes for pore radius range of 5–7500 nm:

- a) pore volume increment/pore radius curves for concretes B, D, F and H,
 b) pore volume distribution curves for concretes D, F and H

0,90 σ_c/f_c (beton H*). Sukcesywny wzrost wartości tych naprężeń jest wyraźnie obserwowany w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa, co ilustruje rysunek 4.9. Jest on także obserwowany w zależności od porowatości całkowitej badanych betonów, co wynika z rysunku 4.10. Brak w betonie ziaren kruszywa grubego powoduje więc, że katastroficzne niszczenie takiego materiału rozpoczyna się przy wyższym względnym poziomie naprężeń w porównaniu do betonu zawierającego takie kruszywo.

4.1.3. Wnioski

1. Dzięki zastosowaniu metody ultradźwiękowej i metody emisji akustycznej oraz metody pomiaru odkształceń stwierdzono zróżnicowanie poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w ściskanych betonach, w funkcji uziarnienia użytego kruszywa otoczkowego.

2. Ustalono, że średnie wartości poziomów naprężeń inicjujących σ_{im} w miarę wzrostu zawartości kruszywa drobnego w badanym betonie początkowo rosną od $0,405 \sigma_c/f_c$ (betony A–C) do $0,500 \sigma_c/f_c$ (betony E i F). Wysoka wartość tego naprężenia w betonie F ma prawdopodobnie związek z korzystną strukturą jego porowatości, charakteryzującą się brakiem występowania dominujących wielkości porów. Gdy udział kruszywa drobnego przekracza 60% całości kruszywa w betonie, wtedy średnie wartości naprężeń σ_{im} wyraźnie maleją do poziomu $0,345 \sigma_c/f_c$ (betony G i H) i do poziomu $0,240 \sigma_c/f_c$ (beton H*). Ma to prawdopodobnie związek ze wzrostem ich porowatości całkowitej i z mniej korzystną strukturą porowatości, charakteryzującą się występowaniem porów dominujących. Uzyskane rezultaty badań świadczą o tym, że stabilna propagacja mikrorys w strukturze takich betonów rozpoczyna się wcześniej, tzn. przy niższym wytężeniu materiału w porównaniu do betonu zawierającego mniej kruszywa drobnego.

3. Wykazano, że wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego w betonie średnie wartości naprężeń krytycznych σ_{cr} rosną sukcesywnie od poziomu $0,703 \sigma_c/f_c$ (beton A) do poziomu $0,900 \sigma_c/f_c$ (w betonie H*). Wzrost ten jest sukcesywny zarówno w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa, jak i od porowatości całkowitej badanych betonów. Oznacza to, że względny poziom naprężeń, od którego rozpoczyna się w badanych betonach niestabilna propagacja mikrorys podnosi się sukcesywnie wraz z rosnącą zawartością kruszywa drobnego.

4. Na podstawie wyników badań uzyskanych za pomocą emisji akustycznej i metod statystycznych, w przypadku kilku z badanych betonów wyznaczono wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} i przedziały ich ufności (na poziomie ufności 0,95). Stwierdzono we wszystkich przypadkach, że w przedziałach tych mieszczą się wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} określone sposobem graficznym. Porównano wartości tych naprężeń, określone w danych betonach metodami statystycznymi i graficznie. Stwierdzono, że są one do siebie bardzo zbliżone. Potwierdza to miarodajność graficznego sposobu wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie.

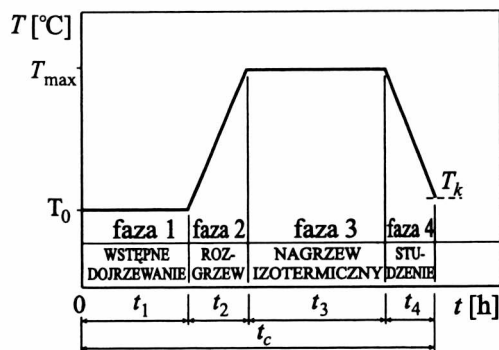
4.2 Wpływ obróbki termicznej

4.2.1. Opis badań

W celu wyjaśnienia tego zagadnienia poddano obróbce termicznej betony oznaczone w pracy literami od B do H. Zarówno sposób zaprojektowania, jak i składy mieszanek betonowych oraz wartości charakteryzujących te mieszanki parametrów materiałowych, są analogiczne do podanych w p. 4.1. Beton D poddano obróbce termicznej w parze niskoprężnej, realizowanej według trzech różnych cykli temperaturowo-czasowych, a badane serie tego betonu oznaczono przez DN1, DN2 i DN3. Schemat ideowy tych cykli obrazuje rysunek 4.12. Parametry temperaturowo-czasowe cykli podano w tabeli 4.6. Beton D poddano także gorącemu formowaniu, według cyklu pokazanego na rysunku 4.13, a badaną serię oznaczono jako DX. Pozostałe betony, różniące się uziarnieniem zastosowanego kruszywa, poddano obróbce termicznej w parze niskoprężnej, realizowanej według cyklu 2. Oznaczono je przez BN2, CN2, EN2, FN2, GN2 i HN2 i także nazwano seriami. Świadcowymi seriami były betony dojrzewające normalnie, w komorze klimatyzacyjnej, oznaczone w p. 4.1 literami od B do H.

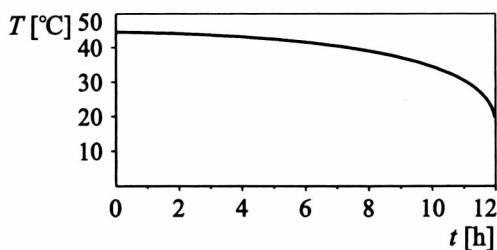
W trakcie trwania obróbki termicznej rejestrowano w sposób ciągły temperaturę oraz sygnały akustyczne pochodzące z obrabianego termicznie betonu [116, 118]. Rejestrowano także graficzne obrazy tych sygnałów. Wykorzystano do tego celu stanowisko badawcze, o schemacie pokazanym na rysunku 3.3 w rozdz. 3.

Po zakończeniu obróbki termicznej próbki przechowywano przez 24 h w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze powietrza $18\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$) i wilgotności względnej powietrza 95%, a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych w tempera-



Rys. 4.12. Schemat ideowy, według którego realizowano obróbkę termiczną badanych betonów w parze niskoprężnej

Fig. 4.12. Schematic diagram of low-pressure steam treatment of tested concretes



Rys. 4.13. Parametry cyklu gorącego formowania betonu serii DX

Fig. 4.13. DX series concrete hot forming cycle parameters

Tabela 4.6. Zestawienie parametrów charakteryzujących zrealizowane cykle obróbki termicznej betonu w parze niskoprężnej

Table 4.6. Comparison of parameters characterizing realized cycles of low-pressure steam treatment of concrete

Oznaczenie cyklu	Czas trwania danej fazy [h]					Temperatura [°C]		
	t_1	t_2	t_3	t_4	t_c	T_o	T_{max}	T_k
Cykl 1	4,0	2,0	4,0	2,5	12,5	20	60	30
Cykl 2	2,0	2,0	3,0	1,5	8,5	20	80	30
Cykl 3	2,0	1,5	3,0	1,5	8,0	20	95	30

turze powietrza 18 °C (± 3 °C) i wilgotności względnej powietrza około 65%. W skład każdej serii wchodziło 36 próbek o wymiarach 150 × 150 × 150 mm i 6 próbek walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm. Z kolei w skład serii D, DN1, DN2, DN3 i DX wchodziły po 24 próbki o wymiarach 100 × 100 × 100 mm, a w skład serii BN2,

Tabela 4.7. Średnie wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie określone na próbkach 150 × 150 × 150 mm po 90 dniach dojrzewania

Table 4.7. Mean compression and tensile strength values determined on 150 × 150 × 150 mm concrete samples after 90 days of curing

Oznaczenie serii betonu	Średnia wytrzymałość [MPa]	
	na ściskanie $f_{cm,90}$	na rozciąganie podczas rozłupywania $f_{ctm,sp,90}$
BN2	<u>40,32</u>	<u>3,26</u>
	7,6%	10,3%
CN2	<u>39,56</u>	<u>3,24</u>
	7,4%	8,6%
DN1	<u>38,64</u>	<u>3,09</u>
	7,0%	10,1%
DN2	<u>38,12</u>	<u>3,01</u>
	6,3%	8,4%
DN3	<u>35,99</u>	<u>2,77</u>
	5,2%	6,5%
DX	<u>38,91</u>	<u>3,08</u>
	4,8%	7,2%
EN2	<u>37,84</u>	<u>2,95</u>
	5,5%	7,2%
FN2	<u>37,11</u>	<u>2,82</u>
	5,1%	6,6%
GN2	<u>33,48</u>	<u>2,34</u>
	5,2%	5,9%
HN2	<u>34,03</u>	<u>2,21</u>
	5,7%	6,0%

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

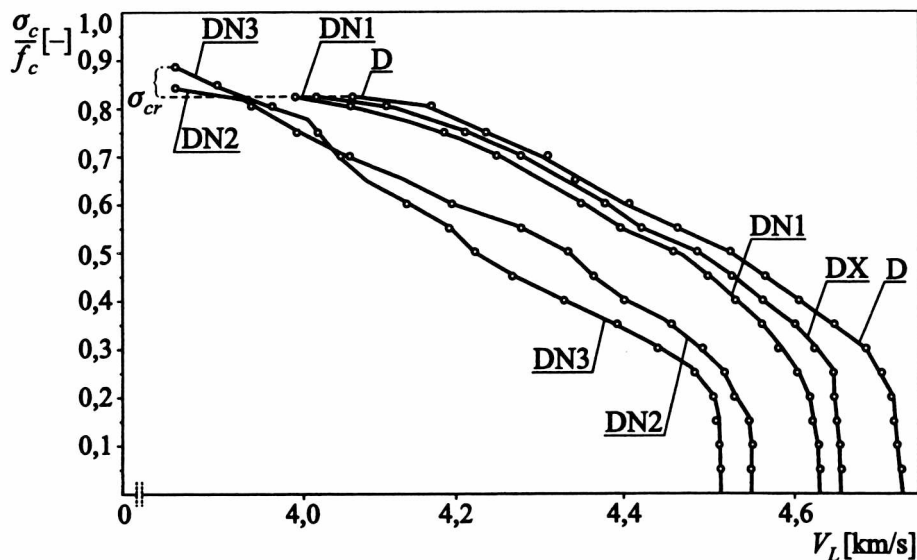
CN2, EN2, GN2 i HN2 – po 12 takich próbek. Badania zrealizowano po 90 dniach dojrzewania betonu, korzystając z metody ultradźwiękowej, metody emisji akustycznej i metody pomiaru odkształceń, w próbie ściskania osiowego [106, 107, 111, 115, 119, 123]. W tabeli 4.7 zamieszczono wartości średnich wytrzymałości na ściskanie i na rozciąganie badanych serii betonu, uzyskane na próbkach o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm, po 90 dniach dojrzewania. W tabeli tej podano także wartości współczynników zmienności tych wytrzymałości.

W metodzie emisji akustycznej rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń sumę zliczeń i średnią wartość skuteczną sygnału EA. Schematy stanowisk badawczych pokazano na rysunkach 3.2 i 3.4 w rozdz. 3.

4.2.2. Analiza uzyskanych rezultatów badań

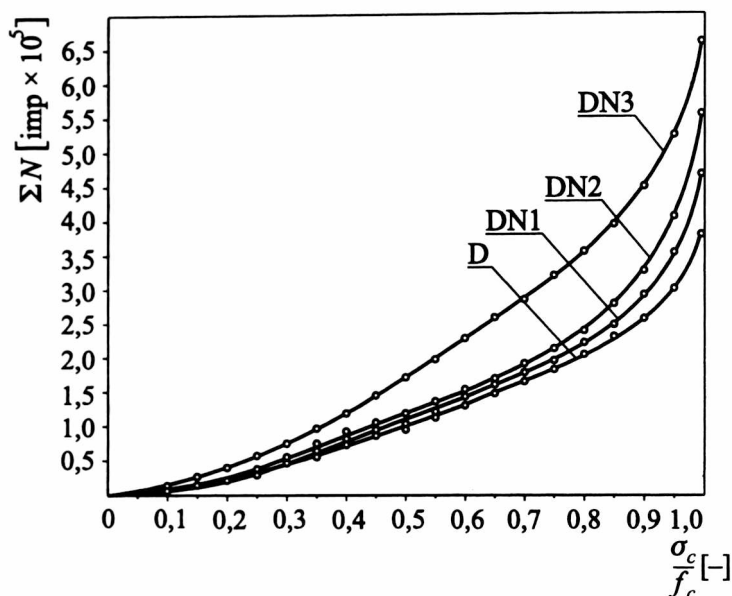
W celu wyznaczenia w badanych seriach betonu poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} prześledzono przebieg ich destrukcji naprężeniowej podczas ściskania osiowego.

Zamieszczone na rysunku 4.14 wyniki badań ultradźwiękowych poddanego obróbce termicznej betonu serii DN1, DN2, DN3 i DX pokazują, że wraz ze wzrostem poziomu naprężeń ściskających następuje spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L . Jest on widoczny w poszczególnych seriach od poziomu $0,1-0,3 \sigma_c/f_c$, podobnie jak



Rys. 4.14. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w ściskającym betonie serii DN1, DN2, DN3, DX i D w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.14. Variation in velocity of longitudinal ultrasonic waves as a function of stress relative value increment for concretes DN1, DN2, DN3, DX and D subjected to compression



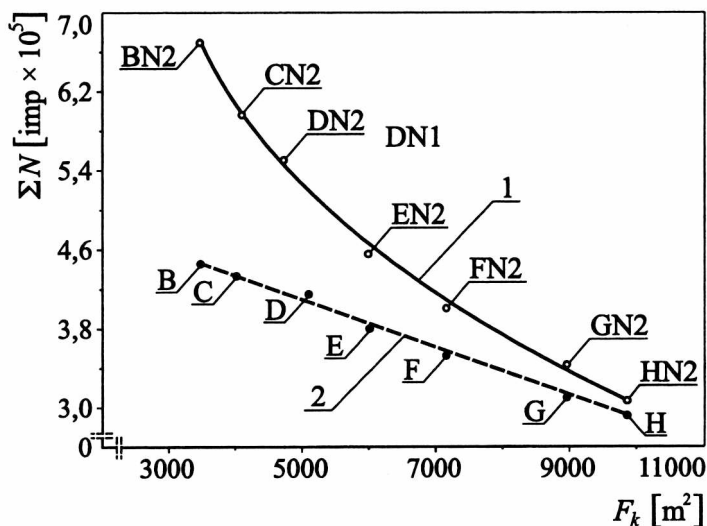
Rys. 4.15. Przebieg zmienności sumy zliczeń EA w ściskany betonie serii DN1, DN2, DN3 i D w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.15. Variation of AE counts in concretes DN1, DN2, DN3 and D under compression versus relative stress value increment

w świadkowym betonie serii D. Nie udało się jednoznacznie ustalić poziomów naprężeń, od których w badanych seriach betonu rozpoczyna się wyraźny spadek prędkości V_L . Tym samym w seriach tych nie wyznaczono, za pomocą metody ultradźwiękowej, poziomów naprężeń σ_c . Jak wynika z rysunku 4.14, ustalono natomiast, za pomocą tej metody badawczej, poziomy naprężenie σ_{cr} . Według kryteriów podanych w p. 2.6.3, są to te poziomy naprężenie, przy których w badanych seriach betonu nastąpił zanik możliwości pomiaru prędkości V_L .

Z przedstawionych na rysunku 4.15 rezultatów badań uzyskanych metodą emisji akustycznej wynika, że suma zliczeń EA zarejestrowana podczas całego procesu niszczenia betonu serii DN1, DN2 i DN3 poddanej obróbce termicznej jest wyraźnie większa w porównaniu do sumy zarejestrowanej w betonie serii D dojrzewającym normalnie. Z rysunku wynika też pośrednio, że suma zliczeń EA zależy od maksymalnej temperatury, w której realizowana była obróbka, to znaczy wyższej temperaturze odpowiada większa suma zliczeń. Zależność dokumentująca to stwierdzenie jest zamieszczona w pracy [115].

Z kolei na rysunku 4.16 pokazano zależność między całkowitą sumą zliczeń EA a całkowitą powierzchnią wewnętrzną kruszywa użytego do wykonania obrabianych termicznie betonów serii BN2–HN2. Zależność ta, przedstawiona w postaci krzywej 1,



Rys. 4.16. Zależność między całkowitą powierzchnią wewnętrzną kruszywa a całkowitą sumą zliczeń EA:
1 – w betonie obrabianym termicznie, 2 – w betonie dojrzewającym normalnie

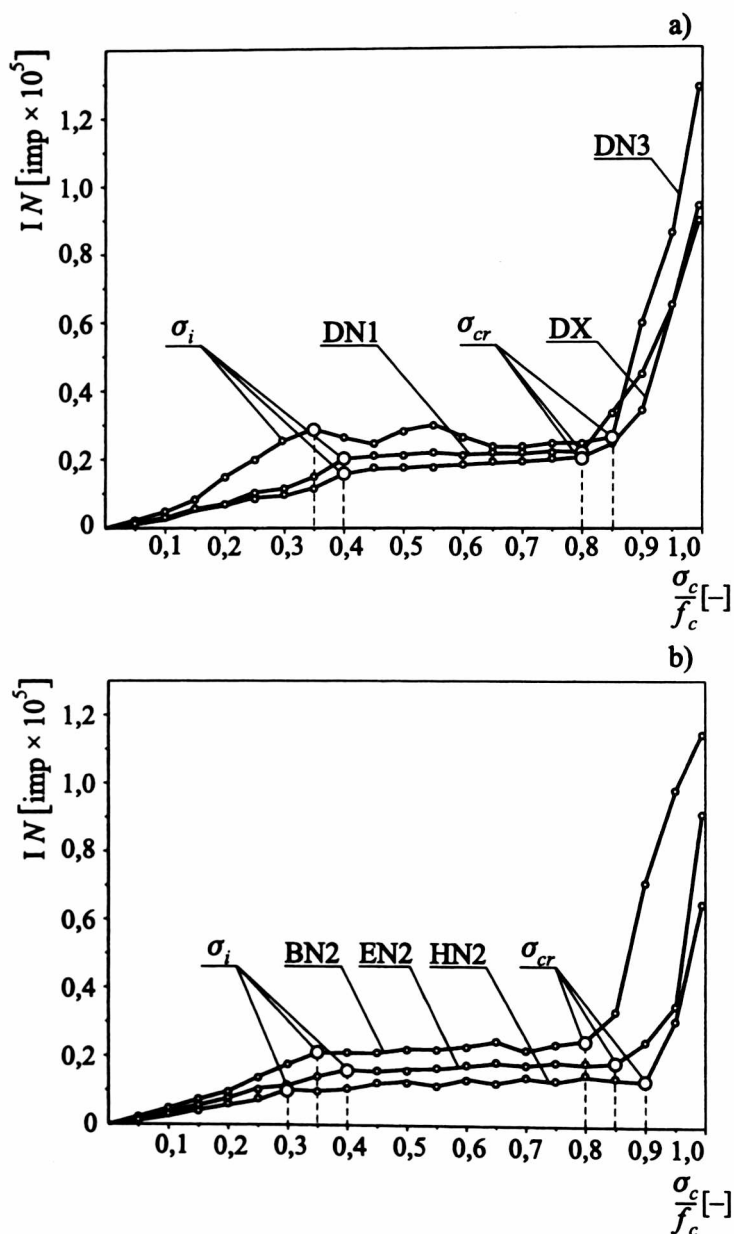
Fig. 4.16. Relation between aggregate's total internal surface area and total AE counts:
1 – in heat treated concrete, 2 – in normally cured concrete

ma podobny przebieg jak w betonach świadkowych dojrzewających normalnie, którą ilustruje na rysunku krzywa 2.

Uzyskane na rysunkach 4.15 i 4.16 zależności wyraźnie wskazują na to, że obróbka termiczna wpływa na przebieg niszczenia ściskanego betonu. Na podstawie zmierzonej sumy zliczeń EA określono w badanych betonach intensywność jej przyrostu w zależności od względnego poziomu naprężeń w celu wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Przykładowo na rysunku 4.17a i b pokazano przebieg tej intensywności, odpowiednio w betonie serii DN1, DN3 i DX oraz w betonach serii BN2, EN2 i HN2.

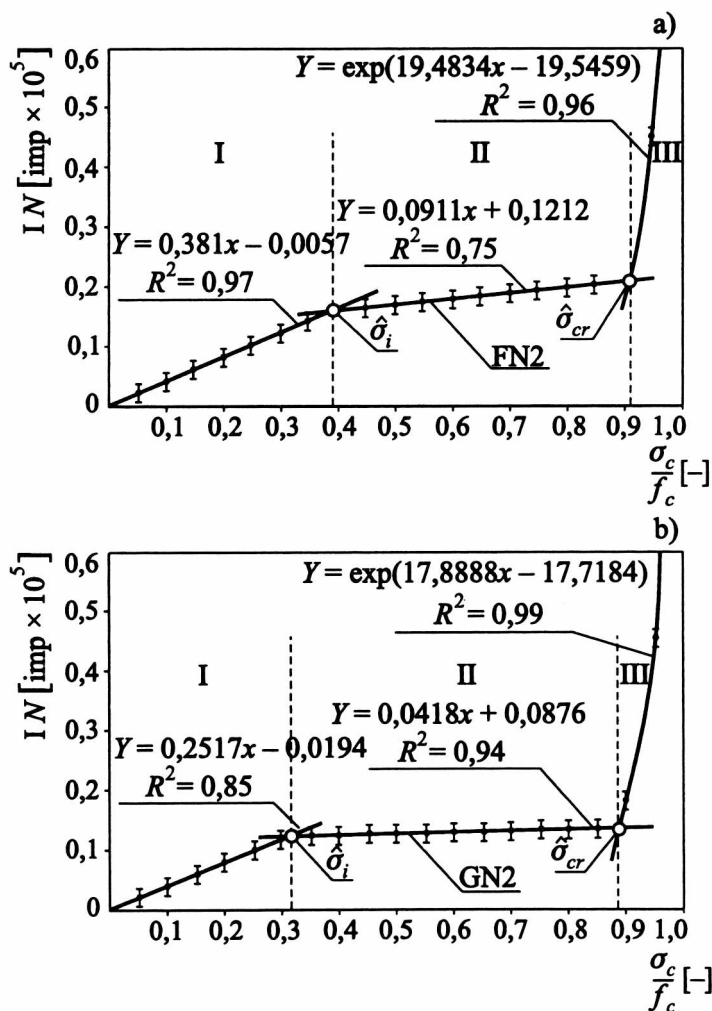
Jak wynika z rysunku 4.17, przebieg ten jest trójetapowy, a długość poszczególnych etapów jest w badanych seriach betonu zróżnicowana. I tak, wraz ze wzrostem temperatury nagrzewu izotermicznego maleje poziom naprężeń, do którego obserwowany jest stały przyrost intensywności sumy zliczeń EA, podnosi się natomiast poziom naprężeń, od którego obserwuje się gwałtowny przyrost tej intensywności. Podobna tendencja w kształtowaniu się tych poziomów naprężeń występuje wraz z rosnącą zawartością kruszywa drobnego w obrabianych termicznie betonach. Na rysunku 4.17 zaznaczono poziomy naprężeń, odpowiadające – według kryteriów podanych w p. 2.6.3 – naprężeniom σ_i i σ_{cr} .

Na rysunku 4.18 wyznaczono przykładowo poziomy przedmiotowych naprężeń metodami statystycznymi, zgodnie z opisem podanym w p. 2.6.3, w betonach serii FN2 i GN2. Podano na nim również równania krzywych regresji otrzymanych metodą naj-



Rys. 4.17. Przebieg zmienności intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających: a) w betonie serii DN1, DN3 i DX, b) w betonach serii BN2, EN2 i HN2

Fig. 4.17. Variation of AE counts increment rate versus relative compressive stress value: a) in concretes DN1, DN3 and DX, b) in concrete BN2, EN2 and HN2



Rys. 4.18. Estymowane krzywe regresji i estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} :
a) w betonie serii FN2, b) w betonie serii GN2

Fig. 4.18. Estimated regression curves and estimators $\hat{\sigma}_i$ and $\hat{\sigma}_{cr}$ of the levels of stress σ_i and σ_{cr} for:
a) concrete FN2 and b) concrete GN2

mniejszych kwadratów (w obszarach I, II i III) i zaznaczono estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ w punktach przecięcia się tych krzywych, równoważne z naprężeniami σ_i i σ_{cr} . Wartości tych estymatorów wyznaczone w losowo wybranych seriach betonu, wraz z obliczonymi dla nich przedziałami ufności (przy założonym poziomie ufności 0,95), przedstawiono w tabeli 4.8. Przyjęte przykładowo w badaniach betonu serii FN2 założenie

Tabela 4.8. Estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , w wybranych seriach betonu, wyznaczone metodami statystycznymi

Table 4.8. Estimators $\hat{\sigma}_i$ and $\hat{\sigma}_{cr}$ of σ_i and σ_{cr} stress levels in selected concrete batches, determined by statistical methods

Określany parametr	Oznaczenie serii betonu		
	DN2	FN2	GN2
Estymator $\hat{\sigma}_i$ wartości naprężenia σ_i	0,363	0,399	0,315
Przedział ufności dla $\hat{\sigma}_i$ na poziomie ufności 0,95	0,326–0,413	0,355–0,442	0,279–0,351
Estymator $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości naprężenia σ_{cr}	0,874	0,922	0,884
Przedział ufności dla $\hat{\sigma}_{cr}$ na poziomie ufności 0,95	0,846–0,893	0,895–0,928	0,875–0,902

nia postaci krzywej w poszczególnych przedziałach I, II i III (postacie: liniowa, liniowa, liniowa i eksponencjalna) i podziału dziedziny funkcji $f(x)$ z zależności (2.27) zweryfikowano techniką bootstrap [25]. Uzyskano potwierdzenie przyjętych założeń. Hipoteza o normalności rozkładu ε z zależności (2.27) dla betonów serii DN2, FN2 i GN2, przy przyjętym poziomie istotności $\alpha = 0,05$, została potwierdzona przez dwa niezależne testy Shapiro–Wilka [161] i Neymana [248]. Pozwala to otrzymane i zamieszczone w tabeli 4.8 estymatory $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} uznać za optymalne.

W tabeli 4.9 dokonano zbiorczego zestawienia wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , określonych we wszystkich badanych seriach ściskanego betonu trzema metodami pomiarowymi.

Zamieszczone w tabelach 4.8 i 4.9 wyniki badań betonów serii DN2, FN2 i GN2, uzyskane za pomocą metody EA potwierdzają, że wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} wyznaczone graficznie mieszczą się w obliczonych przedziałach ufności (na poziomie ufności 0,95) dla estymatorów $\hat{\sigma}_i$ i $\hat{\sigma}_{cr}$ wyznaczonych metodami statystycznymi. Oznacza to, że graficzny sposób wyznaczania poziomów tych naprężeń można uznać za miarodajny.

W tabeli 4.9 podano także średnie wartości (względne i bezwzględne) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} , obliczone na podstawie wyników uzyskanych za pomocą zastosowanych metod pomiarowych. Ilustracją tabeli są rysunki 4.19 i 4.20. Na rysunku 4.20 pokazano, w postaci krzywych 1, zmienność średnich wartości poziomów tych naprężeń, przykładowo w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa w betonie. W celach porównawczych przedstawiono również, w postaci krzywych 2, zmienność średnich wartości poziomów przedmiotowych naprężeń w betonach B–H dojrzewających normalnie.

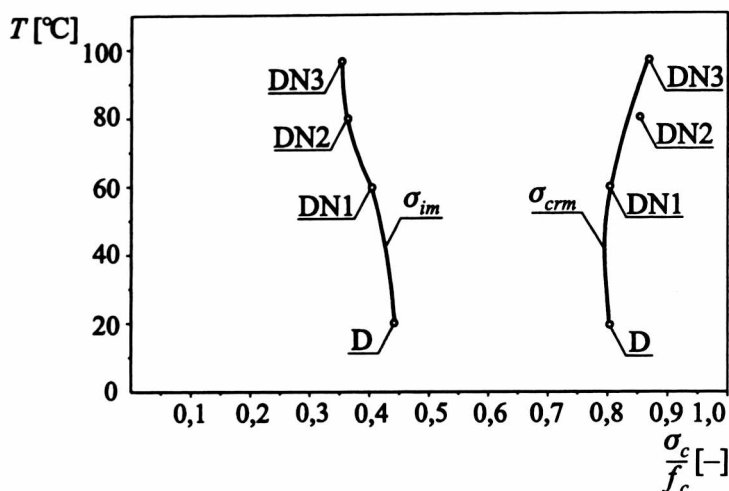
Tabela 4.9. Zbiorcze zestawienie wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} oraz średnich wartości (względnych i bezwzględnych) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} określonych w ściskanych seriach obrabianego termicznie betonu

Table 4.9. Compiled σ_i and σ_{cr} stress levels and mean σ_{im} and σ_{crm} stress (relative and absolute) values determined for thermally treated concrete batches subjected to compression

Oznaczenie serii betonu	Metoda pomiarowa						Średnie wartości			
	Ultradźwiękowa		Emisji akustycznej		Pomiaru odkształceń		σ_{im}		σ_{crm}	
	σ_i	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	-	[MPa]	-	[MPa]
BN2	—	—	<u>0,35</u> 8,6%	<u>0,80</u> 5,3%	<u>0,35</u> 5,4%	<u>0,82</u> 2,2%	0,350	14,11	0,810	32,66
CN2	—	—	<u>0,35</u> 7,7%	<u>0,80</u> 4,6%	<u>0,37</u> 3,4%	<u>0,80</u> 2,7%	0,360	14,24	0,800	31,65
DN1	—	<u>0,83</u> 5,1%	<u>0,40</u> 7,5%	<u>0,80</u> 4,6%	<u>0,40</u> 4,4%	<u>0,82</u> 2,1%	0,400	15,46	0,816	31,53
DN2	—	<u>0,85</u> 5,2%	<u>0,35</u> 8,6%	<u>0,85</u> 5,0%	<u>0,37</u> 4,8%	<u>0,85</u> 3,1%	0,360	13,72	0,850	30,70
DN3	—	<u>0,87</u> 5,8%	<u>0,35</u> 10,5%	<u>0,85</u> 4,3%	<u>0,34</u> 5,2%	<u>0,88</u> 3,0%	0,355	12,78	0,867	31,20
DX	—	<u>0,82</u> 6,2%	<u>0,40</u> 9,2%	<u>0,80</u> 2,7%	<u>0,42</u> 4,2%	<u>0,81</u> 3,3%	0,410	15,95	0,810	31,51
D	—	<u>0,83</u> 5,1%	<u>0,45</u> 8,2%	<u>0,80</u> 5,3%	<u>0,45</u> 6,5%	<u>0,81</u> 3,6%	0,450	19,06	0,813	34,81
EN2	—	—	<u>0,40</u> 7,5%	<u>0,85</u> 4,3%	<u>0,42</u> 4,3%	<u>0,86</u> 3,3%	0,410	15,51	0,855	32,35
FN2	—	—	<u>0,40</u> 5,3%	<u>0,90</u> 5,2%	<u>0,42</u> 3,0%	<u>0,90</u> 2,1%	0,410	15,22	0,900	33,40
GN2	—	—	<u>0,30</u> 10,0%	<u>0,90</u> 5,3%	<u>0,32</u> 3,5%	<u>0,92</u> 1,9%	0,310	10,38	0,910	30,47
HN2	—	—	<u>0,30</u> 7,1%	<u>0,90</u> 5,8%	<u>0,32</u> 3,3%	<u>0,92</u> 1,9%	0,310	10,55	0,910	30,97

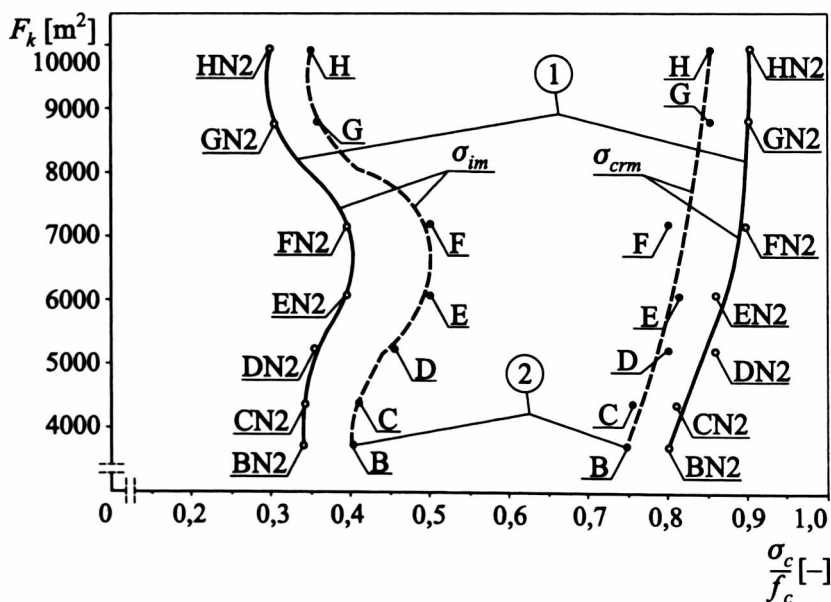
Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

Analiza wyników badań zawartych w tabelach 4.8 i 4.9 oraz na rysunkach 4.17–4.20 wskazuje na obniżenie poziomów naprężeń σ_i we wszystkich badanych seriach betonów poddanych obróbce termicznej w stosunku do poziomów tych naprężeń określonych w porównywalnych betonach dojrzewających normalnie. Obniżenie to stwierdzono bez względu na temperaturę obróbki termicznej oraz bez względu na to, jaka jest zawartość kruszywa drobnego w betonie. Poziom tego obniżenia rośnie wraz ze wzrostem temperatury nagrzewu izotermicznego. W porównaniu do betonu D, dojrzewającego normalnie, średnia wartość poziomu naprężenia σ_{im} obniżyła się najbardziej w betonie serii DN3, czyli z poziomu 0,450 σ_c/f_c do poziomu 0,355 σ_c/f_c . Również w betonach serii EN2 i FN2, charakteryzujących się zwiększoną zawartością kruszywa drobnego w stosunku do całości kruszywa (odpowiednio 47,5 i 60%), średnie wartości naprężeń



Rys. 4.19. Zmienność średnich względnych wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od temperatury obróbki termicznej betonu

Fig. 4.19. Variation of average levels of stress σ_{im} and σ_{crm} versus concrete heat treatment temperature



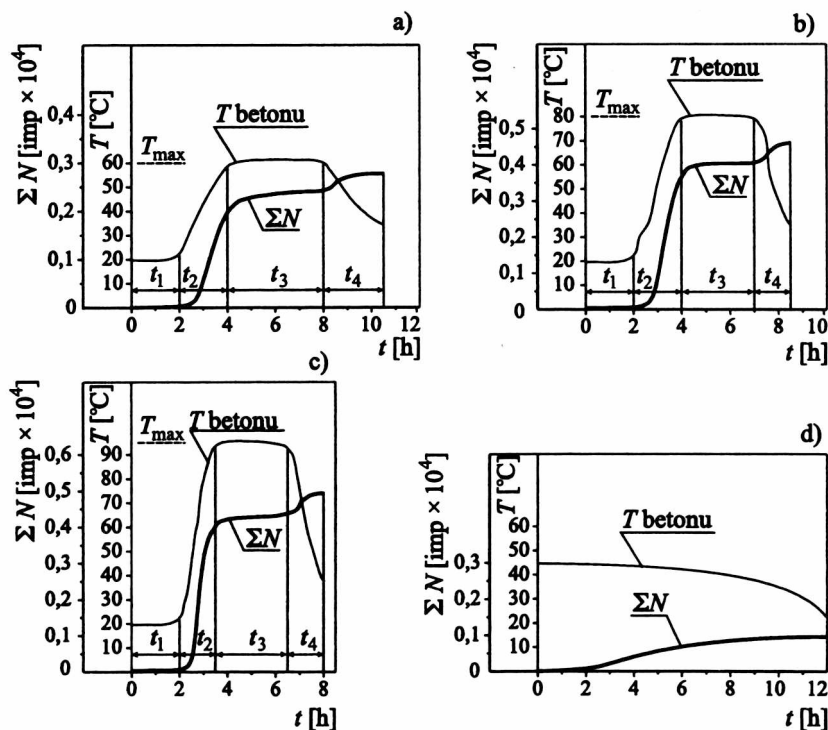
Rys. 4.20. Zmienność średnich względnych wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od całkowitej powierzchni wewnętrznej kruszywa w betonie:

1 – beton obrabiany termicznie, 2 – beton dojrzewający normalnie

Fig. 4.20. Variation of average levels of stress σ_{im} and σ_{crm} versus aggregate's total internal surface area in concrete: 1 – heat treated concrete, 2 – normally cured concrete

σ_{im} istotnie się obniżyły, bo z poziomu $0,50 \sigma_c/f_c$ (betony E i F) do poziomu $0,410 \sigma_c/f_c$. W przypadku naprężeń σ_{cr} stwierdzono tendencję odwrotną niż w przypadku naprężeń σ_i . Przykładowo, w seriach betonu DN2 i DN3 obrabianych termicznie w wyższej temperaturze wynoszącej odpowiednio 80 i 95 °C, średnie wartości naprężeń σ_{crm} rosły do poziomu 0,850–0,867 σ_c/f_c , gdy w porównywalnym betonie D dojrzewającym normalnie wynoszą one 0,813 σ_c/f_c . Natomiast we wszystkich badanych seriach betonu różniących się uziarnieniem kruszywa, ale obrabianych termicznie w tej samej temperaturze, średnie poziomy tych naprężeń rosły w podobnym stopniu, jak w porównywalnych betonach dojrzewających normalnie.

Wy tłumaczenia zaobserwowanych prawidłowości w zakresie kształtowania się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w badanych seriach obrabianego termicznie betonu należy szukać w podwyższonym poziomie naprężeń własnych i związaną z nim większą ilością mikrorys oraz innych defektów strukturalnych. Między innymi rozszerzanie się powietrza i wody na skutek wzrostu temperatury mieszanki betonowej podczas jej roz-

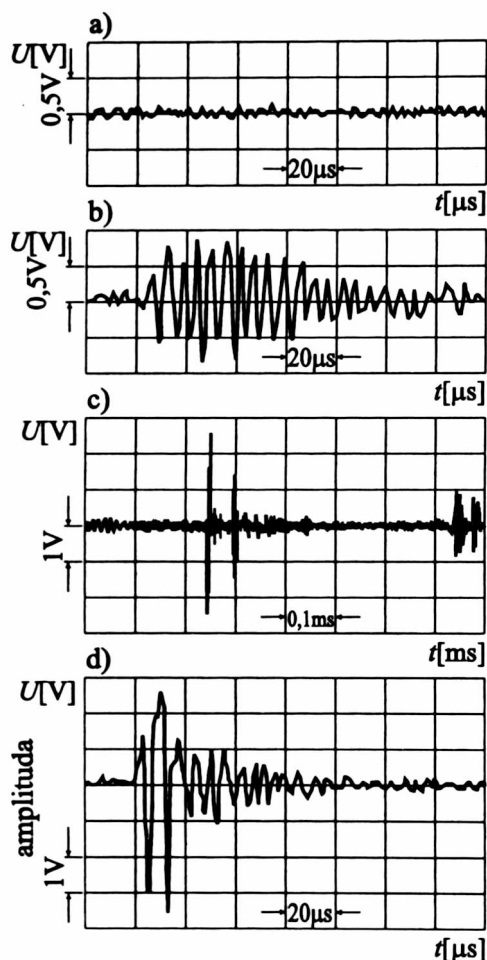


Rys. 4.21. Suma zliczeń EA zarejestrowana podczas obróbki termicznej betonu:

a) seria DN1, cykl 1, b) seria DN2, cykl 2, c) seria DN3, cykl 3, d) seria DX, gorące formowanie

Fig. 4.21. AE counts recorded during thermal treatment of concrete:

a) series DN1, cycle 1, b) series DN2, cycle 2, c) series DN3, cycle 3, d) series DX, hot forming

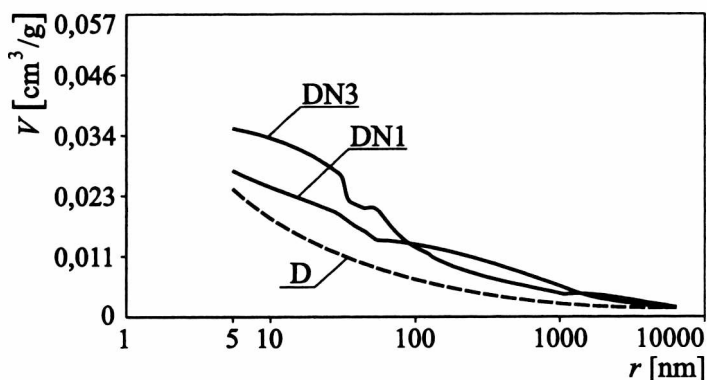


Rys. 4.22. Przykładowe obrazy impulsów akustycznych rejestrowanych podczas obróbki termicznej betonu serii DN3: a) tło akustyczne występujące przy zastosowaniu w pomiarach wzmocnienia sygnału, b) w początkowej fazie ogrzewania (w czasie t_2), c) w końcowej fazie ogrzewania (w czasie t_3), d) w fazie studzenia (w czasie t_4)

Fig. 4.22. Sample acoustic pulses recorded during heat treatment of concrete DN3: a) acoustic background characteristic for test signal amplification, b) at initial stage of heating (in time t_2), c) at final stage of heating (in time t_3), d) at stage of cooling (in time t_4)

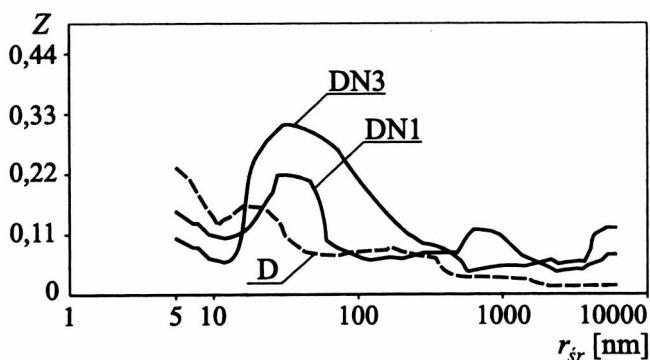
grzewu, jak również gradienty temperatury i wilgoci oraz przemieszczanie się wilgoci wskutek występujących gradientów temperatury podczas studzenia betonu, prowadzą do mikrospeknięć struktury i wzrostu porowatości. Powoduje to, że struktura betonu dojrzewającego w warunkach obróbki termicznej jest w większym stopniu nasycona mikrorysami i defektami niż struktura betonu dojrzewającego w warunkach normalnych.

W przypadku badanych serii betonu DN1, DN2, DN3 i DX oszacowano jakościowo za pomocą metody EA zjawisko powstawania w nich mikropęknięć podczas trwania obróbki termicznej [113, 116, 118], a wyniki badań pokazano na rysunkach 4.21 i 4.22. Z rysunku 4.21 wynika, że suma zliczeń EA rejestrowana jest przede wszystkim podczas podnoszenia temperatury betonu (w czasie t_2) i podczas studzenia betonu (w czasie t_4). Suma ta jest tym wyższa, im wyższa jest temperatura nagrzewu izotermicznego oraz im szybszy jest spadek temperatury w fazie studzenia. Stosunkowo niewielką liczbę zliczeń EA zarejestrowano w betonie formowanym na gorąco. Z kolei na rysunku 4.22 pokazano przykładowe obrazy impulsów akustycznych generowanych z obrabianego termicznie betonu. Można z niego odczytać, że impulsy akustyczne rejestrowane w końcowej fazie ogrzewania i podczas studzenia betonu charakteryzują się krótkim czasem narastania i trwania oraz stosunkowo dużą amplitudą. Na tej podstawie mogą być interpretowane jako następstwo mikropęknięć. Impulsy akustyczne zaś rejestrowane w początkowej fazie ogrzewania betonu, charakteryzują się długim czasem narastania i trwania oraz niższą amplitudą. Można je zatem



Rys. 4.23. Charakterystyka porowatości betonu serii DN1 i DN3 na tle charakterystyki porowatości betonu D, w zakresie promieni porów 5–7500 nm

Fig. 4.23. Porosity characteristic of concrete DN1 and DN3 against porosity characteristic of concrete D for pore radius range of 5–7500 nm



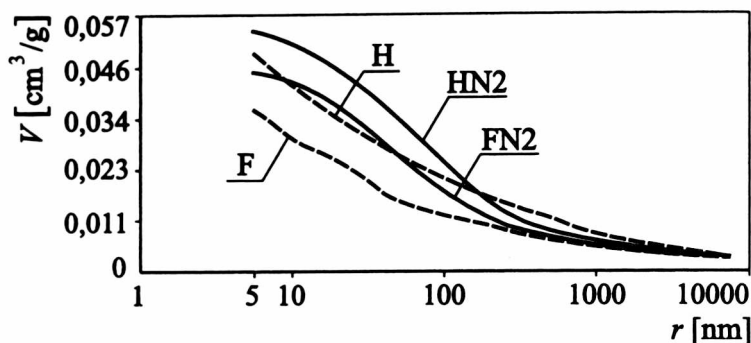
Rys. 4.24. Struktura porowatości betonu serii DN1 i DN3 na tle struktury porowatości betonu serii D, w zakresie promieni porów 5–7500 nm

Fig. 4.24. Porosity structure of concrete DN1 and DN3 against porosity structure of concrete D in pore radius range of 5–7500 nm

interpretować jako efekt tarcia, a ich źródłem może być na przykład przemieszczenie się uwięzionego w podgrzewanej mieszance betonowej pęcherzyka powietrza lub przemieszczenie się ziarna kruszywa.

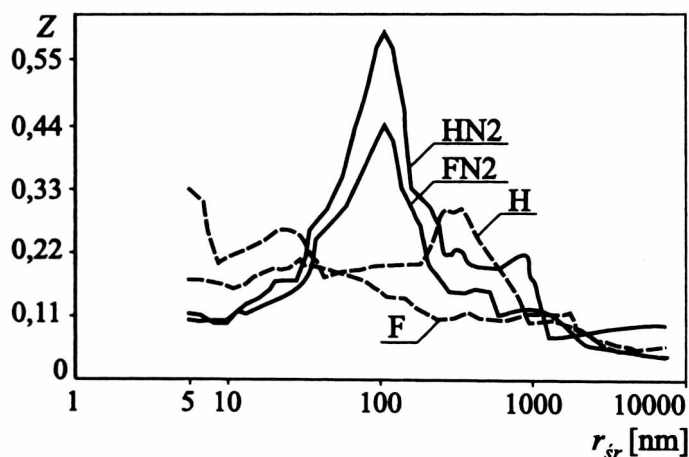
Porównując wyniki badań pokazane na rysunku 4.21 z zawartymi w tabeli 4.9 i na rysunku 4.19 zauważa się, że jeśli całkowita suma zliczeń EA zarejestrowana podczas obróbki termicznej betonu rośnie, to wartości poziomów naprężeń σ_i maleją.

Z wynikami badań przedstawionymi na rysunku 4.19, a także 4.20, korespondują wyniki badań charakterystyki i struktury porowatości betonu, zamieszczone przykłado-



Rys. 4.25. Charakterystyka porowatości betonu serii FN2 i HN2 na tle charakterystyki porowatości betonu serii F i H, w zakresie promieni porów 5–7500 nm

Fig. 4.25. Porosity characteristic of concrete FN2 and HN2 against porosity characteristic of concrete F and H for pore radius range of 5–7500 nm



Rys. 4.26. Struktura porowatości betonu serii FN2 i HN2 na tle struktury porowatości betonu serii F i H, w zakresie promieni porów 5–7500 nm

Fig. 4.26. Porosity structure of concrete FN2 and HN2 against porosity structure of concrete F and H for pore radius range of 5–7500 nm

wo dla serii DN1, DN3 i D na rysunkach 4.23 i 4.24 oraz dla serii FN2, HN2, F i H na rysunkach 4.25 i 4.26. Badania te wykazują, że największa objętość porów w zakresie promieni 5–7500 nm, spośród serii betonu oznaczonych literą D, występuje w betonie serii DN3 obrabianym termicznie w najwyższej temperaturze wynoszącej 95 °C (rys. 4.23), przy czym wyraźnie dominują w tym betonie pory o średnim promieniu zawierającym się w przedziale około 20–200 nm (rys. 4.24). Nie jest w tej sytuacji zaskocze-

niem, że beton serii DN3 charakteryzuje się znacznie niższym poziomem naprężeń σ_i niż porównywalny beton D dojrzewający normalnie. Z rysunku 4.26 wynika, że dominacja porów o średnim promieniu zbliżonym do 100 nm bardzo wyraźnie nasila się wraz ze wzrostem ilości kruszywa drobnego w betonie. Jest ona najwyższa w betonie serii HN2, nie zawierającym w swoim składzie kruszywa grubego. Jest to prawdopodobnie jedna z przyczyn wydawnie sprzyjająca rozpoczynaniu się stabilnego rozwoju mikrorys w tym betonie przy niższym jego wytężeniu niż w innych badanych seriach betonu.

4.2.3. Uwagi i wnioski

1. Stosując niezależnie trzy metody badawcze wykazano, że obróbka termiczna w parze niskoprężnej wpływa na kształtowanie się w ściskany beton poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} . We wszystkich seriach badanego betonu poddanych takiej obróbce, stwierdzono obniżenie poziomów naprężeń σ_i w stosunku do poziomów tych naprężeń określonych w porównywalnych betonach dojrzewających normalnie. Obniżenie to rośnie wraz z temperaturą nagrzewu izotermicznego i jest najwyższe w betonie serii DN3. W betonie tej serii średnia wartość poziomu naprężeń inicjujących σ_{im} wynosi przykładowo $0,355 \sigma_c/f_c$, co należy porównać z poziomem $0,450 \sigma_c/f_c$ przynależnym porównywalnemu betonowi D dojrzewającemu normalnie. Jeśli chodzi natomiast o poziomy naprężenie σ_{cr} , to w badanych betonach uległy one podwyższeniu, z wyjątkiem betonu serii DX formowanego na gorąco. W betonie serii DN3 średnia wartość poziomu naprężeń σ_{crm} jest przykładowo najwyższa i wynosi $0,867 \sigma_c/f_c$, gdy w porównywalnym betonie D wynosi ona $0,813 \sigma_c/f_c$.

2. Suma zliczeń EA zarejestrowana podczas trwania obróbki termicznej betonu jest tym wyższa, im wyższa jest temperatura tej obróbki. Największą sumę zliczeń zarejestrowano podczas obróbki termicznej betonu serii DN3. Stwierdzono również, że objętość porów w betonie w przedziale promieni 5–7500 nm rośnie wraz z rosnącą temperaturą tej obróbki. Jest ona najwyższa także w betonie serii DN3, w którym ponadto dominacja porów o średnim promieniu zawierającym się w przedziale około 20–200 nm jest najwyższa. Wynika stąd, że spośród serii betonu obrabianych termicznie w różnej temperaturze poziom naprężeń σ_i obniżył się najbardziej w betonie serii DN3.

3. W przypadku kilku obrabianych termicznie betonów wyznaczono wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} metodami statystycznymi, korzystając z wyników uzyskanych za pomocą metody emisji akustycznej. Metodami tymi wyznaczono również przedziały ufności tych wartości (na poziomie ufności 0,95). Potwierdzono we wszystkich przypadkach, że w przedziałach tych mieszczą się wartości poziomów przedmiotowych naprężeń określone sposobem graficznym. Stwierdzono także, że wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} określone w danych betonach metodami statystycznymi i graficznie są do siebie bardzo zbliżone.

4.3. Wpływ impregnacji polimerem

4.3.1. Opis badań

Beton będący przedmiotem badań został wykonany z mieszanki, której skład w przeliczeniu na 1 m^3 był następujący:

- cement portlandzki „35” bez dodatków – 310 kg,
- piasek rzeczny 0/2 mm – 800 kg,
- grys granitowy 2/16 mm – 1060 kg,
- woda wodociągowa – 185 l.

Mieszanka betonowa charakteryzowała się wskaźnikiem $W/C = 0,60$. Jej skład został ustalony w czasie wcześniejszych badań przez autorów prac [34, 278]. Gwarantował on uzyskanie wyjściowej struktury betonu spełniającej dwa podstawowe wymagania, a mianowicie:

- łatwe i energooszczędne wprowadzenie impregnatu do jej wnętrza oraz możliwie niewielkie jego zużycie,
- uzyskanie wysokiego stopnia wzmocnienia w wyniku impregnacji.

Badany beton poddano impregnacji po 7 dniach dojrzewania, gdyż na drodze doświadczalnej ustalono, że w tym czasie ma on najkorzystniejszą do impregnacji strukturę [279]. Jako impregnat stosowano monomer metakrylanu metylu z dodatkiem inicjatora polimeryzacji (w postaci $\alpha - \alpha'$ -dwuazoizobutyronitrylu) dozowanego w ilości 0,7% masy monomeru [34–36, 278, 279]. Proces impregnacji składał się z następujących etapów:

- suszenie betonu do stałej masy w temperaturze $+ 150^\circ \text{C}$, przy intensywności podnoszenia temperatury 40°C/h ,
- nasycenie betonu impregnatem w warunkach ciśnienia atmosferycznego, w czasie około 10 h zapewniającym kontrolowane, pełne nasycenie elementów o wymiarach $10 \times 20 \times 30 \text{ cm}$,
- polimeryzacja monomeru zawartego w betonie metodą termokatalityczną w temperaturze $+ 85^\circ \text{C}$ w czasie 3 h, w której jako medium grzejne używano wodnego roztworu NaCl, co pozwalało uniknąć ucieczki monomeru z betonu w fazie rozgrzewania.

Po zakończeniu procesu impregnacji beton ten, oznaczony w pracy jako BI, przechowywano do 28 dni w warunkach laboratoryjnych, w temperaturze powietrza $+ 20^\circ \text{C}$ ($\pm 2^\circ \text{C}$) i wilgotności względnej powietrza 80% ($\pm 5\%$). Sposób przechowywania betonu wyjściowego, oznaczonego w pracy literami BZ i traktowanego jako porównawczy, był analogiczny. Przykładowo w tabeli 4.10 zamieszczono wartości wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie badanego betonu, uzyskane na próbkach o wymiarach $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$, po 28 dniach dojrzewania. W tabeli tej podano także wartości współczynników zmienności tych wytrzymałości.

Należy w tym miejscu wyjaśnić, że początkowo zamierzano wytypować do badań wpływu impregnacji polimerem na poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} jeden z betonów o skła-

Tabela 4.10. Średnie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie określone na próbkach o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm po 28 dniach dojrzewania

Table 4.10. Mean compression and tensile strength values determined on $150 \times 150 \times 150$ mm concrete samples after 28 days of curing

Oznaczenie serii betonu	Średnia wytrzymałość [MPa]	
	na ściskanie f_{cm}	na rozciąganie podczas rozłupywania $f_{ctm, sp}$
BI	<u>125,0</u> 5,0%	<u>11,0</u> 9,2%
BZ	<u>30,0</u> 4,1%	<u>3,5</u> 7,0%

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

dzie podanym w p. 4.1. Uznano jednak za cenniejsze uzupełnienie luki w dotychczasowym stanie wiedzy, poddając badaniom beton o składzie podanym w niniejszym punkcie. Znalezione są bowiem własności i właściwości właśnie tego impregnowanego betonu, gdyż zbadano je w pracach [34–36, 278, 279].

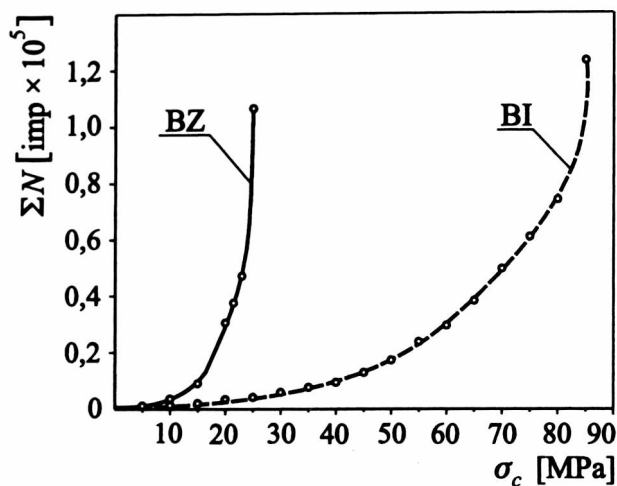
Badania zrealizowano z wykorzystaniem metody emisji akustycznej, w próbie ściskania osiowego [37, 121, 122], na próbkach o wymiarach $50 \times 50 \times 100$ mm, wyciętych z większych elementów. Konieczność ograniczenia zakresu badań spowodowała, że zrezygnowano z innych metod pomiarowych. W trakcie badań rejestrowano, w funkcji przyrostu naprężeń, sumę zliczeń EA, a także graficzne obrazy losowo wybieranych, pojedynczych impulsów akustycznych emitowanych przez ściskany beton. Schemat stanowiska badawczego pokazano na rysunku 3.2 w rozdz. 3.

4.3.2. Omówienie wyników badań

Aby wyznaczyć w badanym betonie poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} , przeanalizowano proces jego niszczenia podczas ściskania osiowego.

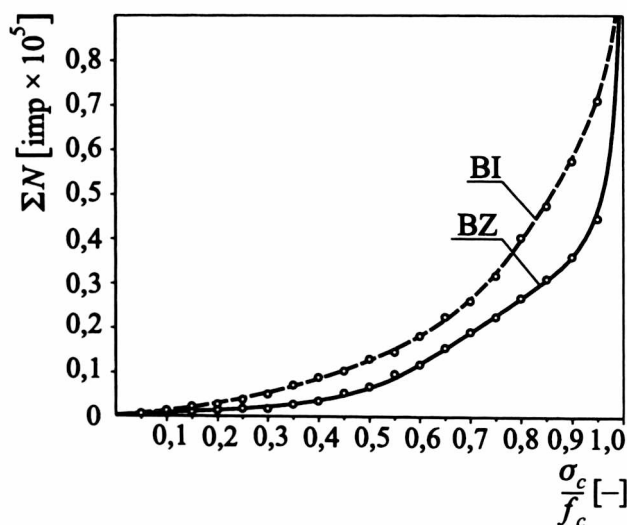
Na rysunku 4.27 przedstawiono przebieg zmienności sumy zliczeń EA, zarejestrowanej podczas ściskania betonu serii BI i BZ, odpowiednio w funkcji bezwzględnej wartości naprężeń σ_c oraz w funkcji względnego poziomu naprężeń σ_c/f_c .

Z wykresów zamieszczonych na rysunku 4.27 wynika jednoznacznie, że naprężenie potrzebne do spowodowania podobnej ilościowo emisji akustycznej jest w przypadku betonu impregnowanego BI zawsze większe niż w przypadku betonu nieimpregnowanego BZ. Proporcja ta zmienia się w zależności od wielkości sumy zliczeń EA, względem której porównujemy obydwa betony. Przy całkowitej sumie zliczeń zarejestrowanej w betonie BI ($1,06 \times 10^5$ imp) naprężenie to jest w przypadku betonu impregnowanego BI 3,65 razy większe. Należy wyjaśnić, że odczytana z rysunku 4.27 wytrzymałość na ściskanie betonu serii BI wynosi 84 MPa, a betonu serii BZ – 24 MPa. Wartości te odbiegają od podanych w tabeli 4.10. Ma to związek z kształtem badanych próbek



Rys. 4.27. Przebieg zmienności sumy zliczeń EA w ściskany betonie serii BI i BZ w funkcji bezwzględnej wartości naprężeń

Fig. 4.27. Variation of AE counts in BI and BZ concrete under compression versus absolute stress value



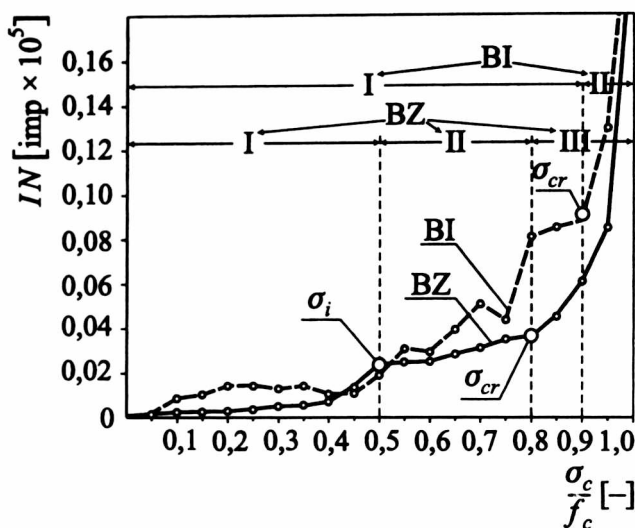
Rys. 4.28. Przebieg zmienności sumy zliczeń EA w ściskany betonie serii BI i BZ w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.28. Variation of AE counts in BI and BZ concrete under compression versus relative stress value increment

i przyjętą prędkością ich niszczenia, które odbiegają od warunków normowych obowiązujących podczas realizacji klasycznych badań wytrzymałościowych.

Analizując z kolei zmienność sumy zliczeń EA pokazaną na rysunku 4.28, można zauważyć, że na tym samym względnym poziomie naprężeń beton serii BI w porównaniu z betonem serii BZ emituje zawsze większą liczbę impulsów akustycznych. W przedziale naprężeń od około $0,40 \sigma_c/f_c$ do około $0,70 \sigma_c/f_c$ różnica sumy zliczeń EA obydwu betonów jest praktycznie stała, a całkowite sumy zliczeń EA dla obydwu betonów są podobne. Występowanie nieco większej liczby sygnałów akustycznych emitowanych przez beton serii BI można tłumaczyć zmianą jego struktury w porównaniu ze strukturą betonu serii BZ. Po wypełnieniu nieciągłości struktury betonu polimerem zwiększa się prawdopodobnie powierzchnia styku między poszczególnymi składnikami tego tworzywa. O ile w betonie nieimpregnowanym występuje jedynie powierzchnia styku między stwardniałym zaczynem cementowym i ziarnami kruszywa, o tyle w betonie impregnowanym powierzchnia ta zwiększa się o powierzchnię styku polimer–stwardniały zaczyn oraz polimer–kruszywo. Uzyskane na rysunkach 4.27 i 4.28 zależności świadczą o różnicach w przebiegu destrukcji naprężeniowej badanych serii betonu. Aby te różnice bardziej uwypuklić i wyznaczyć poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} , określono w obydwu betonach intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w funkcji względnego poziomu naprężeń.

Przebieg tej intensywności pokazano na rysunku 4.29. W przypadku krzywej obrazującej przebieg intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w betonie serii BZ obserwuje się trójetapowość. Wyraźnie widoczny jest etap stałego przyrostu sumy zliczeń EA, etap jej stabilnego oraz gwałtownego przyrostu. Obserwowana trójetapowość przebiegu tej intensywności świadczy o tym, że proces niszczenia badanego betonu nieimpregnowanego BZ ma charakter trójstadialny. Poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} rozgraniczające poszczególne stadia niszczenia tego betonu zaznaczono na rysunku 4.29. Jak wynika z rysunku, krzywa obrazująca intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w betonie serii BI ma inny przebieg niż w betonie serii BZ. W przebiegu tej krzywej nie obserwuje się trójetapowości. W przedziale naprężeń od 0 do $0,90 \sigma_c/f_c$ wykres ma charakter „kaskadowy”, z tym że wspomniana kaskadowość jest bardzo wyraźnie obserwowana w przedziale naprężeń $(0,55–0,90) \sigma_c/f_c$. Jednoznacznie gwałtowny przyrost intensywności sumy zliczeń EA w betonie serii BI obserwuje się dopiero po przekroczeniu poziomu naprężeń $0,90 \sigma_c/f_c$. Zgodnie z wcześniej przyjętym kryterium, poziom tego naprężenia można uznać za równy naprężeniu σ_{cr} . Rezultaty te świadczą o tym, że w przypadku betonu impregnowanego trudno mówić o trójstadialnym charakterze procesu jego niszczenia. Proces ten ma raczej charakter dwustadialny, co zaznaczono na rysunku 4.29. Należy sądzić, że stwierdzone występowanie charakterystycznych „kaskad” w przebiegu intensywności sumy zliczeń EA wynika z charakteru niszczenia wzmocnionej struktury betonu impregnowanego. W czasie obciążania tego betonu następuje znaczne kumulowanie się energii, która po przekroczeniu pewnego krytycznego progu (osiągnięcie krytycznej wartości koncentrujących się naprężeń, pęknięcie „mostka polimerowego” lub



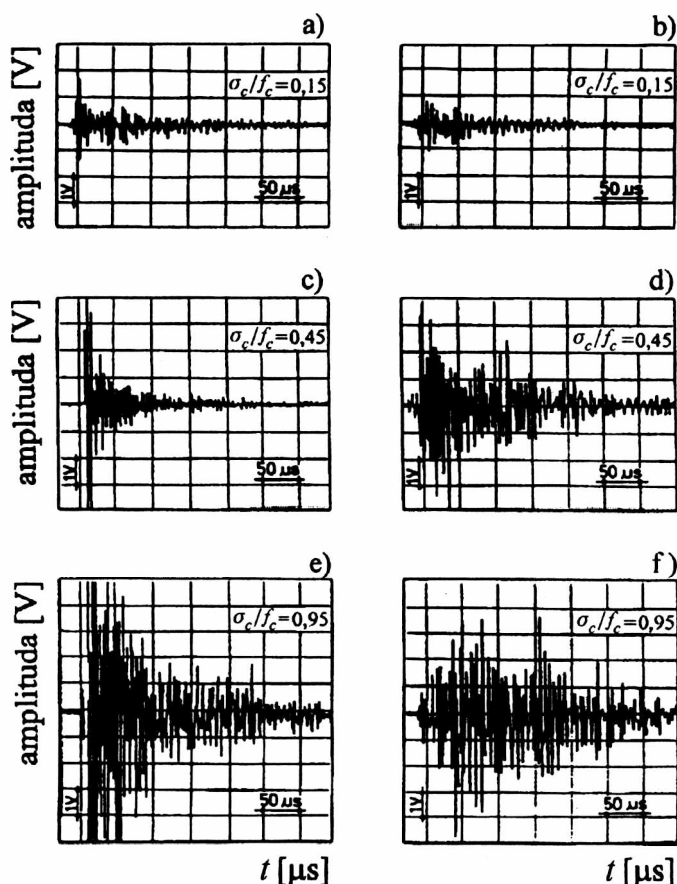
Rys. 4.29. Przebieg intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w ściskanym betonie serii BI i BZ w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.29. Variation of AE counts increment rate in BI and BZ concrete under compression versus relative stress value increment

utrata przyczepności między impregnowanym stwardniałym zaczynem i ziarnem kruzywa) wywala się skokowo dużymi „porcjami”, powodując propagację istniejącego lub inicjację nowego lokalnego zniszczenia. Zjawisko to odbiega od tego, jakie występuje w betonie nieimpregnowanym, w którym niszczenie ma charakter bardziej jednostajny (łańcuchowy). Wskutek impregnacji betonu niszczenie charakter ten traci, staje się ono bardziej kruche. Opisana sytuacja sprawia, że nie jest możliwe ustalenie w badanym betonie serii BI poziomu naprężeń σ_i . Można w przypadku tego betonu mówić raczej o kilku poziomach takich naprężeń, przy których następuje „chwilowa” stabilna propagacja mikropęknięć, przechodząca z kolei w „chwilową” gwałtowną propagację mikropęknięć („kaskady”). Można przypuszczać, że podobny charakter niszczenia może występować w przypadku betonu zbrojonego stalowym mikrobrojeniem rozproszonym, chociaż tego przypuszczenia dotychczasowe badania nie potwierdziły [51, 275].

Uzyskane wyniki badań wskazują na to, że spośród wielu mechanizmów wzmocnienia betonu inkluzją polimerową, które wymieniono w pracach [35, 36], do najbardziej prawdopodobnych należy zaliczyć:

- redukcję koncentracji naprężeń w miejscach występowania defektów i nieciągłości struktury wskutek wypełnienia tych nieciągłości polimerem,
- zwiększenie nośności stwardniałego zaczynu cementowego wskutek konsolidacji jego szkieletu krystalicznego,



Rys. 4.30. Zarejestrowane graficznie impulsy EA podczas niszczenia badanych serii betonu BI i BZ przy różnych względnych poziomach naprężeń ściskających: a), c), e) – beton impregnowany serii BI, b), d), f) – beton nieimpregnowany serii BZ

Fig. 4.30. Graphically recorded AE pulses during failure of tested concrete BI and BZ for different relative stress levels: a), c), e) – impregnated BI concrete, b), d), f) – unimpregnated concrete BZ

– powstanie tzw. mostków polimerowych w większych porach stwardniałego zaczynu cementowego, wpływających hamująco na propagację pęknięć,

– wzrost przyczepności stwardniałego zaczynu cementowego do ziaren kruszywa wskutek wypełnienia polimerem pustek i porów w warstwie przejściowej i w zaczynie oraz wzmocnienia samego stwardniałego zaczynu.

Nie jest jednak na razie możliwe ilościowe określenie, za pomocą metody EA, udziału poszczególnych mechanizmów w całkowitym efekcie wzmocnienia betonu przez impregnację polimerem.

Powyższą interpretację dotyczącą charakteru niszczenia struktury betonu wzmocnionej polimerem wydają się potwierdzać zapisane graficznie pojedyncze impulsy EA. Przykładowo na rysunku 4.30 pokazano w układzie porównawczym graficzne zapisy tych impulsów, zarejestrowane przy względnych poziomach naprężeń ściskających wynoszących: 0,15, 0,45 i 0,95 σ_c/f_c .

Jakościowa analiza impulsów pozwala dostrzec, że:

- jeśli poziom naprężeń wynosi 0,15 σ_c/f_c , to sygnały akustyczne emitowane przez obydwa betony mają bardzo zbliżony przebieg zarówno pod względem czasu narastania, jak i czasu trwania oraz amplitudy,
- wyższe poziomy naprężeń w przypadku betonu serii BI powodują, że czas narastania sygnału oraz czas jego trwania jest znacznie krótszy, a amplituda wyższa niż w przypadku betonu serii BZ,
- w przebiegu sygnału emitowanego przez beton serii BI brak jest znamion wskazujących na występowanie efektu tarcia.

Podobny dla obydwu badanych serii betonu charakter sygnałów akustycznych, zarejestrowanych przy niskim poziomie naprężeń, można tłumaczyć podobnym jakościowo zjawiskiem adaptacji mineralnego szkieletu jednego i drugiego betonu do przyłożonego obciążenia. Beton serii BZ, przy wyższych poziomach naprężenia, emituje sygnały posiadające znamiona impulsu wywołanego pęknięciem, a następnie tarcie spowodowanym wzajemnym przemieszczeniem powierzchni wykreowanego zniszczenia. Tłumaczyć tym można także dłuższy czas trwania tego sygnału. Krótszy czas narastania sygnału emitowanego przez beton serii BI ma najprawdopodobniej związek z większą zwartością materiału oraz skokowym wyzwaniem porcji energii, większych niż w przypadku betonu nieimpregnowanego. Nagłe wyzwolenie kolejnych dużych porcji energii, przy większej kruchości (wynika to z analizy tabeli 4.10) betonu serii BI, może być powodem wyraźnie wyższej amplitudy sygnału emitowanego przez ten materiał oraz krótszego czasu trwania (brak efektu tarcia).

4.3.3. Podsumowanie

Badania wykazały, że w ściskany impregnowany polimerem betonie serii BI nie jest możliwe jednoznaczne ustalenie poziomu naprężeń σ_c . Ma to związek z charakterem niszczenia tego betonu, który nie jest trójstadialny, co z kolei stwierdzono w przypadku porównywalnego betonu serii BZ. Określony w tym betonie poziom naprężeń σ_c wynosi 0,50 σ_c/f_c . Za pomocą metody EA wykazano, że przebieg destrukcji naprężeniowej betonu serii BI jest raczej dwustadialny. Niewątpliwie to istotne stwierdzenie byłoby bardziej uzasadnione, gdyby udało się je potwierdzić także inną metodą badawczą.

Z przeprowadzonych badań wynika, że w betonie serii BI przebieg intensywności przyrostu sumy zliczeń EA manifestuje się „kaskadowym” charakterem. „Kaskady” występują w zasadzie w przedziale naprężeń 0–0,90 σ_c/f_c , ale stają się one bardzo wyraźne od poziomu około 0,55 σ_c/f_c . Wskazuje to na znaczne kumulowanie się energii

w betonie serii BI podczas obciążania, która po przekroczeniu pewnego krytycznego poziomu wyzwała się skokowo większymi porcjami, powodując propagację istniejącego lub inicjację nowego lokalnego zniszczenia. Zjawisko to, spowodowane wzmocnieniem struktury betonu inkluzją polimerową, odbiega od tego, jakie występuje w betonie nieimpregnowanym. Można w tej sytuacji użyć sformułowania, że wskutek wzmocnienia struktury betonu inkluzją polimerową zatracą się trójstadialny charakter niszczenia tego materiału. Z badań wynika, że po przekroczeniu względnego poziomu naprężeń $0,90 \sigma_c / f_c$ następuje w betonie serii BI gwałtowny przyrost intensywności sumy zliczeń EA, trwający aż do zniszczenia. Poziom tego naprężenia, odpowiadający naprężeniu krytycznemu σ_{cr} , jest wyższy niż w porównywalnym betonie nieimpregnowanym, w którym wynosi on $0,80 \sigma_c / f_c$.

Wyraźne różnice w przebiegu destrukcji naprężeniowej impregnowanego i nieimpregnowanego betonu potwierdziły także graficzne zapisy emitowanych podczas ściskania sygnałów akustycznych. Sygnały emitowane przez impregnowany beton serii BI charakteryzują się wyraźnie krótszym czasem trwania i narastania oraz wyższą amplitudą w porównaniu do betonu świadkowego serii BZ.

4.4. Wpływ superplastyfikatora i pyłu krzemionkowego

4.4.1. Opis badań

Badaniom poddano cztery betony wykonane z użyciem kruszywa bazaltowego „Wilcza Góra”, łamanego, o uziarnieniu 2–16 mm, piasku płukanego „Mietków”, o uziarnieniu 0–2 mm, oraz cementu portlandzkiego „45” z cementowni Górażdże, bez dodatków mineralnych. Kruszywo zespolono na optymalny stos okrucowy, o minimalnej jamiistości wynoszącej 22,10%, dający maksymalne zagęszczenie zaprojektowanych mieszanek betonowych. Za wyjściowy przyjęto skład mieszanki oznaczonej jako 0, który najpierw modyfikowano superplastyfikatorem, a następnie superplastyfikatorem i pyłem krzemionkowym tak, aby uzyskiwać coraz wyższe wartości wytrzymałości betonu na ściskanie. W tabeli 4.11 podano oznaczenie i składniki zaprojektowanych mieszanek betonowych. Należy wyjaśnić, że przy doborze tych składników uwzględniono uwagi zawarte m.in. w pracach [141, 163, 164, 236], odnoszące się do wymagań stawianych składnikom mieszanek betonowych przeznaczonych do wykonywania betonów wysokowartościowych. Wymagania te istotnie odbiegają od tych, jakim powinny odpowiadać mieszanki przeznaczone do wykonywania betonów zwykłych.

Z każdej mieszanki betonowej wykonano po 24 próbki o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm, 36 próbek o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm i 6 próbek walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm. Badania zrealizowano po 90 dniach dojrzewania betonu w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze powietrza $18^\circ\text{C} (\pm 1^\circ\text{C})$ i wilgotności względnej powietrza 95%. Dla badanych betonów przyjęto analogiczne oznaczenia jak dla

Tabela 4.11. Składy zaprojektowanych mieszanek betonowych
Table 4.11. Composition of designed concrete mixes

Oznaczenie mieszanek	Składniki w kg/m ³					$\frac{W}{C + PK}$
	Cement	Kruszywo	Woda	Superplastyfikator	Pył krzemionkowy	
0	450	2033	180	–	–	0,400
1	450	2085	146	9,00	–	0,324
2	450	2096	140	11,25	13,50	0,302
3	450	2069	140	13,50	31,50	0,291

mieszanek, z których je wykonano, to znaczy cyfry 0, 1, 2 i 3. Przykładowo w tabeli 4.12 podano wyniki badań gęstości, porowatości i nasiąkliwości stwardniałych betonów po 90 dniach dojrzewania, a w tabeli 4.13 zamieszczono m.in. rezultaty wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie badanych betonów, uzyskane na próbkach o wymiarach 150 × 150 × 150 mm po 28 i 90 dniach dojrzewania. Jak wynika z tej tabeli, wszystkie badane betony spełniają po 28 dniach dojrzewania wymagane minimum wytrzymałościowe, wynoszące 60 MPa, stawiane betonom wysokowartościowym [21, 47, 75, 141, 163, 261].

W badaniach wykorzystano metody ultradźwiękową i emisji akustycznej oraz metodę pomiaru odkształceń, w próbie ściskania osiowego [129, 130, 132, 133]. Badania metodą emisji akustycznej zrealizowano na próbkach o wymiarach 50 × 50 × 100 mm, wyciętych z większych elementów próbnych. Użyto dwa niezależne zestawy do pomiaru emisji akustycznej – trzyczujnikowy i jednoczujnikowy [129]. Zestaw wieloczujnikowy umożliwiał między innymi rejestrację średniej wartości skutecznej sygnału EA, liczby zliczeń EA, liczby zdarzeń EA. Pozwalał on także lokalizować zdarzenia wzdłuż drogi pomiędzy czujnikami oraz umożliwiał uzyskanie rozkładów amplitudowo-częstotliwościowych rejestrowanych impulsów akustycznych. Z kolei zestaw jednoczujni-

Tabela 4.12. Wyniki badań gęstości, porowatości i nasiąkliwości stwardniałych betonów po 90 dniach dojrzewania

Table 4.12. Results of density, porosity and absorability tests carried out on hardened concretes after 90 days of curing

Oznaczenie betonu	Gęstość objętościowa [kg/m ³]	Gęstość [kg/m ³]	Porowatość całkowita [%]	Nasiąkliwość [%]
0	2581	2833	8,90	2,31
1	2618	2838	7,70	1,55
2	2642	2852	7,36	1,53
3	2624	2854	8,06	1,13

Tabela 4.13. Wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie określone na próbkach o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm po 28 i 90 dniach dojrzewania

Table 4.13. Compression and tensile strength values determined on $150 \times 150 \times 150$ mm concrete samples after 28 and 90 days of curing

Oznaczenie betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach f_{cm} [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie podczas rozłupywania po 28 dniach $f_{ctm, sp, 28}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach $f_{cm, 90}$ [MPa]	Minimalna wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach $f_{cmin, 90}$ [MPa]	Maksymalna wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach $f_{cmax, 90}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie podczas rozłupywania po 90 dniach $f_{ctm, sp, 90}$ [MPa]
0	<u>65,10</u> 2,54%	<u>3,85</u> 10,95%	<u>68,00</u> 2,68%	65,00	70,30	<u>4,00</u> 11,50%
1	<u>86,20</u> 4,02%	<u>6,20</u> 10,11%	<u>88,70</u> 4,23%	84,40	92,80	<u>6,50</u> 8,53%
2	<u>95,60</u> 3,41%	<u>6,70</u> 9,03%	<u>98,90</u> 3,22%	95,20	101,10	<u>6,80</u> 8,92%
3	<u>105,0</u> 4,75%	<u>6,60</u> 10,18	<u>110,30</u> 4,70%	100,10	116,80	<u>6,70</u> 10,82%

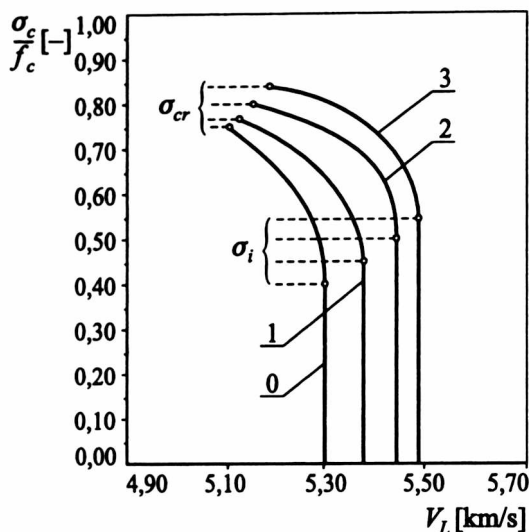
Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

kowy umożliwiał rejestrację liczby zliczeń EA, tempa zliczeń oraz energii krótkich impulsów EA. Schematy stanowisk badawczych do pomiaru EA w betonie i do pomiaru odkształceń betonu pokazano na rysunkach 3.2 i 3.4 w rozdz. 3.

4.4.2. Analiza rezultatów badań

W celu wyznaczenia w badanych betonach wysokowartościowych poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , prześledzono proces ich niszczenia podczas ściskania osiowego.

Z przedstawionych na rysunku 4.31 rezultatów badań ultradźwiękowych wynika, że do pewnego poziomu naprężeń ściskających następuje bardzo niewielki spadek prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych V_L we wszystkich badanych betonach. Na przykład w betonie 0 spadek tej prędkości jest wyraźnie zauważalny przy poziomie około $0,40 \sigma_c / f_c$, a w betonie 3 dopiero przy poziomie około $0,55 \sigma_c / f_c$. Poziom tego naprężenia podnosi się więc wraz z rosnącą wytrzymałością betonu na ściskanie. We wszystkich badanych betonach występuje poziom naprężeń, niższy od naprężeń niszczących, przy którym następuje całkowite tłumienie podłużnych fal ultradźwiękowych. Przykładowo, w betonie 0 poziom ten wynosi około $0,74 \sigma_c / f_c$, a w betonie 3 około $0,84 \sigma_c / f_c$. Także ten poziom naprężeń podnosi się wraz z rosnącą wytrzymałością betonu na ściskanie.



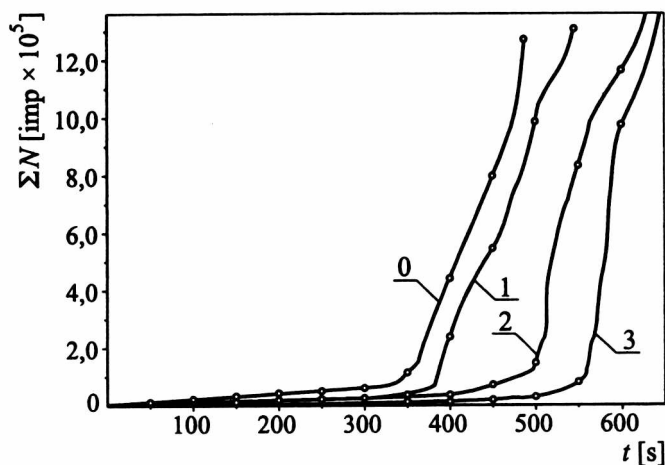
Rys. 4.31. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w ściskanych betonach 0, 1, 2 i 3 w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 4.31. Variation in velocity of longitudinal ultrasonic waves in concretes 0, 1, 2 and 3 under compression versus relative stress value increment

Na wykresach zamieszczonych na rysunku 4.31 zaznaczono zarówno te poziomy naprężeń, od których obserwuje się w badanych betonach wysokowartościowych wyraźny spadek prędkości V_L , jak i te, przy których pomiar tej prędkości nie jest już możliwy. Zgodnie z kryteriami podanymi w p. 2.6.3, poziomy te są równoznaczne z poziomami naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Proces niszczenia badanych betonów wysokowartościowych prześledzono także z wykorzystaniem metody EA. Z przedstawionych na rysunkach 4.32 i 4.33 rezultatów badań wynika, że charakter przebiegu sumy zliczeń i sumy zdarzeń EA w czasie niszczenia jest podobny w badanych betonach. Jest charakterystyczne, że w początkowej i w pośredniej fazie obciążania wartości rejestrowanych deskryptorów EA są znikome. Stwierdzona znikoma aktywność akustyczna badanych betonów wysokowartościowych, do stosunkowo wysokiego poziomu wyężenia, świadczy o bardzo niewielkiej liczbie powstających mikrorys. Dopiero w końcowej fazie obciążania wartości mierzonych parametrów EA gwałtownie rosną, co świadczy o bardzo intensywnym powstawianiu i rozwoju mikrorys i rys.

Ciekawe informacje wynikają z rysunku 4.34. Otóż suma zdarzeń zarejestrowana w czasie całego procesu niszczenia badanych betonów maleje, a całkowita suma zliczeń rośnie, w funkcji przyrostu bezwzględnej wytrzymałości na ściskanie. Wydaje się, że ten fakt potwierdza słuszność stwierdzeń zawartych w literaturze, mówiących o pozytywnej roli pyłu krzemionkowego na poprawę jednorodności struktury i redukcji de-

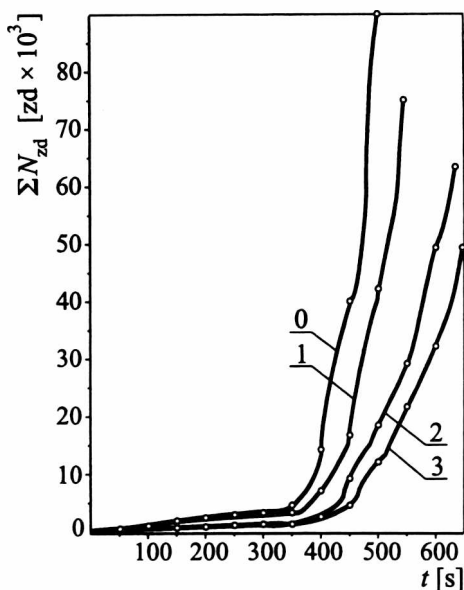


Rys. 4.32. Suma zliczeń EA zarejestrowana podczas ściskania badanych betonów wysokowartościowych, w funkcji czasu niszczenia

Fig. 4.32. AE counts recorded during compression of tested high-strength concretes versus failure time

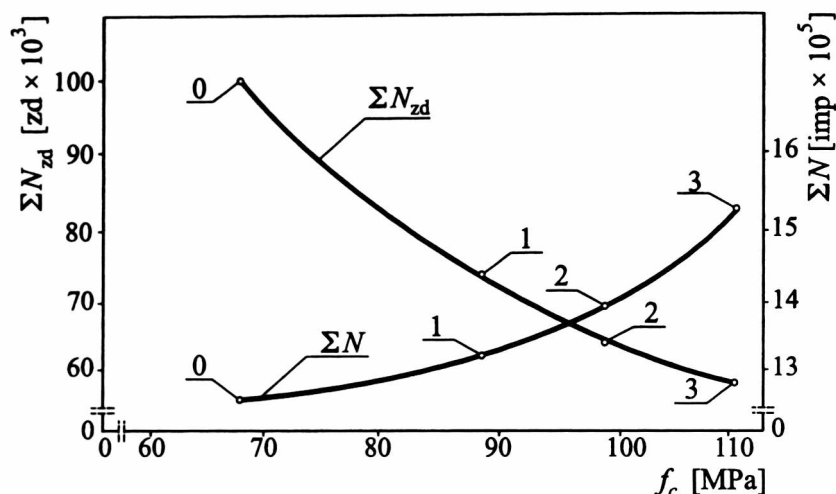
fektów strukturalnych powstających w betonie na etapie technologicznym [21, 31, 47, 75, 141, 162, 163, 235, 261]. Jest stwierdzone, że liczba zdarzeń EA bardzo dobrze koreluje z rzeczywistą liczbą zdarzeń powstających w strukturze obciążanego materiału [178]. Z liczbą tych zdarzeń w mniejszym stopniu skorelowana jest suma zliczeń EA, bo zależy ona od wartości amplitudy impulsów akustycznych emitowanych z niszczonego materiału [178].

Pokazana na rysunku 4.34 zależność sumy zliczeń EA od wytrzymałości na ściskanie sugeruje, że betony o wyższej wytrzymałości emitują w trakcie niszczenia impulsy akustyczne o wyższej mocy, charakteryzujące się wyższymi wartościami amplitud. Sugestię tą potwierdzają obserwacje obrazów impulsów akustycznych rejestrowanych podczas niszczenia badanych betonów, z których przykładowe dwa takie obrazy pokazano na rysunku 4.35. Potwierdzają ją także rezultaty uzyskane dla betonów o innym składzie, charaktery-



Rys. 4.33. Suma zdarzeń EA zarejestrowana podczas ściskania badanych betonów wysokowartościowych, w funkcji czasu niszczenia

Fig. 4.33. AE events recorded during compression of tested high-strength concretes versus failure time



Rys. 4.34. Zależność całkowitej sumy zdarzeń EA i całkowitej sumy zliczeń EA od wytrzymałości na ściskanie badanych betonów wysokowartościowych

Fig. 4.34. Relation of total AE events and total AE counts to compression strength of tested high-strength concretes

zujące się niższymi wytrzymałościami na ściskanie w stosunku do betonów badanych w pracy, zamieszczone w [131, 242]. Warto nadmienić, że podobną do pokazanej na rysunku 4.34 zależność sumy zliczeń EA od wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskano w badaniach zrealizowanych w pracy [189].

Przykładowe wyniki pomiarów tempa zliczeń EA przedstawiono w funkcji czasu niszczenia na rysunku 4.36. Warto w tym miejscu wyjaśnić, że od czasu gdy doświadczalnie stwierdzono liniową zależność między wydłużaniem się pęknięć w różnych materiałach a tempem zliczeń EA [63], waga tego deskryptora EA w eksperymentach badawczych bardzo wzrosła. Uzyskane wyniki świadczą o tym, że w końcowej fazie obciążania badanych betonów następuje bardzo gwałtowny wzrost tempa zliczeń EA. Zamieszczone na rysunku 4.36 wykresy przyrostu względnego poziomu naprężeń ściskających w czasie niszczenia umożliwiają odczytanie poziomu naprężeń, od którego tempo zliczeń EA gwałtownie rośnie. Poziom ten nie jest w badanych betonach jednakowy, na przykład w betonie 0 jest on zbliżony do $0,73 \sigma_c/f_c$, a w betonie 3 do $0,82 \sigma_c/f_c$. Różnice te świadczą o tym, że zniszczenie badanych betonów wysokowartościowych nie następuje nagle. Jest ono wyraźnie sygnalizowane wcześniej, gwałtownie nasilającą się aktywnością akustyczną, od podanych wyżej poziomów naprężeń.

Badania wskazują, że proces niszczenia ściskanych betonów wysokowartościowych nie jest kontynualny. W procesie tym, poprzez gwałtowny wzrost tempa zliczeń EA, bardzo wyraźnie manifestuje się stadium katastroficznego niszczenia. Potwierdzają to również przebiegi zmienności intensywności przyrostu sumy zliczeń EA, w funkcji przy-

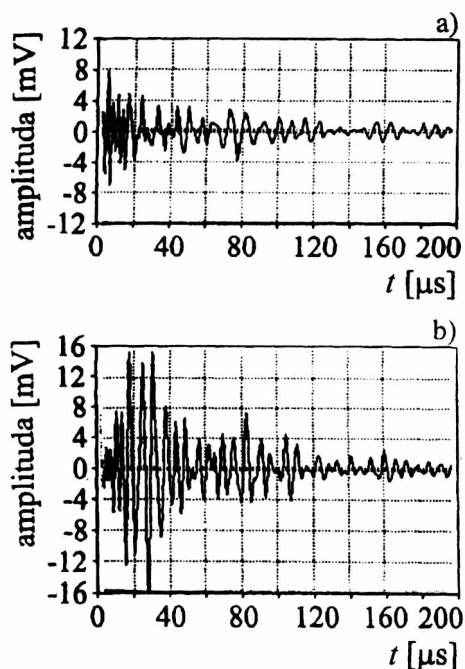
rostu względnej wartości naprężeń, pokazane na rysunku 4.37.

Ponieważ z rysunków 4.36 i 4.37 nie wynika jasno, że proces niszczenia badanych betonów wysokowartościowych można zakwalifikować do trójstadialnego, uzyskane wyniki badań poddano dalszej analizie.

Zwiększono przede wszystkim dokładność odczytu intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w obszarze obejmującym początkową i pośrednią fazę obciążania. Bardzo małe przyrosty tej sumy, przypadające na jednostkę naprężenia, nie pozwoliły jednak uzyskać bardziej szczegółowych informacji ponad te, które wynikają z rysunku 4.37.

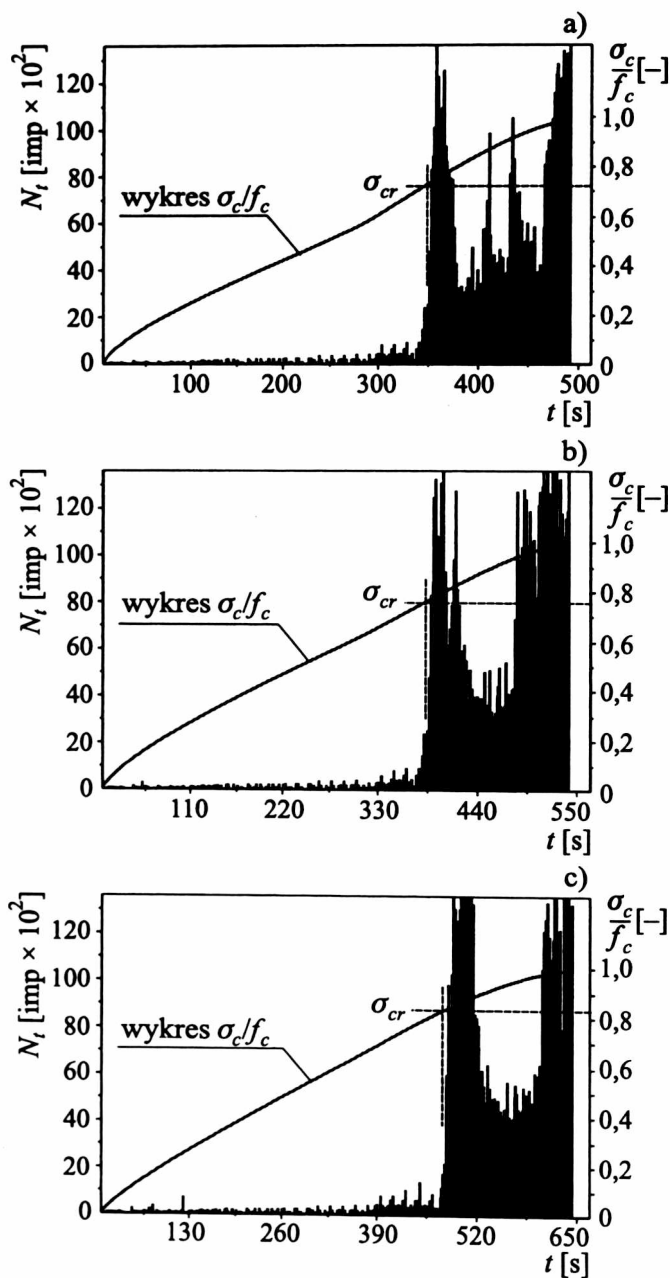
Następnie zwiększono dokładność odczytu tempa zliczeń EA w początkowej i pośredniej fazie obciążania. Uzyskane w ten sposób wyniki dotyczące betonu 0, 1 i 3 zamieszczono przykładowo na rysunku 4.38. Z rysunku tego wynika, że w początkowej fazie obciążania badanych betonów tempo zliczeń jest nieco większe niż w okresie późniejszym. Ma to niewątpliwie związek z niewielką emisją pozorną. Przy dalszym obciążaniu tempo zliczeń EA maleje i stabilizuje się. Można użyć w tej sytuacji określenia, że nastąpiło „akustyczne wyciszenie” się obciążanych betonów. Następnie obserwuje się, że tempo zliczeń EA zaczyna umiarkowanie rosnąć. Gdy obciążenie wchodzi w fazę końcową, następuje gwałtowny przyrost tempa zliczeń EA, trwający do zniszczenia betonu, co jest również bardzo dobrze widoczne na rysunku 4.36. Na rysunku 4.38 zamieszczono także wykresy przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających w czasie niszczenia badanych betonów i zaznaczono na nich te poziomy naprężenia, przy których obserwowane jest ustabilizowanie się oraz gwałtowny wzrost tempa zliczeń EA.

Analizie poddano również zapis wartości skutecznej sygnału EA, pokazany przykładowo dla betonu 0 i 3 na rysunku 4.39. Wykazała ona wyraźną trójfazowość przebiegu tego deskryptora EA, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń. Podobnie jak w przypadku tempa zliczeń, w początkowej fazie obciążania wartość skuteczna sygnału EA jest niewielka i ustabilizowana. Wraz ze wzrostem obciążenia obserwuje się umiar-



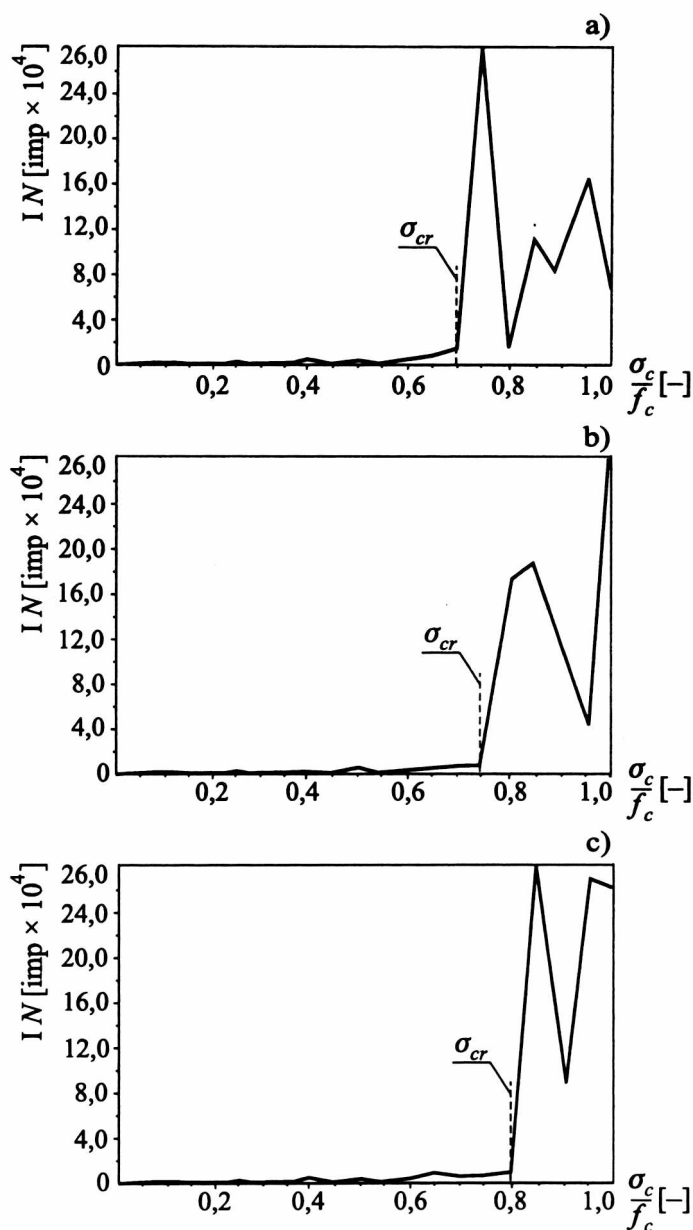
Rys. 4.35. Przykładowe obrazy impulsów akustycznych zarejestrowane podczas ściskania betonów 0 i 3: a) beton 0, przy względnym poziomie naprężeń zbliżonym do około $0,75 \sigma_c/f_c$, b) beton 3, przy względnym poziomie naprężeń zbliżonym do około $0,85 \sigma_c/f_c$.

Fig. 4.35. Sample images of acoustic pulses, recorded during compression of concretes 0 and 3: a) concrete 0 – relative stress level close to about $0.75 \sigma_c/f_c$, b) concrete 3 – relative stress level close to about $0.85 \sigma_c/f_c$.



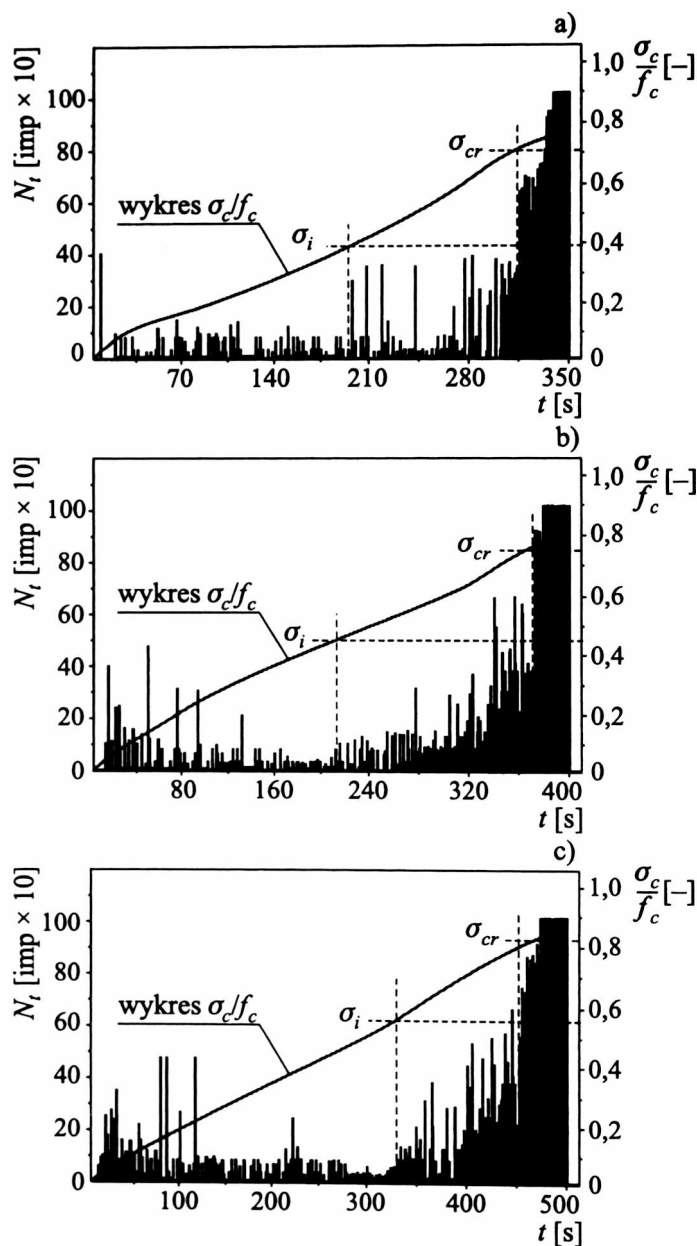
Rys. 4.36. Tempo zliczeń EA i wykres przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających σ_c/f_c , w funkcji czasu niszczenia: a) w betonie 0, b) w betonie 1, c) w betonie 3

Fig. 4.36. AE counts rate and graph of increment of relative compressive stress value σ_c/f_c versus failure time: a) in concrete 0, b) in concrete 1, c) in concrete 3



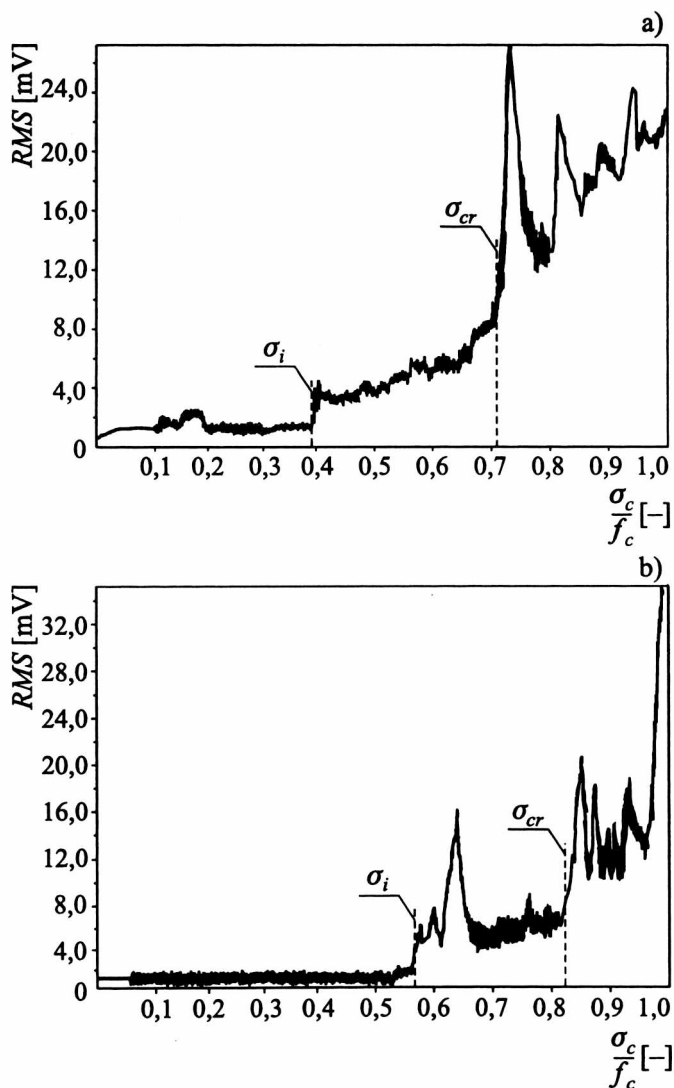
Rys. 4.37. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających: a) w betonie 0, b) w betonie 1, c) w betonie 3

Fig. 4.37. AE counts increment rate versus relative compressive stress value:
a) in concrete 0, b) in concrete 1, c) in concrete 3



Rys. 4.38. Tempo zliczeń EA w początkowej i pośredniej fazie obciążania z naniesionym wykresem przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających σ_c/f_c , w funkcji czasu niszczenia:
a) w betonie 0, b) w betonie 1, c) w betonie 3

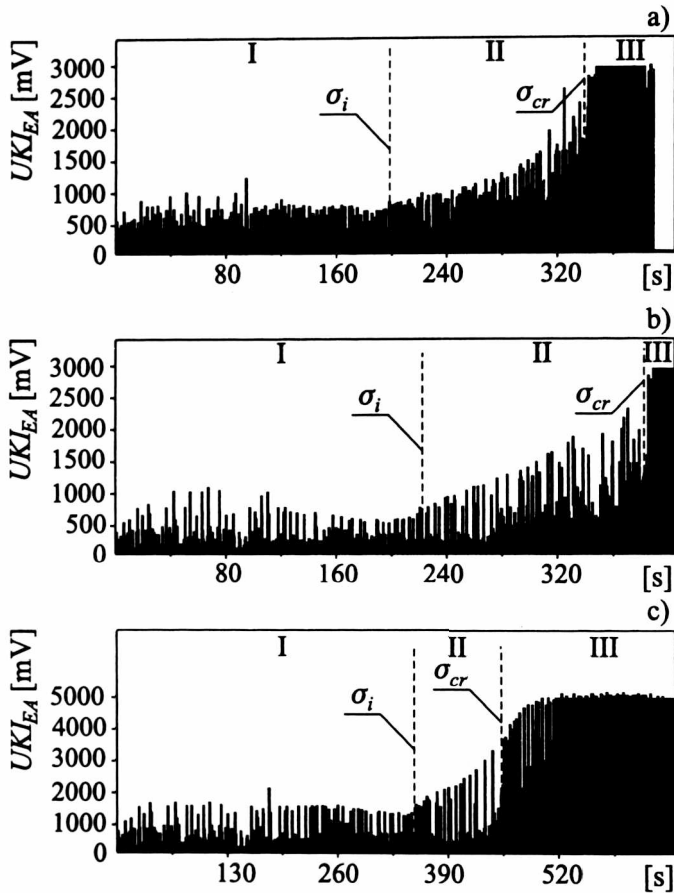
Fig. 4.38. AE counts rate at initial and intermediate stages of loading with plotted graph of relative compressive stress value σ_c/f_c versus failure time: a) in concrete 0, b) in concrete 1, c) in concrete 3



Rys. 4.39. Zapis wartości skutecznej sygnału EA (RMS), w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających σ_c / f_c : a) w betonie 0, b) w betonie 3

Fig. 4.39. Recording of AE signal rms value versus increment of relative compressive stress σ_c / f_c : a) in concrete 0, b) in concrete 3

kowany wzrost tego deskryptora EA. Z rysunku 4.39 wynika, że w betonie 0 wzrost wartości skutecznej sygnału EA jest umiarkowanie skokowy, przy względnym poziomie naprężeń zbliżonym do około $0,40 \sigma_c / f_c$. W betonie 3 skokowy wzrost wartości tego deskryptora EA obserwowany jest zaś przy poziomie około $0,56 \sigma_c / f_c$ i jest on bardziej

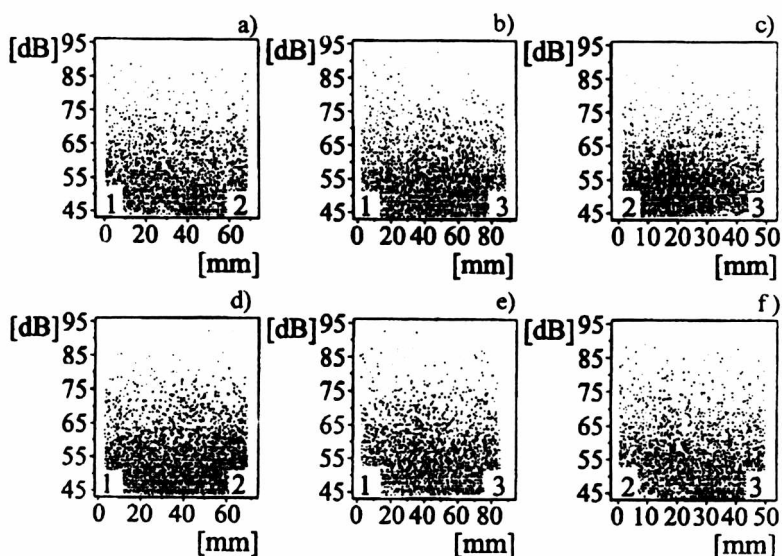


Rys. 4.40. Rezultaty pomiaru energii krótkich impulsów EA, w funkcji czasu niszczenia:
a) w betonie 0, b) w betonie 1, c) w betonie 3

Fig. 4.40. Measurements of energy of short AE pulses versus failure time:
a) in concrete 0, b) in concrete 1, c) in concrete 3

wyraźny niż w betonie 0. W końcowej fazie obciążania obserwuje się zaś zdecydowanie skokowy wzrost wartości skutecznej sygnału EA.

Trójfazowość przebiegu zarówno tempa zliczeń EA, jak i wartości skutecznej sygnału EA wskazuje na to, że destrukcja naprężeniowa badanych betonów wysokowartościowych ma przebieg trójstadialny. Stwierdzenie to potwierdza także, aczkolwiek nieco mniej wyraźnie, trójfazowy przebieg kolejnego deskryptora EA, jakim jest energia krótkich impulsów. Rezultaty pomiarów pokazano na rysunku 4.40. Charakter i przebieg tego deskryptora EA, w funkcji czasu niszczenia, jest zbliżony do przebiegu tempa zliczeń EA pokazanego na rysunku 4.38, także w funkcji czasu niszczenia.



Rys. 4.41. Przykładowe rozkłady lokalizacji zdarzeń EA w betonach 0 i 3, w funkcji amplitudy zdarzeń:

a), b), c) – w betonie 0, zarejestrowane odpowiednio przez czujniki 1 i 2, 1 i 3, 2 i 3,
d), e), f) – w betonie 3, zarejestrowane odpowiednio przez czujniki 1 i 2, 1 i 3, 2 i 3

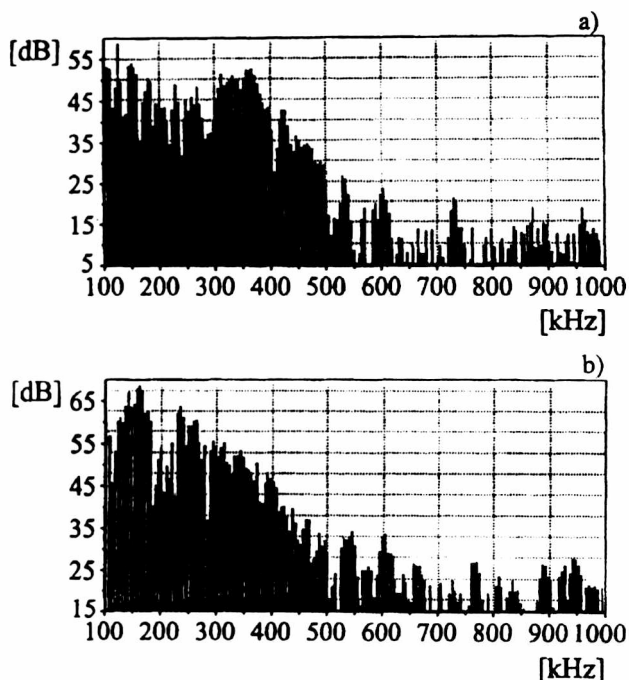
Fig. 4.41. Exemplary distributions of AE events in concretes 0 and 3 versus events amplitude:

a), b), c) – in concrete 0 along path between sensors 1 and 2, 1 and 3, 2 and 3, respectively,
d), e), f) – in concrete 3 along path between sensors 1 and 2, 1 and 3, 2 and 3, respectively

Warto w tym miejscu zwrócić uwagę na pokazane na rysunku 4.41 przykładowe rozkłady lokalizacji zdarzeń EA w betonie 0 i 3, w funkcji amplitud tych zdarzeń, zarejestrowane podczas badań przez poszczególne pary czujników EA 1–2, 1–3 i 2–3. Rozmieszczenie tych czujników na próbce betonowej i odległości między nimi pokazuje szczegół „B”, na rysunku 3.2. Odległość między poszczególnymi parami czujników można także odczytać, w mm, na osi odciętych, na rysunku 4.41.

Widoczne na tym rysunku punkty oznaczają zdarzenia zarejestrowane w badanej próbce równocześnie przez dwa czujniki EA [129]. Z rysunku 4.41 wynika, że rozmieszczenie zarejestrowanych zdarzeń jest wzdłuż tej drogi jednorodne. W betonie 0 większość zdarzeń charakteryzuje się amplitudą nie przekraczającą 55 dB, w betonie 3 natomiast poziom ten jest wyższy i wynosi około 65 dB. Potwierdzają to przykładowe rozkłady amplitudowo-częstotliwościowe impulsów akustycznych, pokazane na rysunku 4.42. Na osi rzędnych podana jest amplituda składowej harmonicznnej zarejestrowanego sygnału, w dB, na osi odciętych natomiast – częstotliwość, w kHz. Pokazane na rysunku rozkłady amplitudowo-częstotliwościowe sporządzono dla impulsów, których obrazy widoczne są na rysunku 4.35.

Rezultaty badań uzyskane dla innych betonów i zamieszczone w pracach [131, 242] wskazują na istnienie współzależności między częstotliwościami emitowanych impulsów

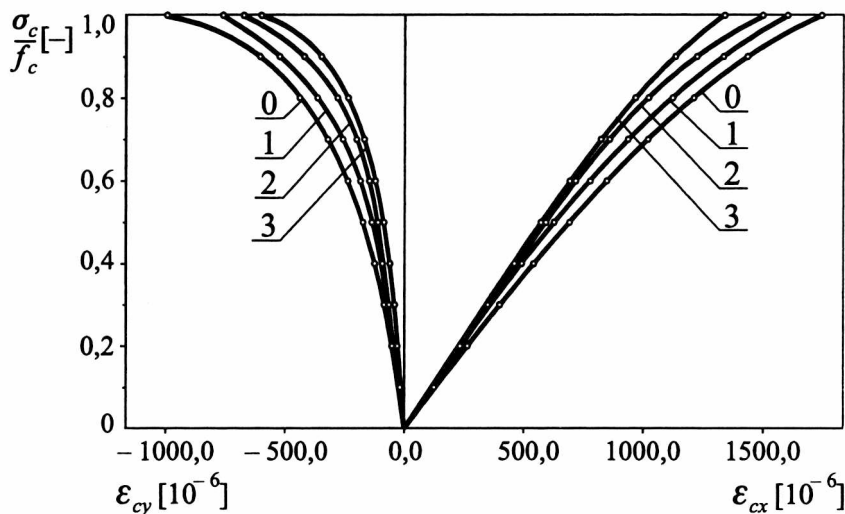


Rys. 4.42. Przykładowe rozkłady amplitudowo-częstotliwościowe impulsów akustycznych, zarejestrowane podczas ściskania betonów 0 i 3: a) beton 0, przy względnym poziomie naprężeń około $0,75 \sigma_c/f_c$, b) beton 3, przy względnym poziomie naprężeń około $0,85 \sigma_c/f_c$

Fig. 4.42. Exemplary amplitude-frequency distributions of acoustic pulses recorded during compression of concretes 0 and 3: a) concrete 0 for relative stress level of about $0.75 \sigma_c/f_c$, b) concrete 3 for relative stress level of about $0.85 \sigma_c/f_c$

sów akustycznych i wytrzymałości na ściskanie. Podejmowane są próby zmierzające do wykorzystania tej współzależności w celu rozpoznawania wytrzymałości na ściskanie dowolnego betonu, bez konieczności wykonywania pełnej próby wytrzymałościowej.

Pokazane na rysunku 4.41 jednorodne rozmieszczenie zdarzeń wzdłuż drogi pomiędzy poszczególnymi parami czujników EA świadczy o równomiernym niszczeniu struktury badanych betonów w całej objętości. Dowodzi ono, że źródłem skokowych zmian wartości skutecznej sygnału EA i gwałtownego skokowego wzrostu wartości tempa zliczeń EA w końcowej fazie obciążania nie jest pojedyncze rozległe pęknięcie. Jest to efekt licznych drobnych pęknięć powstających równocześnie w strukturze, po osiągnięciu przez dany beton odpowiednio wysokiego poziomu wyężenia. Ponadto, brak wyraźnego zagęszczenia zdarzeń EA w bezpośrednim rejonie powierzchni próbek stykających się z płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej świadczy o skutecznym wyeliminowaniu tarcia.

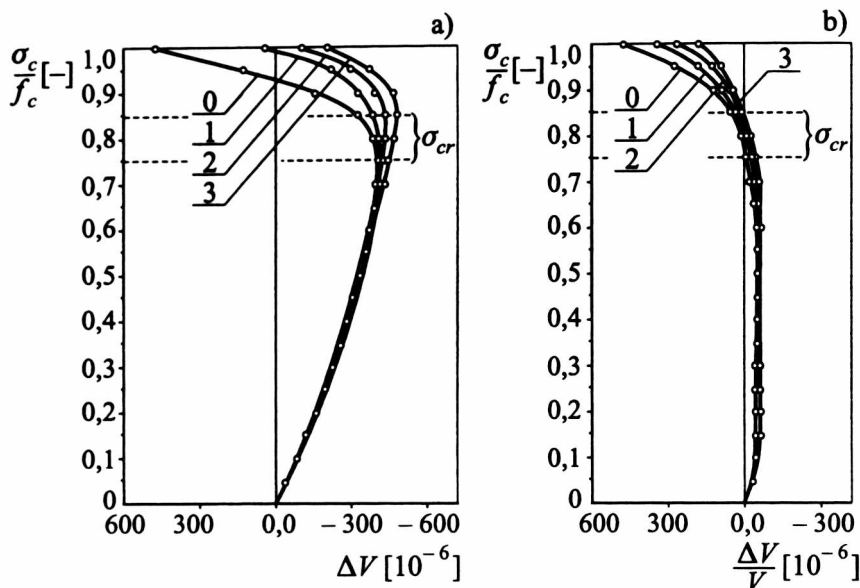


Rys. 4.43. Odształcenia jednostkowe podłużne i poprzeczne w badanych betonach wysokowartościowych, zarejestrowane w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających

Fig. 4.43. Longitudinal and transverse unit strains in high-strength concretes recorded as function of relative compressive stress value increment

Pomierzono także w badanych betonach wysokowartościowych jednostkowe odkształcenia podłużne i poprzeczne w funkcji przyrostu naprężeń ściskających. Przedstawione na rysunku 4.43 wyniki badań świadczą o tym, że do stosunkowo wysokiego poziomu wyężenia badanych betonów zależność odkształceń od naprężeń jest liniowa. Przykładowo w betonach 2 i 3, zawierających w swoim składzie pył krzemionkowy i charakteryzujących się najwyższymi wartościami wytrzymałości na ściskanie, zakres tej liniowości jest zbliżony do poziomu około $0,70 \sigma_c/f_c$. Nie jest z tego powodu możliwe określenie w badanych betonach wysokowartościowych poziomów naprężeń, przy których występują maksima wartości jednostkowych odkształceń objętościowych i współczynnika rozszerzalności poprzecznej. Zgodnie z kryteriami podanymi w p. 2.6.2, znajomość tych maksimów umożliwia wyznaczenie w betonie poziomów naprężeń σ_i . Wskazuje to na nieprzydatność kryteriów stosowanych w metodzie pomiaru odkształceń do wyznaczania poziomów naprężeń σ_i w betonach wysokowartościowych. Możliwe jest natomiast określenie w tych betonach poziomów naprężeń, przy których występują maksima wartości sumarycznych odkształceń objętościowych i przy których odkształcenia objętościowe ponownie osiągają wartość zero. Rezultaty te, pokazane na rysunku 4.44, także przeczą kontynuálnemu przebiegowi destrukcji naprężeniowej badanych betonów wysokowartościowych i w świetle kryteriów podanych w p. 2.6.2 świadczą o istnieniu w nich poziomów naprężeń krytycznych σ_{cr} .

Biorąc pod uwagę rezultaty badań uzyskane z wykorzystaniem trzech zastosowanych metod badawczych wydaje się być pewnym stwierdzenie, że przebieg destrukcji



Rys. 4.44. Zmiana charakterystyk odkształceniowych w badanych betonach wysokowartościowych, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń ściskających: a) sumaryczne odkształcenia objętościowe, b) jednostkowe odkształcenia objętościowe

Fig. 4.44. Variation of strain characteristics of tested high-strength concrete versus relative compressive stress value increment: a) total volumetric strain, b) unit volumetric strain

naprężeniowej w ściskanych betonach wysokowartościowych jest trójstadialny. Znacznie trudniejsze niż w betonach zwykłych jest odróżnienie w tych betonach stadium stabilnej inicjacji mikrorys od stadium stabilnej propagacji mikrorys. Ma to związek ze zdecydowanie mniejszą liczbą mikrorys powstających i rozwijających się w tych stadiach niszczenia betonów wysokowartościowych wskutek poprawy jednorodności ich struktury i znacznej redukcji defektów strukturalnych. Bazując na uzyskanych rezultatach określono w badanych betonach wysokowartościowych poziomy naprężenie σ_i i σ_{cr} . Do wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i przyjęto kryteria własne, podane w p. 2.6.3. Wyznaczenia poziomów naprężeń σ_{cr} dokonano zaś zarówno przy wykorzystaniu kryteriów znanych z literatury podanych w p.2.6.2, jak i przy przyjęciu kryteriów własnych podanych w p.2.6.3. Określone według tych kryteriów wartości przedmiotowych naprężeń zaznaczono na rysunkach 4.31, 4.36–4.40, 4.44 i zebrano w tabeli 4.14. W tabeli tej zamieszczono także m.in. średnie wartości (względne i bezwzględne) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} , obliczone na podstawie rezultatów uzyskanych za pomocą wszystkich zastosowanych metod badawczych.

Z analizy tabeli 4.14 wynika, że najniższymi średnimi wartościami naprężeń σ_{im} i σ_{crm} charakteryzuje się beton 0, nie zawierający w swoim składzie ani superpla-

Tabela 4.14. Zestawienie wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} oraz średnich wartości (względnych i bezwzględnych) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} , określonych w badanych betonach wysokowartościowych
 Table 4.14. Compiled σ_i and σ_{cr} stress levels and mean σ_{im} and σ_{crm} stress (relative and absolute) values determined for tested high-strength concretes

Oznaczenie betonu	Metoda pomiarowa						Średnie wartości			
	Ultradźwiękowa		Emisji akustycznej		Pomiaru odkształceń		σ_{im}		σ_{crm}	
	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
0	<u>0,40</u>	<u>0,74</u>	<u>0,39</u>	<u>0,72</u>	–	<u>0,75</u>	0,395	26,36	0,737	50,12
	3,6%	4,9%	4,1%	4,3%		2,8%				
1	<u>0,45</u>	<u>0,78</u>	<u>0,45</u>	<u>0,76</u>	–	<u>0,78</u>	0,450	39,92	0,773	68,57
	3,8%	4,4%	4,6%	5,0%		3,5%				
2	<u>0,50</u>	<u>0,80</u>	<u>0,52</u>	<u>0,80</u>	–	<u>0,83</u>	0,510	50,44	0,810	80,11
	4,2%	4,3%	4,8%	4,7%		3,2%				
3	<u>0,55</u>	<u>0,84</u>	<u>0,56</u>	<u>0,83</u>	–	<u>0,85</u>	0,555	61,22	0,840	84,25
	3,8%	4,5%	4,3%	4,8%		3,2%				

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

styfikatora, ani pyłu krzemionkowego. W betonie tym wartości poziomów tych naprężeń wynoszą odpowiednio $0,395 \sigma_c/f_c$ i $0,737 \sigma_c/f_c$. Z tabeli tej wynika także, że wzbogacenie składu betonu o superplastyfikator lub superplastyfikator i pył krzemionkowy przyczynia się do wzrostu zarówno poziomu naprężeń σ_{im} , jak i σ_{crm} . Najwyższe średnie wartości poziomów tych naprężeń stwierdzono w betonie 3, w którym stanowią one odpowiednio $0,555 \sigma_c/f_c$ i $0,840 \sigma_c/f_c$.

4.4.3. Wnioski

1. Z przeprowadzonych badań wynika, że przebieg destrukcji naprężeniowej w ściskanych betonach wysokowartościowych można uważać za trójstadialny. Stwierdzono, że w procesie niszczenia tych betonów trudno jest odróżnić stadium stabilnej inicjacji mikrorys od stadium stabilnej propagacji mikrorys. W przedziale naprężeń obejmującym obydwa stadia aktywność akustyczna badanych betonów jest bardzo niewielka, a zależność jednostkowych odkształceń podłużnych i poprzecznych od naprężeń ściskających jest prawie liniowa. Ma to niewątpliwie związek ze znacznie mniejszą liczbą, w porównaniu do betonu zwykłego, mikrorys powstających i rozwijających się podczas trwania tych stadiów niszczenia. Wykazano także, że w procesie niszczenia betonów wysokowartościowych bardzo wyraźnie manifestuje się stadium końcowe, katastroficznego niszczenia. Manifestacja ta przejawia się gwałtownie rosnącymi wartościami wszystkich rejestrowanych deskryptorów EA, zanikiem możliwości pomiaru prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych i zdecydowanie nieliniową zależnością jednostkowych odkształceń podłużnych i poprzecznych od naprężeń ściskających.

2. Określenie w badanych betonach wysokowartościowych naprężeń σ_i jest możliwe za pomocą metody emisji akustycznej i metody ultradźwiękowej. Szczególnie przydatne okazały się pomiary takich deskryptorów EA, jak tempo zliczeń i wartość skuteczna sygnału. Nieprzydatna okazała się natomiast znajomość intensywności przyrostu sumy zliczeń EA. Z kolei określenie w badanych betonach naprężeń σ_{cr} jest możliwe za pomocą wszystkich zastosowanych metod. W tym przypadku przydatne są kryteria analogiczne do stosowanych w wyznaczaniu poziomów naprężeń σ_{cr} w betonach zwykłych.

3. Najwyższe wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} stwierdzono w badanych betonach oznaczonych cyframi 2 i 3, zawierających w swoim składzie zarówno superplastyfikator, jak i pył krzemionkowy. W betonie 3, zawierającym w składzie większą ilość tego pyłu niż beton 2, średnie wartości poziomów tych naprężeń wynoszą odpowiednio $0,555 \sigma_c/f_c$ i $0,840 \sigma_c/f_c$. Wyeliminowanie zaś ze składu betonu pyłu krzemionkowego, z pozostawieniem superplastyfikatora, wpływa zarówno na obniżenie naprężeń σ_i , jak i σ_{cr} , o czym świadczą rezultaty badań uzyskane dla betonu 1. W betonie tym średnie wartości poziomów przedmiotowych naprężeń wynoszą odpowiednio $0,450 \sigma_c/f_c$ i $0,773 \sigma_c/f_c$ i są one z kolei wyższe od tych, jakie określono w betonie wyjściowym 0, nie zawierającym w swoim składzie ani superplastyfikatora, ani pyłu krzemionkowego. W betonie 0 średnie wartości naprężeń σ_{im} i σ_{crm} stanowią odpowiednio poziom $0,395 \sigma_c/f_c$ i $0,737 \sigma_c/f_c$.

5. Badania wpływu wybranych czynników eksploatacyjnych na poziomy naprężen inicjujących i krytycznych w betonie ściskany

5.1. Wpływ wilgoci

5.1.1. Opis badań

W celu wyjaśnienia wpływu wilgoci badano dwa betony o różnej wytrzymałości na ściskanie, oznaczone w pracy literami D i S. Beton D charakteryzował się średnią wytrzymałością na ściskanie 42,35 MPa, a w przypadku betonu S wytrzymałość ta była niższa i wynosiła 27,30 MPa. Obydwa badane betony przechowywano w podobnych warunkach cieplno-wilgotnościowych. Z każdego betonu wykonano po kilka serii próbek. Beton w poszczególnych seriach charakteryzował się różną wilgotnością w chwili badania, w zależności od sposobu jego przechowywania.

Skład mieszanki betonowej, z której wykonano beton D, był analogiczny do podanego w rozdziale 4.1. Do wykonania betonu S użyto zaś mieszankę, której skład w przeliczeniu na 1 m³ był następujący:

- cement portlandzki „35” z cementowni Groszowice – 320 kg,
- żwir naturalny „Proszowice” – 1188 kg,
- piasek rzeczny „Wrocław” – 716 kg,
- woda wodociągowa – 177 l (W/C $\approx$ 0,55).

Badania przeprowadzono po 90 dniach dojrzewania na próbkach kostkowych o wymiarach 100 × 100 × 100 mm i 150 × 150 × 150 mm oraz próbkach walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm. Wyjątek stanowiły dwie serie, które celowo badano w innych terminach. Oznaczenie badanych serii betonu i sposób ich przechowywania były następujące:

– serie D_s i S_s – próbki przechowywano przez 86 dni w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze + 18 °C ($\pm$ 1 °C) i wilgotności względnej powietrza około 95%, a następnie suszono je w temperaturze 105 °C do stałego ciężaru (stan suchy),

– seria D_p 1 – próbki przechowywano przez 90 dni w warunkach powietrzno-suchych, w wilgotności względnej powietrza 60% ($\pm$ 5%) i temperaturze + 18 °C ($\pm$ 3 °C), (stan wilgotności sorbcyjnej),

Tabela 5.1. Podstawowe właściwości i własności badanych betonów

Table 5.1. Basic properties and characteristics of tested concretes

Oznaczenie serii betonu	Stan wilgotności betonu	Wilgotność betonu [%]	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm, 90}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie podczas rozłupywania $f_{ctm, 90}$ [MPa]	Współczynnik rozmiękczenia przy ściskaniu k_r
D _s	suchy	0,00	<u>47,58</u> 8,9%	<u>2,82</u> 11,8%	1,00
D _{p1}	wilgotny	2,16	<u>39,23</u> 4,7%	<u>3,34</u> 9,7%	0,82
D _{p2}	wilgotny	2,16	<u>39,77</u> 5,5%	<u>3,42</u> 9,3%	0,83
D _{p3}	wilgotny	2,30	<u>41,39</u> 5,2%	<u>3,61</u> 6,4%	0,87
D _k	wilgotny	2,57	<u>42,35</u> 4,6%	<u>3,73</u> 6,8%	0,89
D _{w1}	nasycony wodą	5,72	<u>37,11</u> 4,8%	<u>4,08</u> 6,0%	0,78
D _{w2}	nasycony wodą	5,61	<u>41,08*</u> 4,0%	–	0,86
D _{w3}	nasycony wodą	5,60	<u>41,64**</u> 4,4%	–	0,88
S _s	suchy	0,00	<u>31,50</u> 9,7%	<u>1,97</u> 10,9%	1,00
S _p	wilgotny	2,28	<u>27,00</u> 4,5%	<u>2,30</u> 8,2%	0,86
S _k	wilgotny	2,56	<u>27,30</u> 4,5%	<u>2,40</u> 8,5%	0,87
S _w	nasycony wodą	5,84	<u>23,49</u> 3,2%	<u>2,64</u> 5,1%	0,75

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

* po 180 dniach.

** po 360 dniach.

– seria D_{p2} – próbki przechowywano przez 7 dni w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze + 18 °C (± 1 °C) i wilgotności względnej powietrza około 95%, a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych jak seria D_{p1} (stan wilgotności sorbcyjnej),

– serie D_{p3} i S_p – próbki przechowywano przez 28 dni w komorze klimatyzacyjnej j.w., a następnie do terminu badania w warunkach powietrzno-suchych jak seria D_{p1} (stan wilgotności sorbcyjnej),

– serie D_k i S_k – próbki przechowywano przez 90 dni w komorze klimatyzacyjnej, w temperaturze + 18 °C (± 1 °C) i wilgotności względnej powietrza około 95% (stan maksymalnej wilgotności sorbcyjnej),

– serie D_w1 i S_w – próbki przechowywano przez 86 dni w komorze klimatyzacyjnej j.w., a następnie nasycono je wodą do stanu pełnego nasycenia,

– seria D_w2 – próbki przechowywano przez 86 dni w komorze klimatyzacyjnej j.w., a następnie do 180 dni w wodzie,

– seria D_w3 – próbki przechowywano przez 86 dni w komorze klimatyzacyjnej j.w., a następnie do 360 dni w wodzie.

W skład każdej serii wchodziło po 24 próbek o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm i 12 próbek o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm oraz 6 próbek walcowych. W tabeli 5.1 podano podstawowe właściwości i własności badanych serii betonu po 90 dniach dojrzewania oraz serii D_w2 po 180 dniach dojrzewania i serii D_w3 po 360 dniach dojrzewania.

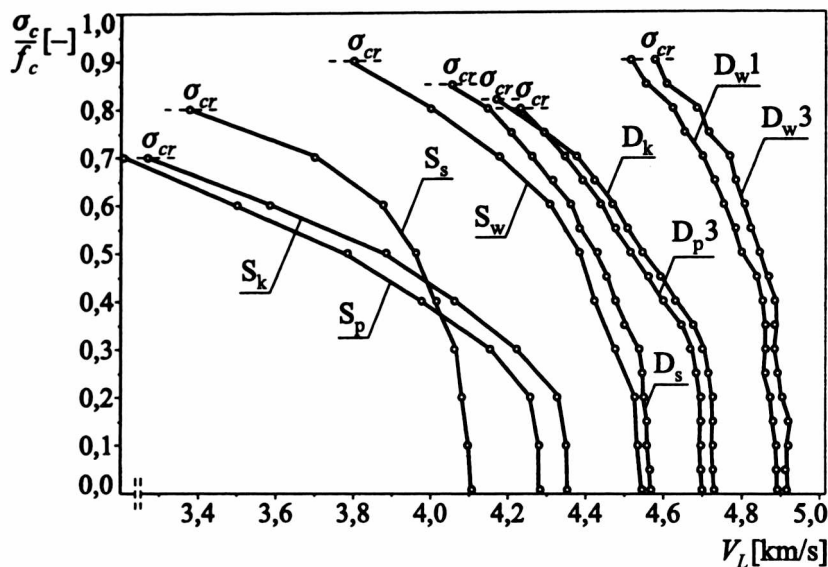
W badaniach wykorzystano metody ultradźwiękową i emisji akustycznej oraz pomiaru odkształceń, w próbie ściskania osiowego [109, 110, 127, 128, 234]. Należy wyjaśnić, że metody pomiaru odkształceń nie stosowano w badaniach serii betonów wysuszonych do stałego ciężaru i w pełni nasyconych wodą. W metodzie EA rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń ściskających sumę zliczeń EA i średnią wartość skuteczną sygnału EA. Schematy stanowisk badawczych pokazano na rysunkach 3.2 i 3.4 w rozdz. 3.

5.1.2. Omówienie uzyskanych wyników badań

Aby wyznaczyć w badanych betonach poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} , prześledzono proces ich niszczenia w trakcie ściskania osiowego.

Z przedstawionych na rysunku 5.1 przykładowych wyników badań ultradźwiękowych wynika, że w seriach obydwu badanych betonów prędkość podłużnych fal ultradźwiękowych V_L maleje wraz ze wzrostem poziomu naprężeń. Spadek tej prędkości jest obserwowany od poziomu około $0,1-0,3 \sigma_c/f_c$, po przekroczeniu którego intensywność tego zjawiska wzrasta. Pomiar prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych jest możliwy jedynie do takiego poziomu naprężeń, przy którym następuje już całkowite ich tłumienie. Poziom ten jest różny w poszczególnych seriach i wyższy w betonach serii D_w1 , D_w3 i S_w , nasyconych wodą. Stwierdzone prawidłowości można tłumaczyć tym, że proces niszczenia betonów o większej wilgotności przebiega łagodniej ze względu na obecność w makro- i mikrokapilarach większej ilości wody. Woda, wypełniając swoją objętością nowo tworzące się w strukturze obciążanego betonu mikrorysy, łagodzi wpływ destrukcji naprężeniowej na wartość tłumienia fal ultradźwiękowych. Na rysunku 5.1 zaznaczono poziomy naprężen, przy których nastąpił zanik możliwości pomiaru prędkości tych fal w seriach badanych betonów. W myśl kryterium podanego w p. 2.6.3, poziomy te przyjęto za równoważne z naprężeniami σ_{cr} .

Wyniki badań uzyskane za pomocą metody emisji akustycznej wykazały, że suma zliczeń EA jest wyraźnie uzależniona od wilgotności betonu. Zależność ta charakteryzuje się tym, że suma zliczeń EA wydzielona na poszczególnych etapach niszczenia jest



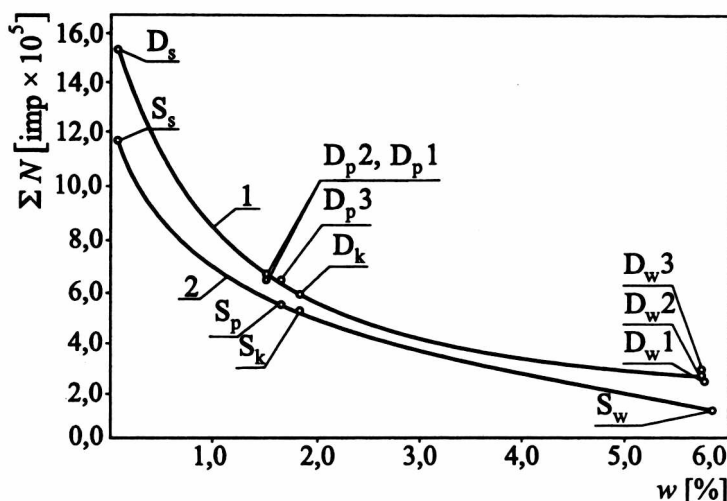
Rys. 5.1. Zmiana prędkości podłużnych fal ultradźwiękowych w ściskanych seriach badanych betonów, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.1. Variation in velocity of longitudinal ultrasonic waves in tested concrete series under compression versus relative stress value increment

tym mniejsza, im beton jest wilgotniejszy [109, 110, 127, 234]. Powyższe stwierdzenie ilustruje rysunek 5.2, na którym przedstawiono zależność między wilgotnością badanych betonów a całkowitą sumą zliczeń EA wydzieloną podczas ich ściskania.

Należy sądzić, że wpływ zawilgocenia betonu na wartość sumy zliczeń EA wydzielanej podczas jego niszczenia jest związany przede wszystkim z osłabieniem połączeń między kryształami sieci strukturalnej. Osłabienie to wynika z faktu, iż połączenia te przy zwiększeniu zawilgocenia materiału częściowo rozpuszczają się, powodując stopniowe zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie. W przypadku badanych serii betonów zaobserwowano spadek tej wytrzymałości, który charakteryzują wartości współczynnika rozmiękczenia zestawione w tabeli 5.1. Rozmiękczenie struktury betonu oraz towarzyszący mu spadek wytrzymałości na ściskanie bezpośrednio rzutuje na liczbę potencjalnych miejsc, gdzie może nastąpić uszkodzenie struktury, oraz na charakter przebiegu jej niszczenia, co objawia się w postaci liczby rejestrowanych impulsów EA.

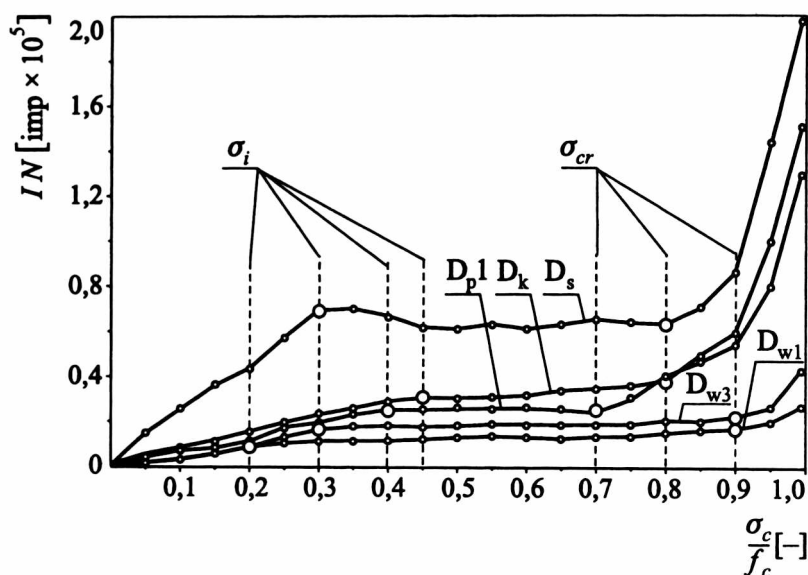
W celu pełniejszego zobrazowania zmian w przebiegu niszczenia badanych serii betonów w zależności od ich wilgotności i w celu wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} określono na podstawie pomierzonej sumy zliczeń EA intensywność jej przyrostu w funkcji przyrostu względnego poziomu naprężeń. Przebieg tej zmienności przedstawiono na rysunkach 5.3 i 5.4, odpowiednio w badanych seriach betonu D i S.



Rys. 5.2. Zależność między wilgotnością badanych betonów a całkowitą sumą zliczeń EA wydzieloną podczas ściskania: 1 – beton D, 2 – beton S

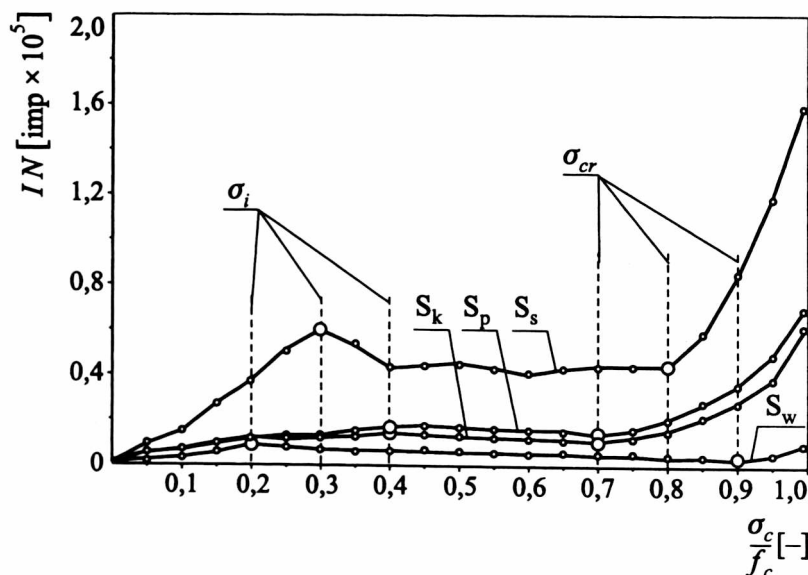
Fig. 5.2. Relation between tested concretes' humidity and total AE counts recorded during compression: 1 – concrete D, 2 – concrete S

Jak wynika z rysunków, przebieg zmienności intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w zależności od przyrostu naprężeń jest trójetapowy. „Długość” poszczególnych etapów jest wyraźnie zróżnicowana w badanych seriach i zależy od wilgotności betonu. I tak, w obydwu betonach nasyconych wodą (serie D_w 1 i S_w) w przedziale naprężeń $0-0,20 \sigma_c/f_c$ widoczny jest stały przyrost intensywności sumy zliczeń EA, w przedziale $0,20-0,90 \sigma_c/f_c$ zaznacza się wyraźna stabilizacja jej przyrostu, a powyżej $0,90 \sigma_c/f_c$ następuje jej wzrost. Wyjątkiem są serie D_w2 i D_w3 , przechowywane odpowiednio przez ponad 90 i 270 dni w wodzie, w których stały przyrost intensywności sumy zliczeń EA obserwowany jest w przedziale naprężeń $0-0,30 \sigma_c/f_c$. W betonie o wyższej wytrzymałości na ściskanie, w seriach o zbliżonej wilgotności (serie D_k , D_p3 , D_p2 , D_p1), przebieg tej zmienności jest podobny. Charakteryzuje się ona stałym przyrostem intensywności sumy zliczeń EA w przedziale naprężeń $0-0,40 \sigma_c/f_c$ (serie D_p1 i D_p2) i w przedziale $0-0,45 \sigma_c/f_c$ (serie D_p3 i D_k). Stabilizacja tej intensywności zaznacza się w przedziale naprężeń $0,40-0,70 \sigma_c/f_c$ (serie D_p1 i D_p2) i w przedziale $0,45-0,80 \sigma_c/f_c$ (serie D_p3 i D_k), a następnie obserwuje się jej dalszy wzrost. W betonie o słabszej wytrzymałości na ściskanie, w seriach o zbliżonej wilgotności (serie S_k i S_p) stały przyrost intensywności sumy zliczeń EA widoczny jest w przedziale naprężeń $0-0,40 \sigma_c/f_c$. Stabilizacja tej intensywności zaznacza się w przedziale naprężeń $0,40-0,70 \sigma_c/f_c$, a następnie następuje jej dalszy wzrost. Z kolei w obydwu betonach suchych (serie D_s i S_s) stały przyrost intensywności sumy zliczeń EA zaznacza się w przedziale naprężeń $0-0,30 \sigma_c/f_c$, w przedziale $0,30-0,80 \sigma_c/f_c$ zaznacza się – aczkolwiek mniej wyraźnie niż w betonach



Rys. 5.3. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w ściskanych seriach betonu D, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.3. AE counts increment rate in compressed concrete D versus relative stress value increment



Rys. 5.4. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w ściskanych seriach betonu S, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.4. AE counts increment rate in compressed concrete S versus relative stress value increment

wilgotnych – stabilizacja jej przyrostu, a poczynając od poziomu naprężeń $0,80 \sigma_c / f_c$ obserwuje się gwałtowny wzrost tej intensywności. Na rysunkach 5.3 i 5.4 zaznaczono poziomy naprężen rozgraniczające poszczególne etapy w przebiegu intensywności przyrostu sumy zliczeń EA i zgodnie z kryteriami podanymi w p.2.6.3 przyjęto je za odpowiadające naprężeniom σ_i i σ_{cr} .

W tabeli 5.2 zebrano wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} oraz średnie wartości (względne i bezwzględne) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} określone we wszystkich badanych seriach obydwu betonów. Na rysunku 5.5 pokazano zaś uogólniony przebieg zmienności średniej względnej wartości poziomów tych naprężeń w zależności od wilgotności.

Tabela 5.2. Wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} oraz średnie wartości (względne i bezwzględne) naprężeń σ_{im} i σ_{crm} określone w ściskanych seriach betonów charakteryzujących się różną wilgotnością

Table 5.2. Compiled σ_i and σ_{cr} stress levels and mean σ_{im} and σ_{crm} stress (relative and absolute) values determined for tested concrete batches characterized by different humidity

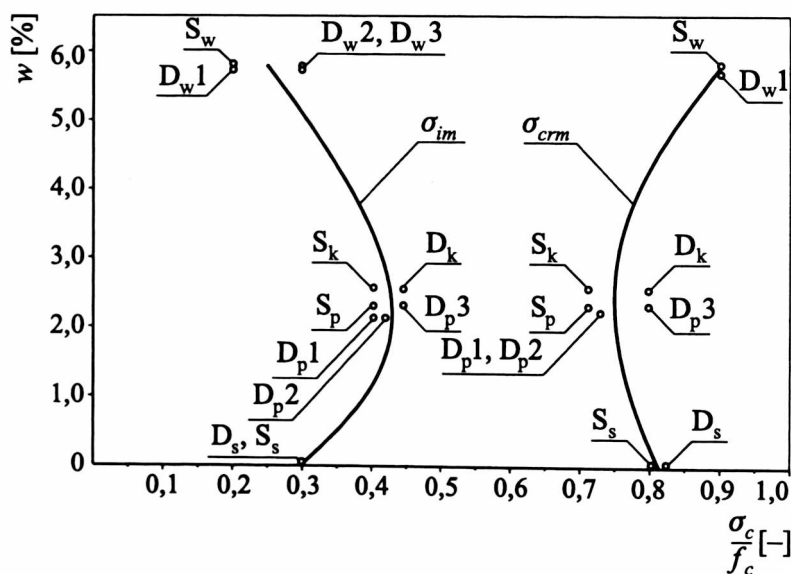
Oznaczenie serii betonu	Metoda pomiarowa						Średnie wartości			
	Ultradźwiękowa		Emisji akustycznej		Pomiaru odkształceń		σ_{im}		σ_{crm}	
	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	σ_i [-]	σ_{cr} [-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
D _s	–	<u>0,85</u> 5,1%	<u>0,30</u> 7,6%	<u>0,80</u> 4,9%	–	–	0,300	14,27	0,825	39,25
D _{p1}	–	<u>0,75</u> 5,0%	<u>0,40</u> 6,4%	<u>0,70</u> 5,0%	<u>0,41</u> 3,5%	<u>0,73</u> 2,8%	0,405	15,89	0,725	28,44
D _{p2}	–	<u>0,75</u> 5,0%	<u>0,40</u> 6,6%	<u>0,70</u> 4,7%	<u>0,43</u> 3,8%	<u>0,73</u> 3,1%	0,415	16,50	0,726	28,87
D _{p3}	–	<u>0,80</u> 4,9%	<u>0,45</u> 5,3%	<u>0,80</u> 4,7%	<u>0,45</u> 3,3%	<u>0,79</u> 3,0%	0,450	18,63	0,797	32,99
D _k	–	<u>0,83</u> 4,7%	<u>0,45</u> 6,0%	<u>0,80</u> 4,8%	<u>0,45</u> 6,5%	<u>0,81</u> 3,6%	0,450	19,06	0,813	34,43
D _{w1}	–	<u>0,90</u> 5,2%	<u>0,20</u> 9,4%	<u>0,90</u> 4,1%	–	–	0,200	7,42	0,900	33,40
D _{w2}	–	<u>0,90</u> 4,4%	<u>0,30</u> 8,6%	<u>0,90</u> 4,2%	–	–	0,300	12,32	0,900	36,97
D _{w3}	–	<u>0,90</u> 4,7%	<u>0,30</u> 8,7%	<u>0,90</u> 4,0%	–	–	0,300	12,49	0,900	37,48
S _s	–	<u>0,80</u> 5,5%	<u>0,30</u> 7,9%	<u>0,80</u> 4,8%	–	–	0,300	9,45	0,800	25,20
S _p	–	<u>0,70</u> 4,8%	<u>0,40</u> 8,2%	<u>0,70</u> 5,0%	<u>0,42</u> 4,0%	<u>0,73</u> 3,6%	0,410	11,07	0,710	19,17
S _k	–	<u>0,70</u> 5,3%	<u>0,40</u> 6,3%	<u>0,70</u> 4,3%	<u>0,42</u> 3,2%	<u>0,73</u> 3,4%	0,410	11,19	0,710	19,38
S _w	–	<u>0,90</u> 4,6%	<u>0,20</u> 6,2%	<u>0,90</u> 3,6%	–	–	0,200	4,70	0,900	21,14

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

Z analizy tabeli 5.2 i rysunku 5.5 wynika, że wilgotność ma istotny wpływ na kształtowanie się w betonie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . I tak, w miarę wzrostu wilgotności obydwu badanych betonów średnie wartości naprężeń σ_{im} początkowo rosną od poziomu $0,30 \sigma_c/f_c$ do około $0,41 - 0,45 \sigma_c/f_c$, a następnie – poczynając od wilgotności około 2,60% maleją aż do poziomu $0,20 \sigma_c/f_c$. Jest bardzo prawdopodobne, że po przekroczeniu w betonie wilgotności zbliżonej do podanej ujawnia się niekorzystny dla struktury tego materiału wpływ rozklinowującego działania wody.

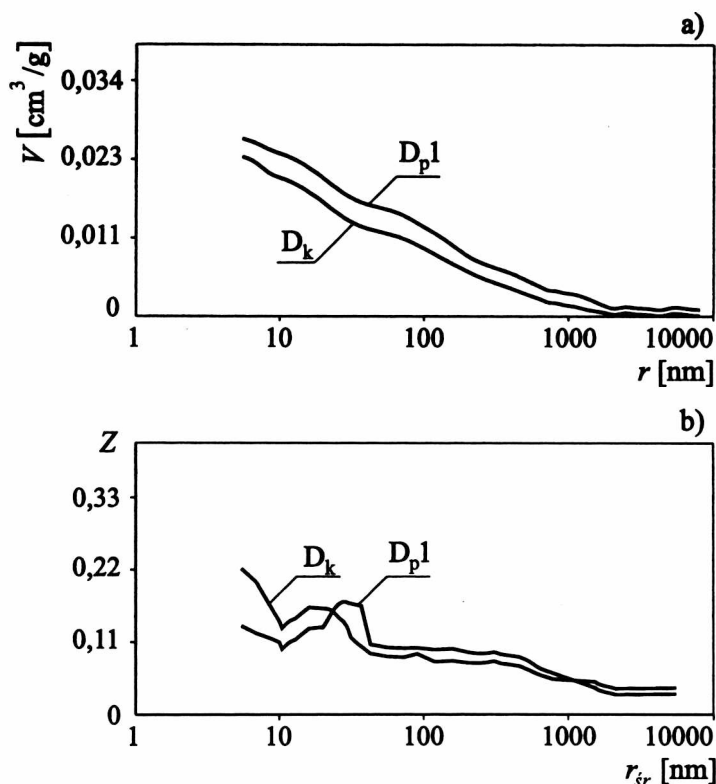
Wpływ ten można wytłumaczyć w następujący sposób. Wraz z rosnącą wilgotnością betonu woda wolna w coraz większym stopniu wypełnia mikrorysy i inne mikrodefekty strukturalne, powstałe również w warstwie przejściowej na etapie technologicznym. Narastające obciążenie i zmniejszająca się wraz z przyrostem naprężeń ściskających objętość próbki przyczynia się do migracji wody w głąb mikrorys. Migrująca woda napiera na wierzchołki tych rys, powodując wcześniejszą ich stabilną propagację. Zjawisko to nasila się wraz z rosnącym zawilgoceniem betonu w takim rozumieniu, że propagacja ta rozpoczyna się przy coraz niższym względnym poziomie naprężeń ściskających.

Badania betonu serii $D_w 2$ i $D_w 3$ potwierdzają, że jeśli czas oddziaływania wody na ten materiał wydłuża się, to rośnie poziom naprężeń, przy którym rozpoczyna się stabilna propagacja mikrorys. Poziom naprężen σ_p , określony w betonie tych serii, jest jednakowy i wynosi $0,30 \sigma_c/f_c$. Ten korzystny efekt można tłumaczyć dal-



Rys. 5.5. Zmienność średnich względnych wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} w zależności od wilgotności betonu

Fig. 5.5. Variation in average stress levels σ_{im} and σ_{crm} versus concrete's humidity



Rys. 5.6. Charakterystyka i struktura porowatości betonu serii D_k i D_{p1} w zakresie promieni porów 5–7500 nm: a) krzywe przyrostu objętości porów w funkcji ich promieni, b) krzywe rozkładu objętości porów

Fig. 5.6. Characteristics and structure of porosity of concrete D_k and D_{p1} in pore radius range of 5–7500 nm: a) pore volume increment versus pore radius curves, b) pore volume distribution curves

szą hydratacją cementu, dla której stworzone zostały sprzyjające warunki wilgotnościowe. Powstające produkty hydratacji zabudowują część istniejących w strukturze mikroporów oraz prawdopodobnie powodują zablźnienie części istniejących mikrodefektów strukturalnych. Można przypuszczać, że użycie do wykonania betonu cementu o mniejszym stopniu rozdrobnienia może jeszcze bardziej ten korzystny efekt poprawić.

Z badań wynika, że w stosunkowo niewielkim stopniu różnią się względem siebie wartości poziomów naprężeń σ_i w seriach betonu D, przechowywanych w warunkach powietrznych. W betonie tych serii obserwuje się tendencję wzrostową przedmiotowych naprężeń wraz z wydłużającym się czasem przechowywania w powietrzu o wysokiej wilgotności względnej. Przykładowo w betonie serii D_{p1} przechowywanym w wa-

runkach powietrzno-suchych średni poziom σ_{im} wynosi około $0,40 \sigma_c/f_c$, natomiast w serii D_k przechowywanej w komorze klimatyzacyjnej średnia wartość poziomu tego naprężenia wynosi około $0,45 \sigma_c/f_c$. Analizując te rezultaty na tle rezultatów badań uzyskanych w seriach D_s i D_w można sądzić, że zmiana wilgotności względnej powietrza prawdopodobnie w większym stopniu przyczynia się do powstawania naprężeń własnych makro i związanych z nimi zarysowań skurczowych w strefach przypowierzchniowych, niż naprężeń własnych mikro i związanych z nimi mikrodefektów strukturalnych w rejonie warstwy przejściowej.

Należy zauważyć, że z poziomami naprężeń σ_i określonymi w betonie serii D_p1 i D_k korespondują rezultaty badań pokazane przykładowo na rysunku 5.6. Z rysunku tego wynika, że mniejszą objętością porów w zakresie promieni porów 5–7500 nm charakteryzuje się beton serii D_k . W betonie tym poziom naprężeń σ_i jest wyższy niż w betonie D_p1 .

Jeśli chodzi zaś o naprężenia σ_{cr} , to w obydwu badanych betonach S i D ich zależność od wilgotności ma przebieg odwrotny niż naprężeń σ_i . Poczynając od wilgotności 0% średnie wartości poziomów tych naprężeń maleją od około $(0,80-0,82) \sigma_c/f_c$ do około $(0,71-0,73) \sigma_c/f_c$ przy wilgotności betonu zbliżonej do około 2,28–2,16%, a następnie rosną do poziomu $0,90 \sigma_c/f_c$ po nasyceniu betonu wodą i bez względu na czas przebywania w tym środowisku. Wzrostu wartości poziomów tych naprężeń, wraz z malejącą wilgotnością, można upatrywać w rosnącej kruchości tych betonów.

5.1.3. Wnioski

1. Stosując niezależnie trzy metody badawcze wykazano, że wilgoć bardzo istotnie wpływa na kształtowanie się w ściskanych betonach poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Stwierdzenie to dotyczy obydwu badanych betonów o różnej wytrzymałości na ściskanie.

2. Za pomocą metody emisji akustycznej i metody pomiaru odkształceń stwierdzono, że w miarę wzrostu wilgotności badanych betonów średnie wartości naprężeń σ_{im} początkowo rosną od poziomu $0,300 \sigma_c/f_c$ do poziomu $0,410-0,450 \sigma_c/f_c$, a następnie, poczynając od wilgotności zbliżonej do około 2,60%, maleją i w betonach całkowicie nasyconych wodą wynoszą $0,200 \sigma_c/f_c$. Zaobserwowano także, że jeśli stan pełnego nasycenia betonu wodą utrzymuje się przez dłuższy czas, to wpływa to pozytywnie na poziom naprężeń σ_i . Średnia wartość tego naprężenia rośnie wtedy do poziomu $0,300 \sigma_c/f_c$.

3. Za pomocą wszystkich zastosowanych metod badawczych wykazano, że zależność naprężeń σ_{cr} od wilgotności betonu kształtuje się odwrotnie niż w przypadku naprężeń σ_i . W obydwu badanych betonach średnie wartości naprężeń krytycznych σ_{crm} początkowo maleją, od poziomu $0,800-0,825 \sigma_c/f_c$ przy wilgotności 0%, do poziomu $0,710-0,726 \sigma_c/f_c$ przy wilgotności około (2,28–2,16)%, a następnie rosną do poziomu $0,900 \sigma_c/f_c$ po całkowitym nasyceniu betonu wodą. Nie stwierdzono, aby wydłużenie czasu przebywania badanego betonu w wodzie powodowało dalszy wzrost lub obniżenie poziomów tych naprężeń.

5.2. Wpływ zaolejenia olejem mineralnym

5.2.1. Opis badań

Badaniom poddano trzy betony różniące się uziarnieniem zastosowanego kruszywa otoczkowego, oznaczone w pracy literami D, F i H. Zarówno składy użytych do wykonania tych betonów mieszanek, jak i sposób ich zaprojektowania są analogiczne do podanych w rozdziale 4.1. Warto przypomnieć, że w betonie D frakcje piaskowe stanowią 37,5% całości kruszywa, w betonie F udział tych frakcji wynosi 60%, w betonie H natomiast stanowią one 100% całości kruszywa.

Z każdej mieszanki betonowej wykonano po 24 próbki o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm i $150 \times 150 \times 150$ mm. Badania przeprowadzono po 360 dniach. Do 28 dni od chwili wykonania wszystkie próbki przechowywano w komorze klimatyzacyjnej w temperaturze powietrza 18°C ($\pm 1^\circ\text{C}$) i wilgotności względnej powietrza 95%, a następnie do 90 dni w laboratorium, w temperaturze powietrza 18°C ($\pm 3^\circ\text{C}$) i wilgotności względnej powietrza około 65%. Po tym terminie po 12 próbek betonu D, F i H poddano zaolejeniu i nazwano seriami DO, FO i HO. Użyto powszechnie stosowanego w przemyśle maszynowym oleju mineralnego Lux10 o właściwościach fizykochemicznych określonych normą PN-53/C-96085.

Zaolejenie próbek zrealizowano w następujący sposób. Próbki wysuszono do stałej masy w temperaturze 105°C , a następnie umieszczono za pośrednictwem kuwety w komorze podciśnieniowej, w której temperatura powietrza wynosiła 50°C . Próbki przebywały w komorze przez około 24 h, przy ciśnieniu powietrza obniżonym do 0,006 MPa. Poziom oleju w kuwecie podnoszono w tym czasie sukcesywnie. Następnie zaolejone próbki przeniesiono do laboratorium i umieszczono w pojemniku z olejem, w którym przebywały one do czasu badania, czyli przez 270 dni.

Opisany zabieg miał na celu, poprzez usunięcie wody i powietrza z porów i kapilarów betonu, znacznie przyspieszyć zazwyczaj długotrwały proces pełnego zaolejenia struktury. Warto w tym miejscu nadmienić, że w chwili badania próbek stan ich nasycenia olejem był maksymalny. Świadczyły o tym przede wszystkim kolejne ważenia próbek, po ich zaolejeniu w komorze podciśnieniowej i w trakcie przechowywania w pojemniku z olejem, podczas których nie stwierdzono przyrostu masy.

Pozostałe próbki betonu przechowywano do terminu badania nadal w laboratorium, jako świadkowe. Nazwano je seriami DL, FL i HL. Próbki o wymiarach $150 \times 150 \times 150$ mm posłużyły do oznaczeń wytrzymałości na ściskanie badanych serii betonów. Otrzymane wyniki, a także wyniki badań porowatości całkowitej betonów, zamieszczono w tabeli 5.3.

W badaniach wykorzystano metodę emisji akustycznej, w próbie ściskania osiowego [124–126]. W trakcie badania próbek o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm rejestrowano w funkcji przyrostu naprężeń ściskających sumę zliczeń EA, a także obrazy losowo

Tabela 5.3. Średnie wytrzymałości betonu na ściskanie określone na próbkach $150 \times 150 \times 150$ mm po 90 i 360 dniach dojrzewania oraz wyniki badań porowatości całkowitej po 90 dniach dojrzewania
 Table 5.3. Mean compression and tensile strength values determined on $150 \times 150 \times 150$ mm concrete samples after 90 and 360 days of curing and results of total porosity tests carried out after 90 days of curing

Oznaczenie serii betonu	Wytrzymałość średnia na ściskanie f_{cm} [MPa]		Porowatość całkowita po 90 dniach p [%]
	po 90 dniach	po 360 dniach	
DL	<u>42,30</u>	<u>44,30</u>	12,81
	4,6%	4,8%	
FL	<u>41,90</u>	<u>43,90</u>	15,06
	3,9%	4,0%	
HL	<u>38,30</u>	<u>40,10</u>	16,28
	3,3%	3,6%	
DO	–	<u>42,45</u>	–
		6,2%	
FO	–	<u>42,00</u>	–
		5,3%	
HO	–	<u>38,0</u>	–
		5,4%	

Uwaga: pod kreską podano wartości współczynników zmienności.

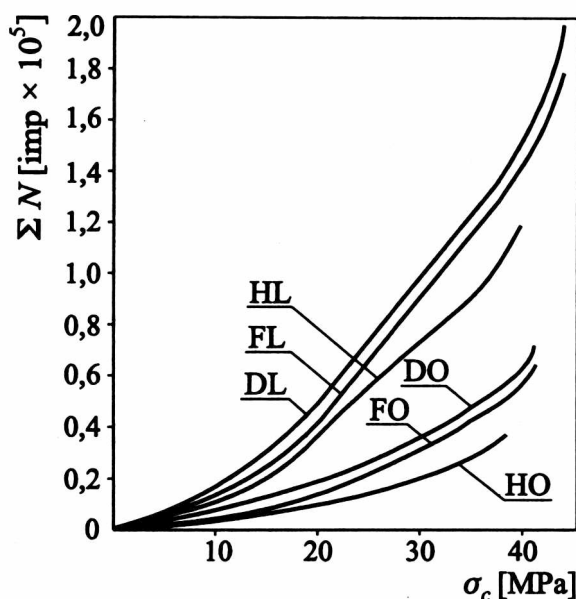
wybijanych pojedynczych sygnałów akustycznych emitowanych przez ściskane betony. Zrezygnowano z metody pomiaru odkształceń z powodu problematycznej skuteczności mocowania tensometrów oporowych do zaolejonej powierzchni betonu.

5.2.2. Analiza wyników badań

Prześledzono przebieg destrukcji naprężeniowej badanych betonów podczas ściskania osiowego w celu wyznaczenia w nich poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Z rysunku 5.7 wynika, że charakter przebiegu zmienności sumy zliczeń EA, w funkcji przyrostu bezwzględnej wartości naprężeń ściskających, jest podobny we wszystkich badanych seriach zaolejonych i niezaolejonych betonów. Widoczne są jednak bardzo wyraźne różnice w wielkości tej sumy zarejestrowanej zarówno na poszczególnych poziomach naprężeń, jak i podczas całego procesu niszczenia betonów zaolejonych i niezaolejonych. Różnice te rosną wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego w betonie. Na przykład suma zliczeń EA zarejestrowana podczas całego procesu niszczenia betonu zaolejonego serii DO jest około 2,65 razy mniejsza niż w betonie serii DL, natomiast w betonie serii HO jest ona 3,60 razy mniejsza niż w betonie serii HL.

Przyczyn kilkukrotnego zmniejszenia „aktywności” akustycznej betonów zaolejonych, w stosunku do świadkowych, należy upatrywać między innymi w zmniejszeniu spójności i rozluźnieniu ich struktury w wyniku penetracji oleju, a tym samym w mniej-



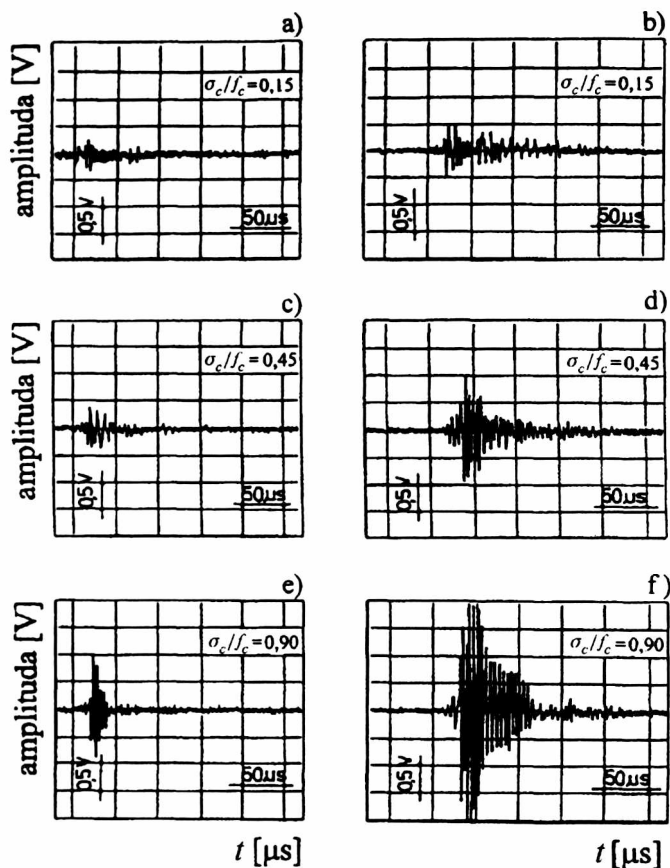
Rys. 5.7. Przebieg sumy zliczeń EA w ściskanych betonach zaolejonych i niezaolejonych w funkcji przyrostu bezwzględnej wartości naprężeń

Fig. 5.7. Variation of AE counts in oiled and unoled concretes under compression versus absolute stress value increment

szej energii sprężystej wyemitowanej podczas ich niszczenia. Rezultaty badań wytrzymałościowych, zamieszczone w tabeli 5.3, korespondują z tym stwierdzeniem. Również istotne znaczenie w tłumieniu fal sprężystych może mieć olej wypełniający pory, kapilary i mikrokapilary zawarte w strukturze betonu.

Powyższą interpretację w kwestii stwierdzonej mniejszej aktywności akustycznej niszczonych betonów zaolejonych w stosunku do betonów niezaolejonych wydaje się potwierdzać analiza zapisanych graficznie pojedynczych impulsów akustycznych. Przykładowo na rysunku 5.8 pokazano w układzie porównawczym obrazy takich impulsów, zarejestrowane w betonie serii DO i DL przy względnych poziomach naprężeń ściskających 0,15; 0,40 i 0,90 σ_c/f_c . Z rysunku wynika, że w betonie zaolejonym amplituda zarejestrowanych sygnałów jest zdecydowanie niższa, a czas ich trwania krótszy niż w przypadku betonu niezaolejonego.

Na podstawie pomierzonej sumy zliczeń EA określono w badanych betonach intensywność jej przyrostu, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń, w celu wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Przykładowo na rysunkach 5.9–5.11 pokazano przebieg tej intensywności, odpowiednio w betonie DO i DL, FO i FL oraz HO i HL. Na rysunkach tych widać, że zmiana intensywności przyrostu tej sumy zarówno w betonach zaolejonych, jak i w niezaolejonych betonach świadkowych ma charakter trójetaj-



Rys. 5.8. Zarejestrowane graficznie pojedyncze impulsy EA podczas niszczenia betonów DO i DL, przy różnych względnych poziomach naprężeń ściskających: a), c), e) – beton zaolejony serii DO, b), d), f) – beton niezaolejony serii DL

Fig. 5.8. Graphically recorded single AE pulses during failure of concretes DO and DL at different relative compressive stress levels: a), c), e) – in oiled up concrete series DO, b), d), f) – in the unoled up concrete series DL

powy. „Długość” poszczególnych etapów nie jest jednakowa w badanych seriach betonów niezaolejonych i, jak już wykazano to w p. 4.1, jest ona zależna od uziarnienia kruszywa.

Z rysunków 5.9–5.11 wynika, że we wszystkich badanych seriach betonu zaolejonego „długość” etapów stałego, stabilnego i gwałtownego przyrostu sumy zliczeń EA jest zróżnicowana w stosunku do „długości” tych etapów występujących w niezaolejonych betonach świadkowych. W betonach zaolejonych etap stałego przyrostu sumy zliczeń EA jest zawsze „krótszy” niż w betonach świadkowych, bez względu na zawartość kruszywa drobnego w betonie. Największa różnica w „długości” tego etapu występuje

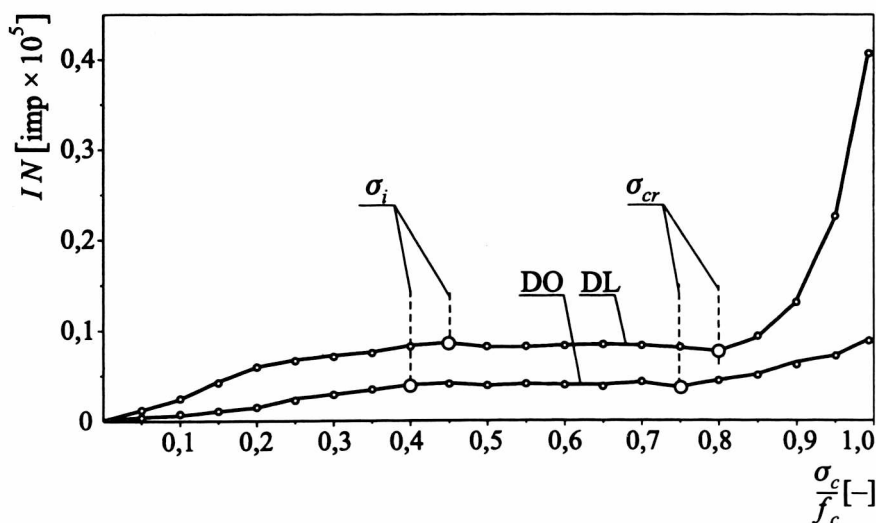
w seriach FO i FL, charakteryzujących się 60% zawartością frakcji piaskowych w stosunku do całości kruszywa. Z kolei etap gwałtownego przyrostu sumy zliczeń EA jest w betonach zaolejonych zawsze „dłuższy” niż w porównywalnych betonach świadkowych.

Poziomy naprężen, przy których obserwuje się wyraźne rozgraniczenie etapów stałego i stabilnego oraz stabilnego i gwałtownego przyrostu intensywności sumy zliczeń EA odpowiadają, zgodnie z kryteriami podanymi w p. 2.6.3, naprężeniom σ_i i σ_{cr} . Wartości poziomów tych naprężeń zaznaczono na rysunkach 5.9–5.11, ponadto zbiorczo zamieszczono je na rysunku 5.12.

Dla porządku należy w tym miejscu podać przedziały zawierania się wartości współczynników zmienności poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} , wyznaczonych w badanych betonach metodą EA. I tak:

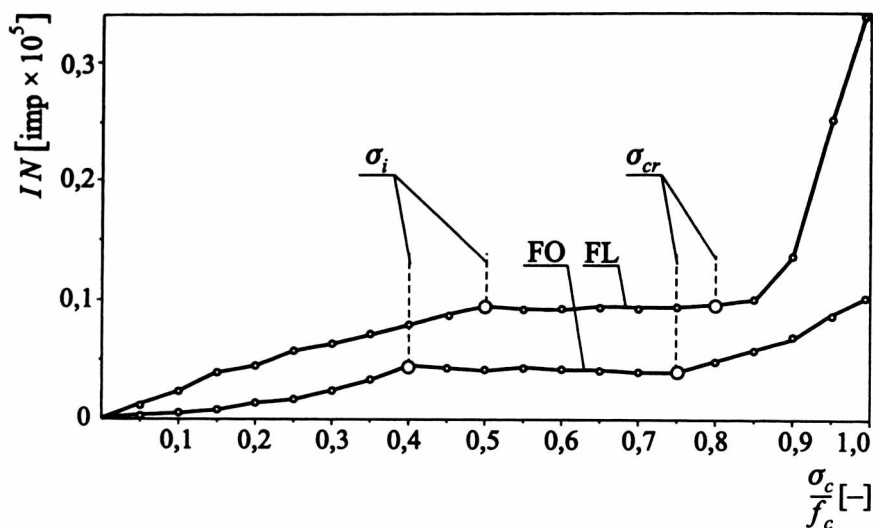
- w betonach zaolejonych $v_{\sigma_i} = 7,70 - 11,0\%$, a $v_{\sigma_{cr}} = 4,80 - 6,25\%$,
- w betonach niezaolejonych $v_{\sigma_i} = 7,30 - 10,50\%$, a $v_{\sigma_{cr}} = 4,65 - 5,35\%$.

Z analizy rysunku 5.12 wynika, że zaolejenie betonu ma wpływ zarówno na poziomy naprężen σ_i , jak i σ_{cr} , bez względu na zawartość kruszywa drobnego w betonie. Wpływ ten nie jest jednak zbyt duży. Może to mieć związek ze stosunkowo krótkim czasem oddziaływania oleju na badane betony oraz użyciem oleju zawierającego przeciętną ilość aktywnych cząstek polarnych [23]. I tak, zauważa się niewielkie obniżenie poziomów naprężeń σ_i we wszystkich badanych seriach betonów zaolejonych w stosunku do poziomów tych naprężeń określonych w niezaolejonych seriach betonów świad-



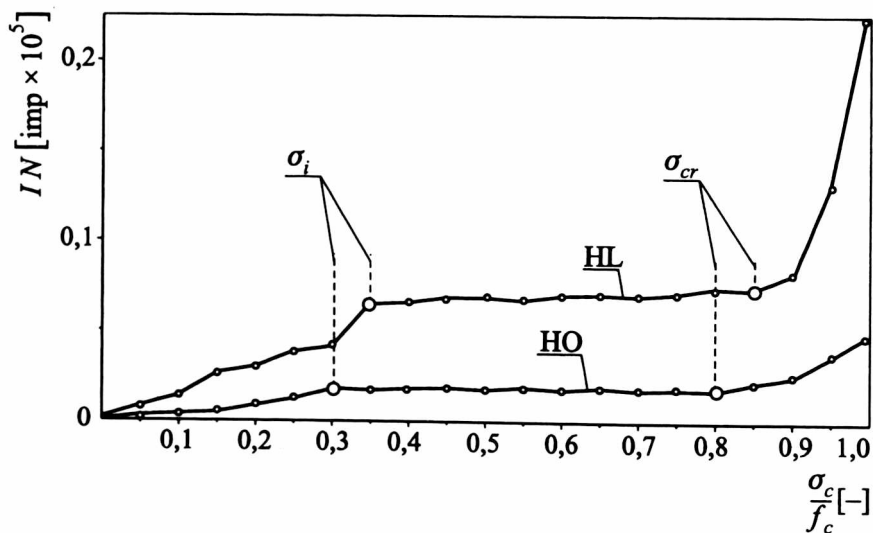
Rys. 5.9. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w ściskany betonach serii DO i DL, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.9. AE counts increment rate versus relative stress value increment for concrete DO and DL



Rys. 5.10. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w ściskany betonie serii FO i FL, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.10. AE counts increment rate versus relative stress value increment for concrete FO and FL

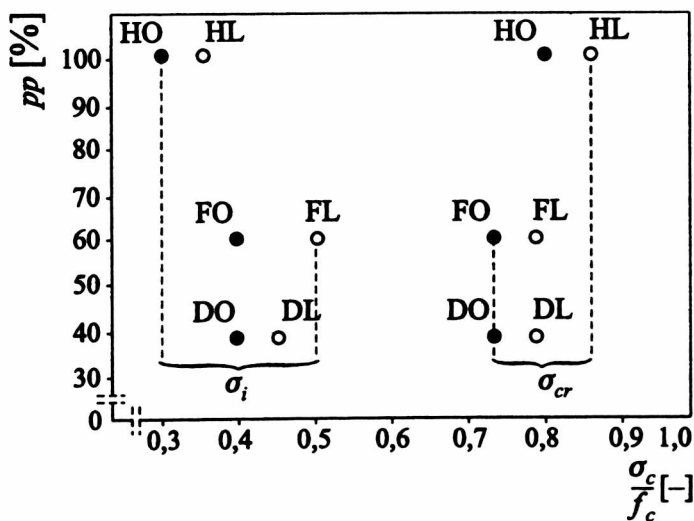


Rys. 5.11. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA w ściskany betonie serii HO i HL, w funkcji przyrostu względnej wartości naprężeń

Fig. 5.11. AE counts increment rate versus relative stress value increment for concrete HO and HL

kowych. Oznacza to zawężenie przedziału naprężeń $0-\sigma_i$ w betonach zaolejonych. Warto nadmienić, że podobne zawężenie przedziału naprężeń $0-\sigma_i$ obserwuje się w betonie zawilgoconym wodą. Proces niszczenia takich betonów wchodzi więc w stadium stabilnego rozwoju mikrorys przy niższym wyężeniu, niż betony, które nie uległy zaolejeniu. W przypadku naprężeń σ_{cr} zaobserwowano podobną tendencję. W wyniku zaolejenia badanych betonów poziomy tych naprężeń także maleją.

Wydaje się, że jedną z przyczyn, którą należy uwzględnić w tłumaczeniu zaobserwowanych prawidłowości w kształtowaniu się wartości przedmiotowych naprężeń, jest rozklinowujące działanie oleju mineralnego wypełniającego mikrorysy. Podobnie jak w przypadku wody wypełniającej mikrorysy, narastające obciążenie przyczynia się do migracji oleju w głąb mikrorys i tym samym wspomaga rozpoczęcie procesu stabilnego ich rozwoju przy niższym względnym poziomie naprężeń niż w porównywalnym betonie niezaolejonym. Ponadto, jako nakładające się i wspomagające należy uznać mechanizmy niszczenia struktury betonu przez produkty pochodzenia naftowego. Ich występowanie jest niezależne od obciążenia mechanicznego. Za szczególnie istotne uznaje się mechanizmy chemiczny i fizykochemiczny [23]. Chemiczny mechanizm niszczenia polega przede wszystkim na tym, że kwasy organiczne zawarte w olejach mineralnych wchodzi w reakcje z występującym w betonie $\text{Ca}(\text{OH})_2$ i tworzą z nim miękkie mydła wapniowe. Następuje wskutek tego rozmięczenie struktury betonu i spadek wytrzymałości na ściskanie. W przeprowadzonych badaniach stwierdzono spadek tej wy-



Rys. 5.12. Wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w badanych seriach zaolejonych i niezaolejonych betonów w zależności od procentowej zawartości kruszywa drobnego

Fig. 5.12. Levels of stress σ_i and σ_{cr} versus fine aggregate percentage for tested oiled and unoled concretes

trzymałości. Z kolei na fizykochemiczny mechanizm niszczenia struktury składają się przede wszystkim: brak przyrostu wytrzymałości betonu w wyniku jego hydrofobizacji olejem i związany z tym brak postępu hydratacji cementu w czasie, oraz efekt rozklinowujący powodowany wnikaniem do mikrorys powierzchniowo aktywnych cząstek polarnych zawartych w produktach ropopochodnych. W efekcie występowania zwłaszcza tego ostatniego mechanizmu, osłabieniu lub nawet zniszczeniu mogą ulec siły przyczepności pomiędzy kruszywem i stwardniałym zaczynem cementowym. W pracy [23] wykazano, że stopień tego osłabienia zależy zarówno od rodzaju substancji ropopochodnej i zawartej w jej składzie ilości cząstek polarnych, jak i od czasu oddziaływania tej substancji na beton.

5.2.3. Podsumowanie

Stosując w badaniach metodę emisji akustycznej wykazano, że zaolejenie olejem mineralnym wpływa na destrukcję naprężeniową ściskanych betonów i na kształtowanie się wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} rozgraniczających poszczególne jej stadia.

Stwierdzono, że bez względu na zawartość kruszywa drobnego w betonie zaolejenie zmniejsza poziom naprężeń σ_i we wszystkich badanych seriach w porównaniu z poziomem tych naprężeń odpowiadającym świadkowemu betonowi niezaolejonemu. Wielkość tego zmniejszenia jest największa w betonie serii FO, charakteryzującym się 60% zawartością frakcji piaskowych w stosunku do całości kruszywa. W betonie tym poziom naprężeń σ_i wynosi $0,40 \sigma_c/f_c$ i należy go porównać z poziomem $0,50 \sigma_c/f_c$, odpowiadającym betonowi świadkowemu serii FL.

W przypadku naprężeń σ_{cr} zaobserwowano podobną tendencję, z tym że we wszystkich badanych betonach zaolejonych poziom tych naprężeń uległ zmniejszeniu o $0,05 \sigma_c/f_c$ w porównaniu do poziomu naprężeń σ_{cr} określonych w niezaolejonych betonach świadkowych.

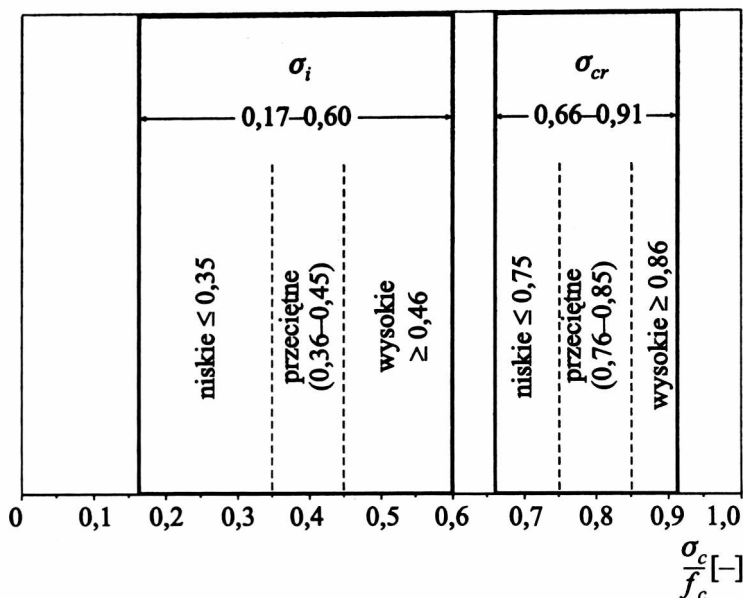
Rezultaty te uzyskano dla betonów, na które przez 270 dni oddziaływał olej mineralny Lux 10. Nie można wykluczyć, że w razie znacznie dłuższego czasu jego oddziaływania lub użycia oleju mineralnego bardziej agresywnego w stosunku do betonu niż olej wykorzystany w badaniach, wartości poziomów przedmiotowych naprężeń będą znacznie niższe od ustalonych w pracy.

6. Możliwości praktycznego wykorzystania znajomości naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie

Z analizy przedstawionych w pracy rezultatów badań własnych i obcych wynika, że w zależności od oddziałujących na beton ściskany różnych czynników technologicznych i niemechanicznych czynników eksploatacyjnych poziomy naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} mieszczą się w bardzo szerokich przedziałach. Naprężenia σ_i zawierają się w zasadzie w przedziale $(0,17-0,60) \sigma_c/f_c$, a naprężenia σ_{cr} w przedziale $(0,66-0,91) \sigma_c/f_c$. Wartości przedmiotowych naprężeń mieszczące się w tych przedziałach często są przez badaczy różnie określane i klasyfikowane z punktu widzenia wielkości. Jak wynika m.in. z prac [71, 76, 101, 129, 244, 258, 264], przyporządkowuje się im takie określenia, jak małe, niskie, duże, wysokie itp., a klasyfikacja jest dokonywana według subiektywnej oceny badaczy. Brak ujednoliconych zasad w tym względzie utrudnia na przykład jednoznaczne pogrupowanie czynników technologicznych i eksploatacyjnych na takie, których oddziaływanie na beton jest podobne z punktu widzenia kształtowania się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} . Mając to na uwadze, zaproponowano w pracy rozdzielenie szerokich przedziałów zawierania się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} na trzy części. Wartości przedmiotowych naprężeń mieszczące się w skrajnych częściach tych przedziałów określono odpowiednio mianem niskie i wysokie, a mieszczące się w środkowej ich części mianem przeciętne. Ilustruje to rysunek 6.1, na którym linią przerywaną zaznaczono przyjęte w pracy, według własnej propozycji, umowne graniczne wielkości naprężeń rozdzielające wartości niskie od przeciętnych i przeciętne od wysokich.

Jak już podkreślono w p. 2.4, znajomość poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie wiąże się z problemami trwałości i bezpieczeństwa eksploatacji konstrukcji z niego wykonanych, podlegających m.in. obciążeniom wielokrotnie zmiennym, długotrwałym, stałym i zmiennym, przeciążeniom. Znajomość ta umożliwia przede wszystkim właściwe spojrzenie na problem przydatności danego betonu do pracy statyczno-wytrzymałościowej w konkretnych elementach budowlanych. Poniżej przedstawiono kilka praktycznych możliwości wykorzystania znajomości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany, które należy uważać za przykładowe.

- Naprężenia σ_i i σ_{cr} mogą być w praktyce wykorzystane do obliczenia wytrzymałości zmęczeniowej danego betonu i ujęcia wpływu na tę wytrzymałość czynników technologicznych lub eksploatacyjnych. W pracach [81–83, 85] zaproponowano dla betonu



Rys. 6.1. Przedziały zawierania się wartości poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach ściskanych

Fig. 6.1. Intervals of stress σ_i and σ_{cr} level values for concretes subjected to compression

ściskanego zależność do obliczania wytrzymałości zmęczeniowej, wykorzystującą znajomość wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} , w postaci:

$$f_c^f / f_c = CN^{-A} (1 + B\rho^f \log N) C_f, \quad (6.1)$$

gdzie: C – współczynnik wyrażający stosunek wytrzymałości dynamicznej do statycznej przy jednokrotnym obciążeniu,

ρ^f – współczynnik asymetrii cyklu,

$\sigma_c^{\min}$ – minimalne naprężenie cyklu,

$\sigma_c^{\max}$ – maksymalne naprężenie cyklu,

C_f – współczynnik uwzględniający wpływ częstotliwości zmiany obciążeń na wytrzymałość zmęczeniową,

A, B – współczynniki uwzględniające stan struktury betonu poprzez uzależnienie ich od wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} .

Współczynnik asymetrii cyklu ρ^f opisany jest zależnością

$$\rho^f = \sigma_c^{\min} / \sigma_c^{\max}, \quad (6.2)$$

z kolei współczynnik C_f można opisać zależnością

$$C_f = 1 + 0,07 (1 - \rho^f) \log f, \quad (6.3)$$

gdzie f jest częstotliwością zmiany obciążeń, w Hz, natomiast współczynniki A i B można obliczyć z zależności (6.4) i (6.5)

$$A = 0,008 - 0,118 \log (\sigma_i/f_c), \quad (6.4)$$

$$B = 0,118 (\sigma_c/\sigma_i - 1). \quad (6.5)$$

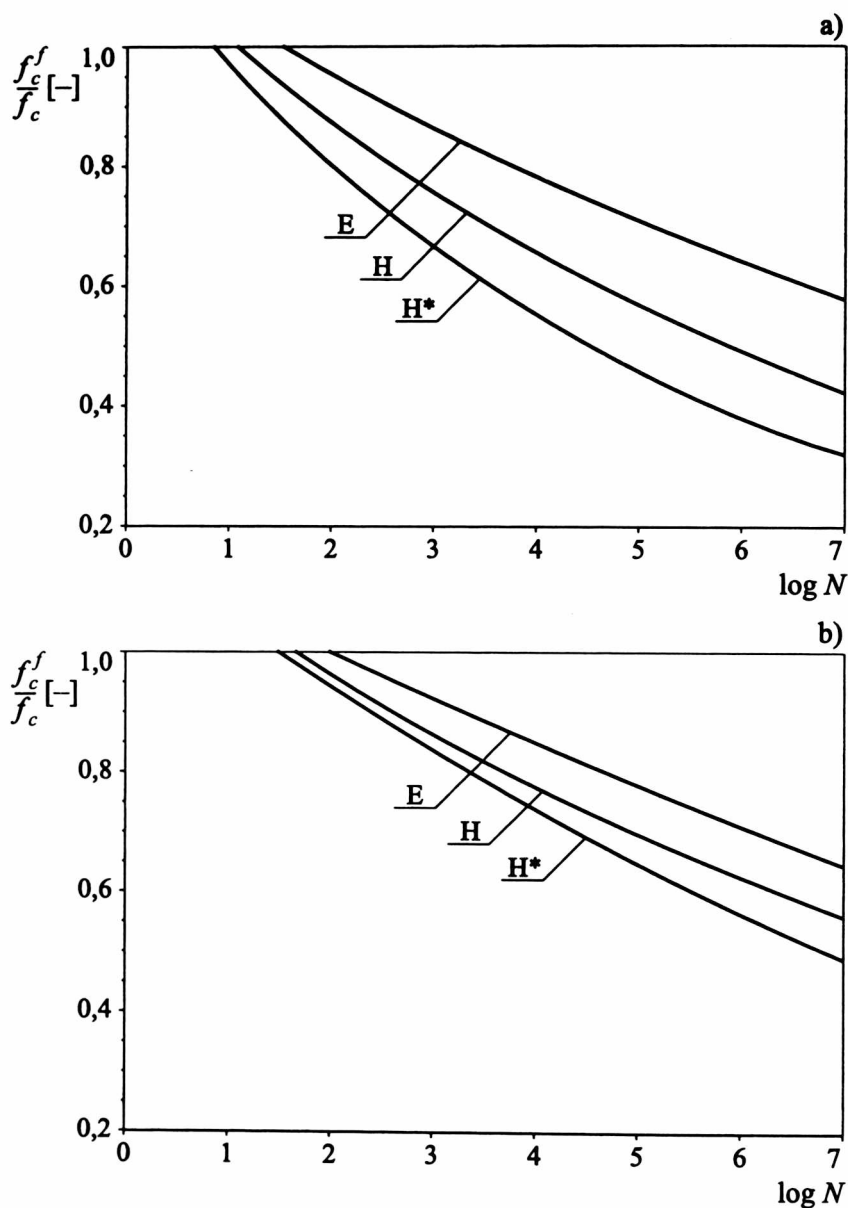
Należy podkreślić, że zależność (6.1) została zweryfikowana doświadczalnie [82, 83, 85]. Na rysunkach 6.2–6.4 pokazano przykładowo, jak przedstawia się obliczona z tej zależności wytrzymałość zmęczeniowa niektórych z badanych w pracy betonów, w funkcji liczby cykli obciążania N i różnej wartości współczynnika asymetrii cyklu ρ^f oraz różnej częstotliwości zmiany obciążenia f .

Z rysunku 6.2 wynika, że wytrzymałość zmęczeniowa betonu bardzo wyraźnie zależy od uziarnienia zawartego w nim kruszywa otoczkowego. Zmniejsza się ona w miarę wzrostu zawartości kruszywa drobnego w betonie i całkowitej jego powierzchni wewnętrznej, bez względu na wartość współczynnika asymetrii cyklu. Spośród betonów E, H i H* najwyższą wytrzymałością zmęczeniową charakteryzuje się beton E, w którym kruszywo drobne stanowi 47,5% całości kruszywa, a średni poziom naprężeń σ_{im} wynosi $0,50 \sigma_c/f_c$. Najmniejszą wytrzymałością zmęczeniową charakteryzuje się natomiast beton H*, w którym kruszywo drobne stanowi 100% całości kruszywa i ma ono największą całkowitą powierzchnię wewnętrzną, w którym to betonie występuje bardzo niski poziom naprężeń σ_{cm} wynoszący $0,240 \sigma_c/f_c$.

Z kolei na podstawie rysunku 6.3 można wnioskować, że wytrzymałość zmęczeniowa betonu 3 zawierającego domieszkę superplastyfikatora i dodatek pyłu krzemionkowego jest wyraźnie wyższa w stosunku do betonu 0 pozbawionego wymienionych składników. Warto zauważyć, że określone w tych betonach poziomy naprężeń inicjujących wynoszą odpowiednio $0,555 \sigma_c/f_c$ i $0,395 \sigma_c/f_c$.

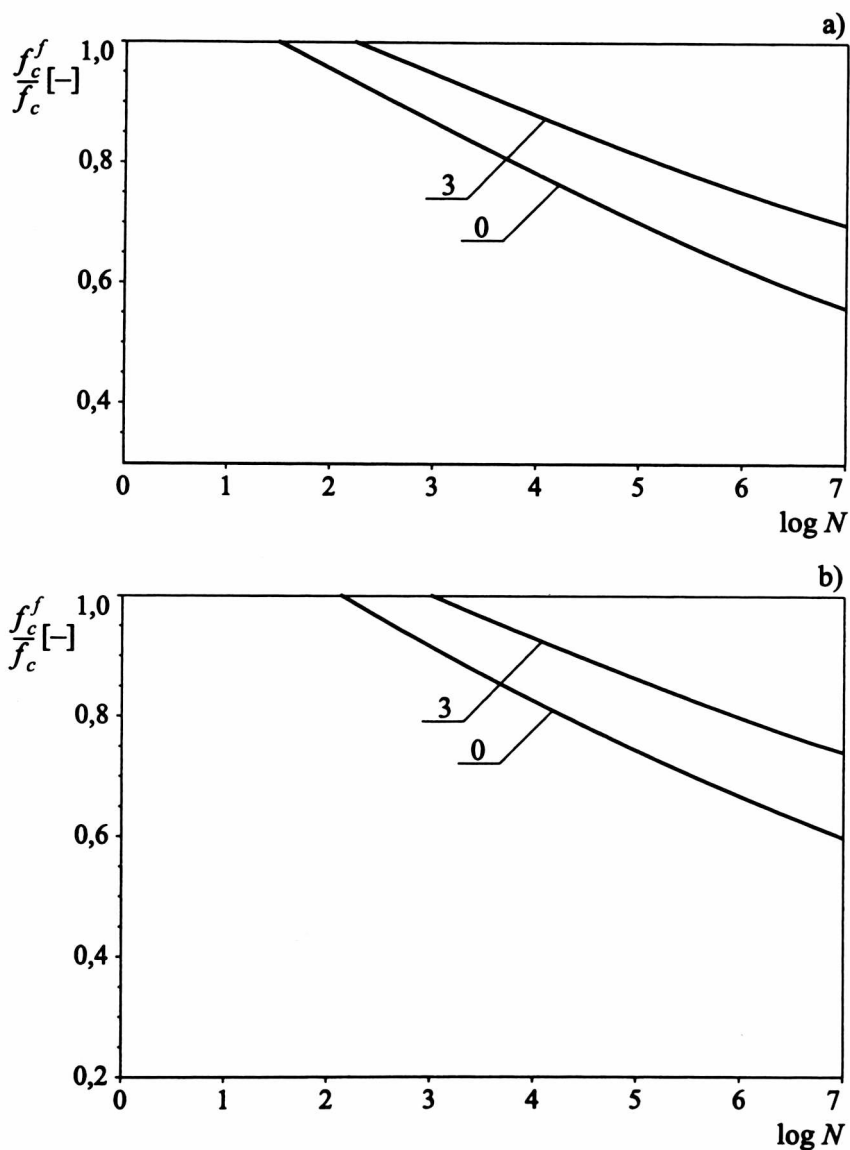
Na rysunku 6.4 pokazano zaś, jak przedstawia się wytrzymałość zmęczeniowa betonu nasyconego wodą serii D_w1 i betonu obrabianego termicznie w parze niskoprężnej w temperaturze 95 °C serii DN3, w stosunku do betonu świadkowego dojrzewającego normalnie serii D_k. Spośród porównywanych serii wytrzymałość ta jest najwyższa w betonie D_k, charakteryzującym się także najwyższym średnim poziomem naprężeń σ_{im} wynoszącym $0,450 \sigma_c/f_c$. Jest ona natomiast najniższa w betonie serii D_w1, w którym średnia wartość naprężeń σ_{im} jest także najniższa i równa $0,200 \sigma_c/f_c$, co potwierdza dodatkowo ścisłą zależność między wytrzymałością zmęczeniową i naprężeniami inicjującymi. Odnosząc tę sytuację do praktyki, możemy stwierdzić, że może ona wystąpić w razie silnego zawilgocenia płyty pomostu w moście wskutek uszkodzenia jej izolacji wodochronnej.

W kontekście przedstawionych wyników warto zwrócić uwagę na rysunek 6.5, zaczerpnięty z prac [73, 76], będący ilustracją zależności (6.1) dla różnych ρ^f . Pokazuje on ważną rolę naprężeń σ_i i σ_c w procesie niszczenia ściskanego betonu, przy obciążeniach wielokrotnie zmiennych. Przykładowo w odniesieniu do mostów betonowych



Rys. 6.2. Obliczona wytrzymałość zmęczeniowa betonów E, H i H*, w funkcji cykli obciążania:
 a) $\rho^f = 0$; $f = 1$ Hz, b) $\rho^f = 0,25$; $f = 1$ Hz

Fig. 6.2. Calculated fatigue strength versus loading cycle for concretes E, H and H*:
 a) $\rho^f = 0$; $f = 1$ Hz, b) $\rho^f = 0.25$; $f = 1$ Hz

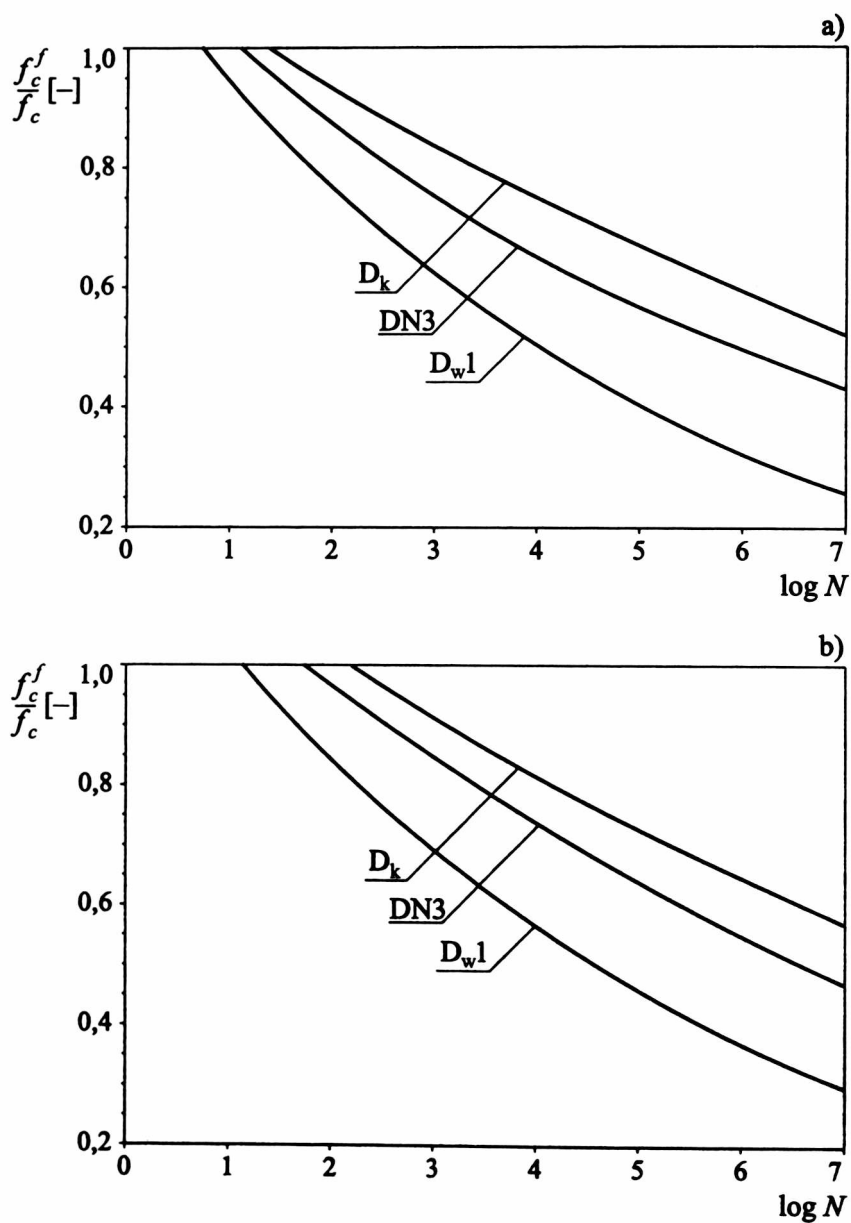


Rys. 6.3. Obliczona wytrzymałość zmęczeniowa betonów 0 i 3, w funkcji cykli obciążania:

a) $\rho^f = 0,25$; $f = 1 \text{ Hz}$, b) $\rho^f = 0,25$; $f = 15 \text{ Hz}$

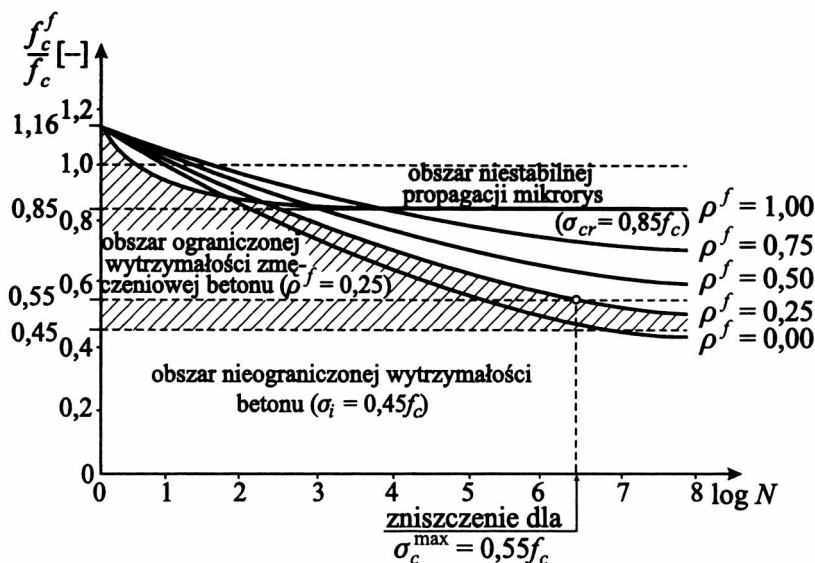
Fig. 6.3. Calculated fatigue strength versus loading cycle for concretes 0 and 3:

a) $\rho^f = 0.25$; $f = 1 \text{ Hz}$, b) $\rho^f = 0.25$; $f = 15 \text{ Hz}$



Rys. 6.4. Obliczona wytrzymałość zmęczeniowa betonów D_k , DN3 i D_{w1} , w funkcji cykli obciążania:
a) $\rho^f = 0$; $f = 1$ Hz, b) $\rho^f = 0$; $f = 15$ Hz.

Fig. 6.4. Calculated fatigue strength versus loading cycle for concretes D_k , DN3 and D_{w1} :
a) $\rho^f = 0$; $f = 1$ Hz, b) $\rho^f = 0$; $f = 15$ Hz



Rys. 6.5. Wytrzymałość zmęczeniowa betonu w funkcji liczby cykli obciążania N i współczynnika asymetrii cyklu ρ^f [73, 76]

Fig. 6.5. Fatigue strength of concrete versus number of loading cycles N and cycle asymmetry coefficient ρ^f [73, 76]

z rysunku tego wynika, że przy tym samym dopuszczalnym wyężeniu prawdopodobieństwo zniszczenia zmęczeniowego płyty pomostu może być znacznie większe niż dźwigarów głównych [73, 76]. Jak podano w pracy [50], współczynnik ρ^f dla płyty pomostu wynosi zazwyczaj około 0,25, a dla dźwigarów głównych 0,6–0,7. Rysunek 6.5 sporządzono dla betonu, w którym $\sigma_i = 0,45 \sigma_c / f_c$, a $\sigma_{cr} = 0,85 \sigma_c / f_c$.

Jak zauważono w pracy [70], zależność (6.1) może być także przydatna do obliczenia wytrzymałości długotrwałej betonu, przy przyjęciu współczynnika asymetrii cyklu $\rho^f = 1$ i liczby cykli obciążenia $N = 3,1536 \cdot 10^9$ ($\log N = 9,5$).

• Naprężenia σ_i i σ_{cr} mogą posłużyć do obliczenia wytrzymałości betonu ściskanego poddanego długotrwałym obciążeniom stałym. W pracy [84] zaproponowano, aby dla danego betonu wytrzymałość tę obliczać w chwili czasu t z zależności

$$f_c^{dt} = k_o k_t f_{cm}, \quad (6.6)$$

gdzie k_o jest współczynnikiem uwzględniającym wiek betonu w chwili przyłożenia obciążenia, a k_t jest współczynnikiem uwzględniającym ubytek wytrzymałości betonu wskutek działania obciążenia. Z zamieszczonych w tej pracy rezultatów badań obcych wynika, że gdy czas oddziaływania długotrwałego obciążenia stałego na dany beton wynosi ponad 3 lata, współczynnik k_t przyjmuje graniczną wartość równą naprężeniom σ_{cr} . Ponieważ ubytek wytrzymałości jest związany z powstawaniem i rozwojem mikro-

defektów w strukturze obciążonego betonu, propozycja ta jest uzasadniona tylko do obciążeń, które wywołują naprężenia ściskające równe lub większe od naprężeń σ_i .

• Kolejną możliwością wykorzystania naprężeń σ_i i σ_{cr} , podaną w pracach [244, 245], jest uzależnienie od nich wytrzymałości obliczeniowej betonu w żelbetowych i sprężonych konstrukcjach mostowych. W pracach tych, przy przyjęciu dwuwymiarowej funkcji gęstości zmiennych losowych σ_o i f_c , gdzie $\sigma_o = \sigma_i$ lub $\sigma_o = \sigma_{cr}$ oznacza w danym układzie obciążeń i oddziaływań zmienną losową odpowiadającą najniekorzystniejszemu ze stanów wyznaczających granicę liniowo sprężystej pracy betonu a f_c oznacza zmienną losową określającą wytrzymałość betonu na ściskanie, podano zależności służące do określenia wytrzymałości obliczeniowych. Zależności te mają następujące postacie:

– przy obciążeniach stałych [245]

$$f_{cd1} = \sigma_{im} (1 - 1,645 \cdot r_{\sigma_i, f_c} v_{\sigma_i}) \quad (6.7)$$

– przy obciążeniach stałych i zmiennych (współczynnik asymetrii cyklu $\rho' > 0$) [245]

$$f_{cd2} = \sigma_{crm} \left[1 - 1,645 v_{\sigma_i} \left(r_{\sigma_i, f_c} + \sqrt{1 - r_{\sigma_i, f_c}^2} \right) \right] \quad (6.8)$$

– przy obciążeniach stałych i zmiennych (współczynnik asymetrii cyklu $\rho' < 0$) [245]

$$f_{cd3} = \sigma_{im} \left[1 - 1,645 v_{\sigma_i} \left(r_{\sigma_i, f_c} + \sqrt{1 - r_{\sigma_i, f_c}^2} \right) \right] \quad (6.9)$$

– przy dodatkowym i wyjątkowym układzie obciążeń [245]

$$f_{cd4} = \sigma_{cr} (1 - 1,645 \cdot r_{\sigma_{cr}, f_c} v_{\sigma_{cr}}) \quad (6.10)$$

– przy obciążeniach ponadnormatywnych [245]

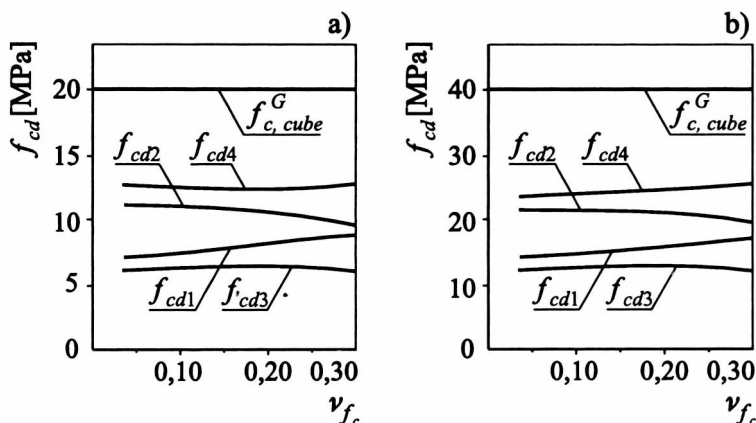
$$f_{cd5} = \sigma_{crm} \left[1 - 1,645 v_{\sigma_{cr}} \sqrt{1 - r_{\sigma_{cr}, f_c}^2} \right]. \quad (6.11)$$

W zależnościach tych przyjęto następujące oznaczenia:

- $\sigma_{im}, \sigma_{crm}$ – średnie wartości naprężeń inicjujących i krytycznych,
- $r_{\sigma_i, f_c}, r_{\sigma_{cr}, f_c}$ – współczynniki korelacji odpowiednio między zmiennymi losowymi σ_i i f_c oraz σ_{cr} i f_c ,
- $v_{\sigma_i}, v_{\sigma_{cr}}$ – współczynniki zmienności wielkości σ_i i σ_{cr} .

W pracach [244, 245] bardzo wyraźnie podkreślono, że zdefiniowane w ten sposób wytrzymałości obliczeniowe wyznaczają nieprzekraczalny poziom wyężenia betonu dla nośności sprężystej w fazie użytkowej i gwarantują sprężyste zachowanie się konstrukcji z betonu, przy dowolnym układzie występujących obciążeń normowych.

Na rysunku 6.6. pokazano przykładowo, jak kształtują się wartości wytrzymałości obliczeniowych, wyliczone z podanych wyżej wzorów dla klas betonu B20 i B40 (klasa



Rys. 6.6. Wytrzymałość obliczeniowa sprężystego zakresu pracy betonu w zależności od współczynnika zmienności ν_{fc} [245]: a) klasa B20, b) klasa B40

Fig. 6.6. Calculated strength for concrete's elastic range versus coefficient of variation ν_{fc} [245]: a) class B20, b) class B40

betonu w rozumieniu normy [226]), w zależności od współczynnika zmienności wytrzymałości na ściskanie ν_{fc} . W obliczeniach przyjęto dla tych betonów $\sigma_{im} = 0,45 f_{cm}$ i $\sigma_{crm} = 0,80 f_{cm}$ [245]. Zamieszczone na rysunku 6.6 wykresy uwiadczniają zróżnicowanie tych wytrzymałości, w funkcji rodzaju i czasu działania obciążenia.

Jak zauważono i wyjaśniono w pracy [76], podane za pracą [245] wzory (6.7)–(6.11) uzależniają w zasadzie naprężenia dopuszczalne σ_{dop} w betonie od naprężeń σ_i i σ_{cr} . Jednak w konstrukcjach mostowych, w przypadku których nadal obowiązuje zasada NL w sprawdzaniu stanów granicznych nośności (osiągnięcie wytrzymałości obliczeniowej f_{cd} w skrajnym włóknie przekroju [227]), tak określone naprężenia σ_{dop} mogą być utożsamiane z wytrzymałością f_{cd} [76].

- Naprężenia σ_i i σ_{cr} mogą być bardzo przydatne w praktyce do oceny predyspozycji elementów żelbetowych na zarysowanie. W rozwinięciu tego stwierdzenia warto zwrócić przykładowo uwagę na rezultaty badań zamieszczone w pracach [69, 76], które udowodniły istnienie jednoznacznego związku wysokich wartości naprężeń σ_i i σ_{cr} w danym betonie z dużymi wartościami momentu rysującego oraz z morfologią rys w zginanych belkach żelbetowych z niego wykonanych.

Badając belki żelbetowe wykonane z betonu na kruszywie bazaltowym oraz wapiennym i otoczkowym stwierdzono, że większej wartości naprężeń σ_i w betonie wykonanym na kruszywie wapiennym, w stosunku do pozostałych betonów, towarzyszy: rysowanie się belek pod większym obciążeniem, ale w sposób bardziej nagły, powstawanie rys od razu o większej długości i większym średnim rozstawie oraz o większym rozwarciu, późniejsza większa szybkość rysowania się belek. Stwierdzono także, że większej wartości naprężeń σ_{cr} w tym betonie towarzyszy wyższa wartość momentu rysującego

Tabela 6.1. Zestawienie przykładowych wyników badań stanu zarysowania zginanych belek żelbetowych [69, 76]

Table 6.1. Compiled representative data on cracking of reinforced concrete beams under bending [69, 76]

Rodzaj kruszywa w betonie	Stosunek σ_i/f_c [-]	Stosunek σ_{cr}/f_c [-]	Moment rysujący M_{cr}^b [kNm]	Średni rozstaw rys s_m^b [cm]	Szybkość rysowania się po zwiększeniu obciążenia o jeden stopień „m” [cm/1 „m”]
Bazaltowe	0,45	0,80	12,05	8,60	9,0
Wapienne	0,51	0,88	15,77	9,70	12,0
Otoczakowe	0,44	0,78	13,83	8,30	10,0

uzyskanego z badań i obniżona sygnalizowalność późniejszego zniszczenia belek. Stwierdzenia te dokumentują przykładowe dane zestawione w tabeli 6.1, zaczerpnięte z prac [69, 76].

Również uzyskane w omawianych badaniach średnie rozwarcia rys były największe w belkach wykonanych z betonu na kruszywie wapiennym. Przykładowo, w porównaniu do belek wykonanych na kruszywie otoczakowym, były one większe:

- dla rys prostopadłych, o 27% przy obciążeniu krótkotrwałym i o 100% przy obciążeniu długotrwałym [69, 76],
- dla rys ukośnych, o 100% przy obciążeniu krótkotrwałym i o 250% przy obciążeniu długotrwałym [69, 76].

Z zamieszczonych w pracy rezultatów badań własnych wynika, że podobnie wysokimi wartościami naprężeń σ_i i σ_{cr} jak beton wykonany na kruszywie wapiennym charakteryzują się betony wykonane na kruszywie otoczakowym o punkcie piaskowym mieszczącym się w przedziale (47,5–60)% oraz betony wykonane na kruszywie bazaltowym zawierające domieszkę superplastyfikatora i dodatek pyłu krzemionkowego. Przez analogię do rezultatów badań uzyskanych w pracach [69, 76] należy sądzić, że podobnie w kwestii stanu zarysowania mogą zachowywać się zginane elementy żelbetowe wykonane z wymienionych wyżej betonów badanych w pracy. W stosunku do tych betonów nasuwa się więc podobny wniosek, jak wynikający z prac [69, 76]. Mianowicie, stosowanie betonów o wysokich wartościach naprężeń σ_i i σ_{cr} do elementów przewidzianych do pracy w warunkach środowiskowych objętych według wymagań normy [232] klasami środowiska wyższymi niż 2, wymaga zwiększonej czujności projektantów w zakresie sprawdzania stanu granicznego zarysowania. Chodzi zarówno o rozwarcia rys prostopadłych, jak i ukośnych do osi elementu. Ich zwiększenie, szczególnie powyżej wartości granicznych podanych w normie [232], może prowadzić do nieszczelności otuliny i wiążącego się z tym większego niebezpieczeństwa korozji stali zbrojeniowej, a w konsekwencji do obniżenia trwałości całego elementu.

7. Uwagi i wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonych w rozprawie rozważań, przedstawionych i przedyskutowanych wyników badań własnych oraz analizy dotychczasowych prac, sformułowano następujące uwagi i wnioski końcowe:

1. Prześledzenie przebiegu destrukcji naprężeniowej w znacznej liczbie ściskanych betonów wykazało, że ma ona charakter wielostadialny. Uzyskane w tym względzie rezultaty przeczą kontynualnemu rozwojowi mikrouszkodzeń struktury tego tworzywa w funkcji narastającego obciążenia ściskającego. Podobny pogląd w tej sprawie jest prezentowany w literaturze przez znakomitą większość badaczy. Wyniki badań świadczą o istnieniu trzech jakościowo różnych stadiów niszczenia ściskanego betonu. Stadia te rozgraniczają naprężenia inicjujące σ_i i krytyczne σ_{cr} . Istotne jest, że poziomy tych naprężeń nie są jednakowe we wszystkich badanych betonach ściskanych. Stwierdzenia te dotyczą zarówno betonów zwykłych, jak i tych, które z uwagi na wysoką wytrzymałość na ściskanie zaliczają się do wysokowartościowych.

2. Dotychczasowe kryteria wyznaczania poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskanym opierały się przede wszystkim na wynikach badań uzyskiwanych za pomocą metody pomiaru odkształceń i w ograniczonym zakresie na wynikach otrzymywanych metodą ultradźwiękową. Brak było w zasadzie takich kryteriów bazujących na rezultatach uzyskiwanych za pomocą metody emisji akustycznej. Ponadto, dotychczasowe kryteria były przydatne w badaniach betonu zwykłego. Natomiast były one tylko częściowo przydatne w betonie charakteryzującym się, w stosunku do betonu zwykłego, wysoką wytrzymałością na ściskanie i małymi odkształceniami jednostkowymi. Na podstawie badań własnych opracowano w pracy kryteria umożliwiające wyznaczenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} zarówno w ściskanym betonie zwykłym, jak i w betonie wysokowartościowym, oparte na wynikach uzyskiwanych za pomocą metody ultradźwiękowej i metody emisji akustycznej. Kryteria te posłużyły do wyznaczenia poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach badanych w pracy.

3. Wyniki badań wykazały, że w betonie ściskanym istnieje ścisła zależność poziomów naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} od czynników technologicznych, zaistniałych podczas powstawania tego tworzywa i mających zasadniczy związek ze składem mieszanki betonowej lub warunkami tężenia i dojrzewania. Pierwszorzędne znaczenie mają zwłaszcza takie czynniki, jak: uziarnienie kruszywa otoczkowego, obróbka termiczna w parze niskoprężnej, zawartość w mieszance betonowej domieszki superplastyfikatora i dodatku pyłu krzemionkowego. Na kształtowanie się poziomów na-

prężen σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany istotnie wpływają również niemechaniczne czynniki oddziałujące na ten materiał w okresie eksploatacji. Należy tutaj wymienić przede wszystkim wilgoć zawartą w strukturze, będącą w części pozostałością wody wprowadzonej do betonu na etapie technologicznym i w części dostającej się do tego tworzywa w wyniku procesów sorbcyjnych z otaczającego środowiska lub podciąganej kapilarnie podczas eksploatacji, oraz zaolejenie tej struktury olejem mineralnym. Wymienione czynniki w istotnym stopniu wpływają na przebieg i intensywność zachodzących w betonie procesów fizykochemicznych. Decydują one więc o budowie jego struktury, od której zależą własności konstrukcyjne i użytkowe tego tworzywa w dalszych etapach jego eksploatacji. Czynniki te kształtują ponadto właściwości dojrzałego betonu. Oczywiście wydaje się w tej sytuacji istnienie w betonie ściskany związku naprężeń σ_i i σ_{cr} z jego strukturą.

4. Rezultaty przeprowadzonych badań i analiz wpływu czynników technologicznych i niemechanicznych czynników eksploatacyjnych na poziomy naprężen inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} w betonie ściskany, nie badanych dotychczas lub jedynie sygnalizowanych, pozwalają stwierdzić, że:

a) Uziarnienie zastosowanego kruszywa otoczakowego bardzo istotnie wpływa na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany. W zależności od tego czynnika technologicznego poziomy przedmiotowych naprężeń zawierają się odpowiednio w przedziałach $(0,240-0,500) \sigma_c/f_c$ i $(0,703-0,900) \sigma_c/f_c$. I tak stwierdzono, że średnie wartości naprężeń σ_{im} w miarę wzrostu zawartości kruszywa drobnego w betonie początkowo rosną od poziomu $0,405 \sigma_c/f_c$ do $0,500 \sigma_c/f_c$. Gdy udział frakcji piaskowych przekracza 60% całości kruszywa, wartości tych naprężeń maleją zaś do poziomu $0,345 \sigma_c/f_c$. W przypadku betonu wykonanego na bazie kruszywa składającego się wyłącznie z bardzo drobnego piasku, średnie wartości tych naprężeń maleją nawet do poziomu $0,240 \sigma_c/f_c$. Z kolei średnie wartości naprężeń σ_{crm} rosną sukcesywnie wraz ze wzrostem zawartości kruszywa drobnego w betonie od poziomu $0,703 \sigma_c/f_c$ do poziomu $0,900 \sigma_c/f_c$. Przykładowe obliczenia wytrzymałości zmęczeniowej pozwalają wysnuć istotne spostrzeżenie praktyczne. Mianowicie, do wykonywania konstrukcji obciążonych w sposób wielokrotnie zmienny lub narażonych na przeciążenia korzystne wydaje się być stosowanie betonów zawierających 47,5–60% kruszywa drobnego w stosunku do całości kruszywa otoczakowego.

b) Obróbka termiczna w parze niskoprężnej różnie uziarnionych betonów powoduje obniżenie poziomów naprężeń σ_i o około $(0,05-0,10) \sigma_c/f_c$ i niewielkie podwyższenie poziomów naprężeń σ_{cr} w stosunku do poziomów tych naprężeń przynależnych porównywalnym betonom dojrzewającym normalnie. Stwierdzono, że średnie wartości naprężeń σ_{im} najbardziej ulegają obniżeniu wtedy, gdy beton jest obrabiany termicznie w temperaturze 80°C lub wyższej. W podobnym stopniu ulegają one także obniżeniu wtedy, gdy temperatura ta wynosi 80°C i równocześnie zawartość frakcji piaskowych w składzie betonu oscyluje w przedziale 47,5–60% w stosunku do całości kruszywa otoczakowego. W tych przypadkach obniżenie to wynosi około $0,10 \sigma_c/f_c$, w pozosta-

tych natomiast nie przekracza ono $0,05 \sigma_c/f_c$. Również w betonie formowanym na gorąco średni poziom naprężeń σ_{im} jest niższy o około $0,05 \sigma_c/f_c$, w stosunku do porównywalnego betonu dojrzewającego normalnie. Średnie wartości poziomów naprężeń σ_{crm} ulegają natomiast podwyższeniu o około $0,05 \sigma_c/f_c$ w betonach poddanych obróbce termicznej w parze niskoprężnej w temperaturze 80°C lub wyższej, niezależnie od uziarnienia zawartego w nich kruszywa, w stosunku do porównywalnych betonów dojrzewających normalnie. Nie obserwuje się natomiast podwyższenia średnich wartości poziomów naprężeń σ_{crm} w betonie obrabianym termicznie w parze niskoprężnej w temperaturze 60°C lub w betonie formowanym z gorącej mieszanki betonowej. Rezultaty te i wykonane przykładowe obliczenia wytrzymałości zmęczeniowej nasuwają uwagę praktyczną, że w konstrukcje obciążone w sposób wielokrotnie zmienny lub przeciążane nie jest korzystne wbudowanie betonu obrabianego termicznie w parze niskoprężnej w temperaturze 80°C lub wyższej. Betony takie mogą się wprawdzie charakteryzować, w stosunku do innych betonów, wyższą wytrzymałością na ściskanie powodowane długotrwałym obciążeniem stałym, jednak ich predyspozycja do wczesnego sygnalizowania zarysowania będzie słabsza.

c) Superplastyfikator i pył krzemionkowy bardzo istotnie wpływają na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonie ściskany. O ile w betonie pozbawionym takiej domieszki oraz dodatku i traktowanym jako porównawczy, średnie wartości poziomów naprężeń σ_{im} i σ_{crm} wynoszą odpowiednio $0,395 \sigma_c/f_c$ i $0,737 \sigma_c/f_c$, o tyle w betonie zawierającym dodatek superplastyfikatora są one wyższe i osiągają odpowiednio poziom $0,450 \sigma_c/f_c$ i $0,773 \sigma_c/f_c$. Z kolei w betonie, który zawiera zarówno superplastyfikator, jak i pył krzemionkowy średnie poziomy przedmiotowych naprężeń rosną w stosunku do podanych wyżej. Przy 3% zawartości tego dodatku w betonie w stosunku do wagi cementu średnia wartość naprężenia σ_{im} osiąga poziom $0,510 \sigma_c/f_c$, a naprężenie σ_{crm} osiąga poziom $0,810 \sigma_c/f_c$. Przy zwiększeniu zawartości pyłu krzemionkowego do 7%, w stosunku do wagi cementu, średnie wartości naprężeń σ_{im} i σ_{crm} rosną odpowiednio do poziomu $0,555 \sigma_c/f_c$ i $0,840 \sigma_c/f_c$. Wykonane na podstawie tych wyników przykładowe obliczenia wytrzymałości zmęczeniowej wskazują na to, że betony zawierające w składzie zarówno superplastyfikator, jak i pył krzemionkowy są predysponowane do pracy w konstrukcjach obciążonych w sposób wielokrotnie zmienny i narażonych na przeciążenia. Stosując te betony, należy jednak brać pod uwagę to, że dopiero ich końcowe stadium niszczenia jest wyraźnie sygnalizowane. Ponadto, przez analogię do betonów wykonanych z użyciem kruszywa wapiennego można wnioskować, że podobnie w kwestii zarysowania będą się zachowywać elementy zginane wykonane z przedmiotowych betonów. Podczas projektowania takich elementów wskazane jest więc zwrócenie większej uwagi na sprawdzanie stanu zarysowania.

d) Wilgoć ma bardzo istotny wpływ na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach ściskanych. W zależności od jej zawartości w betonie poziomy naprężenia σ_i zawierają się w przedziale $(0,200-0,450) \sigma_c/f_c$, a naprężeń σ_{cr} w przedziale $(0,710-0,900) \sigma_c/f_c$. I tak, średnie wartości naprężeń σ_{im} w miarę wzrostu wilgotności betonu

początkowo rosną od poziomu $0,300 \sigma_c/f_c$ przy wilgotności 0% do poziomu $(0,410 - 0,450) \sigma_c/f_c$ przy wilgotności zbliżonej do około 2,60%, a następnie maleją i w betonach całkowicie nasyconych wodą wynoszą $0,200 \sigma_c/f_c$. Jeśli stan pełnego nasycenia betonu wodą utrzymuje się przez dłuższy czas, to poziom tych naprężeń rośnie. Stwierdzono, że po upływie 270 dni stanowi on $0,300 \sigma_c/f_c$. Z kolei średnie wartości naprężeń σ_{crm} w miarę wzrostu zawartości wilgoci w betonie początkowo maleją od poziomu $(0,800 - 0,825) \sigma_c/f_c$ przy wilgotności 0% do poziomu $(0,710 - 0,726) \sigma_c/f_c$ przy wilgotności zbliżonej do około 2,20%, a następnie rosną i w betonach całkowicie nasyconych wodą wynoszą $0,900 \sigma_c/f_c$. Nie zaobserwowano, aby wydłużenie czasu przebywania betonu w wodzie powodowało wzrost lub obniżenie poziomów tych naprężeń. Stwierdzone w badaniach wyraźne obniżenie poziomów naprężeń σ_i w betonach całkowicie nasyconych wodą i wiążące się z tym wyraźne obniżenie ich wytrzymałości zmęczeniowej jest niezmiernie istotne dla trwałości i bezpieczeństwa konstrukcji, które podlegają obciążeniom wielokrotnie zmiennym lub przeciążeniom i podczas eksploatacji zostaną zawilgocone. Z drugiej zaś strony bardzo wysoki poziom naprężeń σ_{cr} w betonach zawilgoconych wodą można uznać za korzystny z punktu widzenia ich wysokiej wytrzymałości na ściskanie powodowane długotrwałym obciążeniem stałym.

e) Zaolejenie olejem mineralnym powoduje w różnie uziarnionych betonach ściskanych obniżenie poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w stosunku do poziomów tych naprężeń określonych w porównywalnych betonach niezaolejonych. Wynika to z badań betonów zaolejonych olejem mineralnym Lux 10, przebywających w tym środowisku przez 270 dni. Największe obniżenie poziomu naprężeń σ_i stwierdzono w betonie zaolejonym, w którym udział frakcji piaskowych stanowi 60% całości kruszywa otoczkowego. Wynosi ono $0,10 \sigma_c/f_c$. Z kolei w przypadku naprężeń σ_{cr} , bez względu na zawartość kruszywa drobnego w betonie, ich poziom są niższe o $0,05 \sigma_c/f_c$ w stosunku do tych, jakie odpowiadają porównywalnym betonom niezaolejonym. Można więc przypuszczać, że zarówno wytrzymałość zmęczeniowa, jak i wytrzymałość na ściskanie powodowane długotrwałym obciążeniem stałym, będą w zaolejonych betonach niższe w stosunku do tych wytrzymałości charakteryzujących porównywalne betony niezaolejone. Warto zwrócić na to uwagę zwłaszcza wtedy, gdy wraz ze zmianą przeznaczenia obiektu z zaolejonymi elementami konstrukcyjnymi rozpatrywana jest zmiana charakteru występujących dotychczas obciążeń.

f) W ściskanym betonie impregnowanym polimerem nie jest możliwe jednoznaczne ustalenie poziomu naprężeń σ_i , gdy tymczasem w porównywalnym betonie nieimpregnowanym poziom ten wynosi $0,50 \sigma_c/f_c$. Wynika to z charakteru niszczenia wzmocnionej inkluzją polimerową struktury betonu, który nie jest trójstadialny jak w przypadku innych badanych betonów, lecz raczej dwustadialny. W przebiegu pierwszego stadium tego procesu, obejmującego przedział naprężeń $(0 - 0,90) \sigma_c/f_c$, obserwowana jest za pomocą metody EA charakterystyczna „kaskadowość”, bardzo wyraźnie nasilająca się od poziomu naprężeń około $0,55 \sigma_c/f_c$. Wskazuje ona na istnienie, zwłaszcza w przedziale $(0,55 - 0,90) \sigma_c/f_c$, kilku poziomów naprężeń mogących być uznanymi za inicjujące,

przy których następuje „chwilowa” stabilna propagacja mikropęknięć przechodząca z kolei w „chwilową” gwałtowną propagację mikropęknięć. Górny poziom podanego przedziału naprężeń odpowiada w betonie impregnowanym polimerem naprężeniu σ_{cr} . Poziom tego naprężenia, wynoszący $0,90 \sigma_c/f_c$, jest wyższy niż w porównywalnym betonie nieimpregnowanym, w którym wynosi on $0,80 \sigma_c/f_c$. Uzyskane wyniki wskazują na korzystny, z punktu widzenia przebiegu destrukcji naprężeniowej, wpływ mechanizmów wzmocnienia betonu inkluzją polimerową.

5. Z analizy zamieszczonych w pracy rezultatów badań zarówno własnych, jak i obcych wynika, że w zależności od oddziałujących na beton ściskany czynników technologicznych i niemechanicznych czynników eksploatacyjnych poziomy naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} zawierają się w bardzo szerokich przedziałach. Naprężenia σ_i oscylują w przedziale $(0,17-0,60) \sigma_c/f_c$. Według przyjętego w pracy podziału, niskie poziomy tych naprężeń objęte są granicami $0,17-0,35 \sigma_c/f_c$. Są one charakterystyczne przede wszystkim dla tych betonów, które: zostały zamrożone w pierwszej dobie twardnienia lub dojrzewały w temperaturach ujemnych, zostały całkowicie nasyczone wodą lub wysuszone i pozbawione wody wolnej, mają wiek nie przekraczający 28 dni, w których udział frakcji piaskowych przekracza 60% całości kruszywa otoczkowego, dojrzewały w sposób przyspieszony w parze niskoprężnej w temperaturze 80°C lub wyższej. Przeciętne poziomy naprężeń σ_i , objęte granicami $0,36-0,45 \sigma_c/f_c$, są charakterystyczne dla najszerszej grupy betonów, w tym m.in.: dojrzewających w normalnych warunkach cieplno-wilgotnościowych, dojrzewających w różnych warunkach powietrzno-suchych, w których udział frakcji piaskowych nie przekracza 60% całości kruszywa otoczkowego, obrabianych termicznie w parze niskoprężnej w temperaturze niższej niż 80°C , formowanych z gorącej mieszanki betonowej, wykonanych z dodatkiem superplastyfikatora. Wysokimi poziomami naprężeń σ_i , wyższymi od $0,45 \sigma_c/f_c$, charakteryzuje się wąska grupa betonów. Zaliczają się do niej przede wszystkim betony dojrzewające w normalnych warunkach cieplno-wilgotnościowych i wykonane z użyciem kruszywa wapiennego oraz betony wykonane z domieszką superplastyfikatora i dodatkiem pyłu krzemionkowego. Z kolei poziomy naprężeń krytycznych σ_{cr} zawierają się w zasadzie w przedziale $(0,66-0,91) \sigma_c/f_c$. Niskie wartości tych naprężeń, nie przekraczające poziomu $0,75 \sigma_c/f_c$, są charakterystyczne przede wszystkim dla tych betonów, które: uległy zamrożeniu w pierwszej dobie twardnienia, dojrzewały w temperaturach ujemnych, zawierają nie więcej niż 20% frakcji piaskowych w stosunku do całości kruszywa otoczkowego. W środkowej części podanego przedziału, objętej granicami $0,76$ i $0,85 \sigma_c/f_c$, mieszczą się przeciętne wartości tych naprężeń charakterystyczne dla większości betonów. Wysokie wartości naprężeń σ_{cr} , wyższe od poziomu $0,85 \sigma_c/f_c$, są zaś charakterystyczne m.in. dla betonów: wykonanych z użyciem kruszywa otoczkowego o punkcie piaskowym 100%, wykonanych z użyciem kruszywa wapiennego, dojrzewających w parze niskoprężnej w temperaturze wyższej niż 80°C , wykonanych z domieszką superplastyfikatora i dodatkiem pyłu krzemionkowego, całkowicie nasyconych wodą, zaimpregnowanych polimerem i zawierających rozproszo-

ne mikrozbrojenie stalowe. Zebrane w tym wniosku informacje mogą stanowić wskazówki do projektowania betonów o żądanych, w zależności od ich przeznaczenia, wysokich lub niskich wartościach naprężeń inicjujących σ_i lub krytycznych σ_{cr} .

6. Wydaje się celowe poszerzenie w pewnych przypadkach charakterystyki wytrzymałościowej betonu ściskanego o wartości naprężeń inicjujących σ_i i krytycznych σ_{cr} , stanowiące mierniki procesów destrukcyjnych zachodzących w całym zakresie obciążeń. Przypadki te mogą dotyczyć zarówno konstrukcji z betonu obciążonych w sposób wielokrotnie zmienny lub podlegających przeciążeniom, jak też konstrukcji obciążonych długotrwale obciążeniem stałym. Z myślą o bezpieczeństwie i trwałości takich konstrukcji szczególnie pożądane jest uzależnienie wytrzymałości zmęczeniowej betonu ściskanego nie tylko od liczby i parametrów cykli obciążenia, ale również od czynników technologicznych związanych ze składem mieszanki betonowej i warunkami jej tężenia i dojrzewania oraz od czynników eksploatacyjnych uwzględniających warunki pracy tego tworzywa. Pożądane jest także uzależnienie od tych czynników wytrzymałości betonu na ściskanie powodowane długotrwałym obciążeniem stałym. Uzależnienie to jest możliwe przez powiązanie tych wytrzymałości z wartościami naprężeń σ_i i σ_{cr} . Z myślą o bezpieczeństwie i trwałości możliwe i wskazane jest także uzależnienie od naprężeń σ_i i σ_{cr} wytrzymałości obliczeniowych na ściskanie wyznaczających nieprzekraczalny poziom wyężenia betonu dla nośności sprężystej w fazie użytkowej niektórych konstrukcji, gwarantujący sprężyste zachowanie się takich konstrukcji przy dowolnym układzie obciążeń normowych.

7. Przedstawione w rozprawie wyniki badań własnych i analizy nie wyczerpują wszystkich omówionych lub z konieczności tylko zasygnalizowanych problemów. Autor dostrzega potrzebę kontynuacji rozwiniętej w pracy problematyki, a postulowane kierunki dalszych badań są następujące:

a) Ustalenie wpływu wybranych niemechanicznych czynników eksploatacyjnych, w tym zwłaszcza wilgoci, na kształtowanie się poziomów naprężeń σ_i i σ_{cr} w betonach wysokowartościowych.

b) Poznanie wpływu domieszek i dodatków przydatnych w otrzymywaniu betonów bardzowysokowartościowych o klasach od B100 do B150 na przebieg destrukcji naprężeniowej tych ściskanych materiałów.

c) Podjęcie próby powiązania naprężeń σ_i i σ_{cr} z charakterystykami nieliniowej mechaniki pękania w celu stworzenia ogólnego kryterium ilościowej klasyfikacji odporności betonu na zarysowanie.

d) Opracowanie szczegółowych zaleceń dotyczących projektowania betonu, pozwalających świadomie uzyskiwać pożądane poziomy naprężeń σ_i i σ_{cr} zgodnie z przewidywanym przeznaczeniem tego tworzywa.

Literatura

- [1] ALEXANDER K.M., *Microcracking in concrete*. ACI Journal, Vol. 60, No. 12, 1963, 1787–1798.
- [2] ALFORD N. MCN., POOLE A.B., *The effect of shape and surface texture on the fracture toughness of mortars*. Cement and Concrete Research, Vol. 9, No. 5, 1979, 583–589.
- [3] ANTRIM J.C., McLAUGHLIN J.F., *Fatigue study of air-entrained concrete*. ACI Journal, Vol. 55, No. 11, 1959.
- [4] BACHE H.H., *Fracture mechanics in design of concrete and structures*. RILEM International Conferences on Fracture. Mechanics of Concrete. Lausanne 1, 1985, 431–440.
- [5] BAKIROV P.O., EMYŠEV M.V., MAJSTRENKO V.N., *Vlijanie skorosti nagruženija na granicy mikrotreščinoobrazovanija vysokopročnyh betonov*. Beton i Železobeton, 9, 1982, 32–34.
- [6] BARNES B.D., DIAMOND S., DILCH W.L., *Micromorphology of the interfacial zone around aggregates in portland cement mortar*. Journal American Ceramic Society, 1979, Vol. 62, 21–24.
- [7] BAŽANT Z.P., *Theory of creep and shrinkage in concrete structures: a précis of recent developments*. Mechanics Today, 2, Pergamon Press, 1975.
- [8] BAŽANT Z.P., OH B.H., *Crack band theory for fractures of concrete*. Materials and Structures, Vol. 16, No. 93, 1983, 773–782.
- [9] BEJZA A., *On the factors influencing the strength of cement paste*. Cement and Concrete Research, Vol. 2, 1972, 67–78.
- [10] BENTUR A., GOLDMAN A., COHEN M.D., *The contribution of the transition zone to the strength of high quality silica fume concretes*. In: Bonding in Cementitious Composites, eds. S. Mindess, SP. Shah, Boston, 1987, Materials Research Society, Vol. 114, Pittsburg, 1988, 97–103.
- [11] BERES L., *Relationship of deformational processes and structure change in concrete*. Civil Engineering Materials Conference, Structure Mechanics and Engineering Design. Southampton, 1969, ed. M.Téni, London, 1971.
- [12] BERES L., *Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading*. ACI Journal, Vol. 69, No. 4, 1971, 304–305.
- [13] BERG O.Ja., *K voprosu o pročnosti i plastičnosti betona*, DAN, SSSR, t. 70, No. 4, Izdatelstwo AN SSSR, 1950.
- [14] BERG O.Ja., *Fizičeskie osnovy teorii pročnosti betona i železobetona*. Strojizdat, Moskva, 1961.
- [15] BERG O.Ja., *Nekotorye rezultaty issledovanija fiziko-mechaničeskich svojstv betona*. Trudy Koordinacionnyh Soveščanij po Gidrotehnikе, Vypusk XIII, Moskva, 1964.
- [16] BERG O.Ja., *O predelnom sostojanij železobetonnyh konstrukcij po dolgovečnosti betona*. Beton i Železobeton, No. 11, 1964.
- [17] BERG O.Ja., PISANKO G.H., CHROMIEC Ju.N., *Issledovanie fizičeskogo processa razruženija betona na pročnost i deformativnye svojstva betona*. Trudy CNIIS, Vypusk VI, Issledovanija i deformativnye svojstva betona transportnyh sooruzenij, Moskva, 1966, 5–41.

- [18] BERG O.Ja., CHROMIEC Ju.N., *Vlijanie dlitel'nogo zagrúženija na pročnosť i deformativnye svojstva betona*, Issledovanija pročności i dolgovečnosti betona transportnyh soorúženij, Trudy CNIIS, Vypusk VI, Moskva, 1966.
- [19] BILISZCZUK J., *Beton – tworzywo do budowy mostów*. Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej nr 32, Seria: Monografie, Nr 10, 1986.
- [20] BILISZCZUK J., RAJSKI O., *Strain measurement and acoustic emission methods for testing the process of failure of high strength silica fume concrete*. „Challenges to Civil and Mechanical Engineering in 2000 and Beyond”. Proceedings of the International Conference, Vol. II, Wrocław, 1997, 129–130.
- [21] BILISZCZUK J., RAJSKI O., *Odształcalność i proces niszczenia betonów wysokowartościowych*. Inżynieria i Budownictwo, nr 12, 1997, 623–627.
- [22] BLAKEY F.A., *Some considerations of the cracking or fracture of concrete*. Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 52, No. 615, London, 1957.
- [23] BŁASZCZYŃSKI T., *Destrukcja betonu pod wpływem produktów ropopochodnych*. Politechnika Poznańska, Seria Rozprawy, nr 305, Poznań 1995.
- [24] BOGUCKA J., *Wpływ wilgotności dojrzałego betonu keramzytowego na jego właściwości*. Rozprawy, nr 299, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1994.
- [25] BOWMAN A.W., HÄRDLE W., *Bootstrapping in Nonparametric Regression: Local adaptive smoothing and confidence bands. Theory and Methods*. Journal of American Statistical Association, Vol. 83, No. 401, 1988.
- [26] BRANDT A.M., THIEL K., *Odształcenia powolne betonu*. Rozprawy Inżynierskie, t. 8, z. 3, 1960, 464–507.
- [27] BRANDT A.M., *Odształcalność betonu w świetle pomiarów sześciu składowych stanu odkształcenia*. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Polskiej Akademii Nauk, Arkady, Warszawa, 1968.
- [28] BRANDT A.M., (red.) *Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych*. Polska Akademia Nauk, Ossolineum, Wrocław, 1974.
- [29] BRANDT A.M., BURAKIEWICZ A., KAJFASZ S., KASPERKIEWICZ J., KOWALCZYK R., PIETRZYKOWSKI J., *Kompozyty betonowe – ich struktura i własności mechaniczne*. W: Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, Polska Akademia Nauk, Ossolineum, Wrocław, 1974, 9–273.
- [30] BRANDT A.M., *Zastosowanie doświadczalnej mechaniki zniszczenia do kompozytów o matrycach cementowych*. W: Mechanika kompozytów betonopodobnych, A.M. Brandt (red.), Polska Akademia Nauk, Ossolineum, Wrocław, 1983, 449–501.
- [31] BRANDT A.M., *Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych (BWW)*. II Konferencja Naukowo-Techniczna Zagadnienia Materiałowe w Inżynierii Lądowej MATBUD'98, Kraków, 1998, 21–30.
- [32] BRANDT A.M., *Optimization Methods for Material Design of Cement-Based Composites*. E&FN Spon, London, 1998.
- [33] BRANDZEG A., *Failure of a material composed of non-isotropic elements*. Bruns Bokhandel, Det. Kongeline Norske Videnskabers Selskabs Skrifter, No. 2, Trondheim, 1927.
- [34] BRONIEWSKI T., OLEK J., ŚLIWIŃSKI J., *Influence of structure forming factors of concrete on the effects of their impregnation with polymers*. Proceedings of the III International Congress on Polymer in Concrete, Vol. II, Koriyama, 1981, 1011–1022.
- [35] BRONIEWSKI T., ŚLIWIŃSKI J., *Studium über die Rolle der Polymerphase im Impregnierten Beton. IV Internationaler Kongress – Polymer und Beton*. TH Darmstadt, 1984, 247–249.

- [36] BRONIEWSKI T., ŚLIWIŃSKI J., *Wzmacniająca rola fazy polimerowej w betonach impregnowanych*. Archiwum Inżynierii Ładowej, t. 32, z. 3, 1986, 453–463.
- [37] BRONIEWSKI T., HOŁA J., ŚLIWIŃSKI J., *Application de la méthode d'émission acoustique aux essais du comportement du béton imprégné de polymère soumis à la compression*. Materials and Structures, 27, 1994, 331–337.
- [38] BROWN S.D., BIDDULPH R.B., WILCOX P.D., *A strength-porosity relation involving deferent pore geometry and orientation*. Journal of the American Ceramic Society, Vol. 47, No. 7, 1964, 320–322.
- [39] BRUNARSKI L., RUNKIEWICZ L., *Podstawy i przykłady stosowania metod nieniszczących w badaniach konstrukcji z betonu*. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 1983.
- [40] BUKOWSKI B., *Technologia betonu, cz. I. Spoiwo, kruszywo, woda*. W: Budownictwo betonowe, t. I, cz. 1, Arkady, Warszawa, 1963.
- [41] BUYUKOZTRUK O., NILSON A.H., SLATE F.O., *Stress-strain response and fracture of a concrete model in biaxial loading*. ACI Journal, Vol. 69, No. 8, 1971.
- [42] CARRASQUILLO R.L., SLATE F., NILSON A.H., *Microcracking and behavior of high-strength concrete subject to short-term loading*. ACI Journal, Vol. 78, No. 3, 1981, 179–186.
- [43] CHATTERJI S., JENSEN A.D., *Formation and development of interfacial zone between aggregates and Portland cement pastes in cement-based materials*. In: Interfaces in Cementitious Composites, ed. J.C. Maso, E&FN Spon, London, 1992, 3–12.
- [44] CHRABCZYŃSKI G., *Obróbka cieplna betonu w przemysłowej produkcji prefabrykatów. Podstawy naukowe projektowania*. Prace Naukowe Budownictwo, zeszyt 68, Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1980.
- [45] CILOSANI Z.N., DŽUGELI D.D., *Akustičeskaja emissija i ocenka processa destrukcij betona pri szatij*. Stroitelstvo i Architektura, 1984, No. 13.
- [46] CISKRELI G.D., *O rastiažnosti armirovannyh betonov*. Beton i Železobeton, No. 3, 1963, 124–127.
- [47] CONG X., GONG S., DARWIN D., McCABE S.L., *Role of silica fume in compressive strength of cement paste, mortar and concrete*. ACI Journal, Vol. 89, No. 4, 1992, 375–387.
- [48] COOK D.J., HAQUE M.N., *The effect of sorption on the tensile creep and strength reduction of desiccated concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 4, No. 3, 1974, 367–379.
- [49] COOK D.J., CHINDAPRASIRT P., *Influence of loading history upon the compressive properties of concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 111, 1980, 89–100.
- [50] COUVREUR J., THIMUS J., *Cracking process of rocks in lab tests predicted by correlation with ultrasonics, acoustic emission and computer tomography*. International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Berlin, 1995, 779–789.
- [51] DALHUISEN D.H., STROEVEN P., MOCZKO A.T., *Effect of grain size and steel fibres on damage evolution in cementitious composites*. 2 International Scientific Conference Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures, Łódź, 1996, 53–58.
- [52] DESAYI P., VISWANATHA S.C., *True ultimate strength of plain concrete*. Bulletin RILEM, 36, 1967.
- [53] DETWILER R.J., DALGLEISH B.J., WILLIAMSON R.B., *Assessing the durability of concrete in freezing and thawing*. ACI Journal, Vol. 86, No. 2, 1989.
- [54] DHIR R.H., SANGHA M., *Development and propagation of microcracks in plan concrete*. Matériaux et Construktions, No. 37, 1974, 17–23.
- [55] DIAMOND S., *The microstructure of cement paste in concrete*. VIII International Congress Chem. Cement, Rio de Janeiro, 1986, Vol. IV, 195–199.

- [56] DIAMOND S., *Cement paste microstructure in concrete*. In: Microstructural Development during Hydration of Cement, eds. L.J. Struble, P.W. Brown, Materials Research Society, Pittsburgh, 1987, 21–31.
- [57] DIAMOND S., HUANG J., *The Interfacial Transition Zone: reality or a myth?* „The Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites”, eds. A. Katz, A. Bentur, M. Alexander, G. Arliguie. RILEM 2nd International Conference, Haifa, 1998, 1–40.
- [58] DOUGLL J.W., *A mathematical model of the failure of cement paste and mortars*. Magazine of Concrete Research. Vol. 19, No. 60, 1967, 135–142.
- [59] DOUGILL J.W., *Further consideration of a mathematical model for progressive fracture of a heterogeneous material*. Magazine of Concrete Research. Vol. 23, No. 74, 1971, 5–10.
- [60] DOUGILL J.W., BURT N.J., *Progressive failure of random network structures*. International Conference on Fracture, Munich, 1973, Paper VI-422.
- [61] DRAPER N.R., SMITH H., *Analiza regresji stosowana*. PWN, Warszawa, 1973.
- [62] EVANS R.H., *Extensibility and modulus of rupture of concrete*. The Structural Engineering, Vol. 24, No. 12, 1946.
- [63] EVANS A.G., *Residual stress measurement using acoustic emission*. Journal of the American Ceramic Society, 58, 1975, 239–246.
- [64] FARRAN J., *Contribution minéralogique l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés*. Review Matériaux Constr. Travaux Publiés, No. 490–491, 155–172, No. 492, 1956, 191–209.
- [65] FEINEIS N., *Anwendung der Schallemissionsanalyse (SEA) als zerstörungsfreies Prüfverfahren für Beton*. Dissertation D17, Darmstadt, 1982.
- [66] FLAGA K., *Energetyczne podstawy wzrostu wytrzymałości betonu tężącego w warunkach obróbki termicznej*. Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej nr 3, Kraków, 1971.
- [67] FLAGA K., FURTAK K., *Wpływ rodzaju kruszywa na poziomy naprężen krytycznych w betonie ściskanym*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 27, z. 4, 1981, 653–666.
- [68] FLAGA K., WILCZYŃSKI T., *Odształcenia skurczowe w pryzmatycznych elementach betonowych obciążonych niejednorodnym polem wilgoci*. Wydawnictwo Komisji Budownictwa PAN – Oddział Kraków, Kraków, 1982.
- [69] FLAGA K., FURTAK K., *Wpływ jakości kruszywa na zarysowanie belek żelbetowych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 28, z. 1–2, 1982, 114–133.
- [70] FLAGA K., FURTAK K., *O potrzebie zejścia na poziom obserwacji typu mikro w teorii konstrukcji obiektów mostowych z betonu*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Środki ochrony i inne sposoby zapewnienia trwałości mostów”, Płock, 1985, 36–45.
- [71] FLAGA K., FURTAK K., PIWOWARCZYK K., *O możliwości destrukcji naprężeniowej betonu strefy ściskanej w żelbetowych mostach drogowych*. Konferencja Naukowo-Techniczna, „Środki ochrony i inne sposoby zapewnienia trwałości mostów”, Płock, 1985, 46–52.
- [72] FLAGA K., FURTAK K., *Czynniki technologiczne a morfologia rys w belkach żelbetowych*. Inżynieria Lądowa. Wydawnictwo Komisji Budownictwa PAN – Oddział Kraków, Ossolineum, Wrocław, 1987.
- [73] FLAGA K., *O pewnych problemach wytrzymałości eksploatacyjnej betonowych przęseł mostowych*. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Poznań, nr 3, 1990, 22–29.
- [74] FLAGA K., MOCZKO A.T., *Evaluation of the ability of microcracked concrete to self healing*. In: Fracture Behaviour and Design of Materials and Structures, ed. by D. Firrao. Engineering Materials Advisory Services LTD, Warley, 1990, 773–779.

- [75] FLAGA K., MIERZWA J., *Betony o dużej trwałości i wysokiej wytrzymałości (HSC) jako realizacja nowej materiałowo-technologicznej koncepcji kompozytu konstrukcyjnego*. Przegląd Budowlany, nr 8-9, 1992, 342-344.
- [76] FLAGA K., *Wpływ naprężeń własnych na destrukcję i parametry wytrzymałościowe betonu*. Inżynieria i Budownictwo, nr 6, 1995, 315-322.
- [77] FOURÉ B., *Résistance du béton sous contrainte soutenue, La technique française du béton pre-contraint*, IX Congrès International de la FIP, Stockholm 1982, Dragages et Travaux Publiés, 377-384.
- [78] FRĄCKIEWICZ R., *Zastosowanie mechaniki pękania do oceny własności mechanicznych modelowanych zaczynów i zapraw cementowych*. Praca doktorska. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1982.
- [79] FREYSSINET E., *Une révolution dans techniques du béton*. Dragages et Travaux Publiés, Paris, 1939.
- [80] FURTAK K., *Wpływ mikrodefektów strukturalnych w betonie na pracę mostowych belek żelbetowych*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 1979.
- [81] FURTAK K., *Wytrzymałość betonu poddanego obciążeniom wielokrotnie powtarzalnym*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 30, z. 4, 1984, 677-697.
- [82] FURTAK K., *Ein Verfahren zur Brechnung der Betonfestigkeit unter schwellenden Belastungen*. Cement and Concrete Research, Vol. 17, 1984, 855-865.
- [83] FURTAK K., *Nośność przekrojów normalnych w zginanych elementach żelbetowych poddanych obciążeniom zmiennym ze szczególnym uwzględnieniem obiektów mostowych*, Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 4, 1985.
- [84] FURTAK K., *Wytrzymałość eksploatacyjna betonu*. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Poznań, nr 3, 1990, 45-58.
- [85] FURTAK K., *Wpływ wybranych czynników technologicznych na wytrzymałość zmęczeniową betonu*. Cement-Wapno-Beton, nr 4, 1997, 148-150.
- [86] GARBOCZI E.J., BENTZ D.P., *Aggregate-cement paste interfacial zone in concrete*. Journal of Material Research, Vol. 6, No. 1, 1991, 196-201.
- [87] GLÜCKLICH J., *The effect of microcracking on time-dependent deformations and the long-term strength of concrete*. Cement and Concrete Association, London, 1968, 176-189.
- [88] GODYCKI-ĆWIRKO T., *Mechanika betonu*. Arkady, Warszawa, 1982.
- [89] GOLDMAN A., BENTUR A., *Effects of pozzolanic and non-reactive microfillers on the transition zone in high strength concretes*. In: Interfaces in Cementitious Composites, ed. J.C. Maso, E&FN Spon, London, 1992, 53-61.
- [90] GRABIEC K., *Wpływ olejów mineralnych na wytrzymałość i odkształcalność żwirowych betonów konstrukcyjnych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 19, z. 3, 1973, 567-572.
- [91] GRANDET J., OLLIVIER J.P., *Orientation des hydrates au contact des granulates*. VII International Congress Chem. Cement, Paris, 1980, 63-68.
- [92] GREEN A.T., *Stress wave emission and fracture of prestressed concrete reactor vessel materials*. Technical Report, DRC-73-3, Livermore, 1971.
- [93] GRIFFITH A.A., *The phenomena of rupture and flow in solids*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Vol. 221, London, 1920, 163-198.
- [94] GRZELAK E., *Określenie marek kruszyw naturalnych na tle wytrzymałości materiałów kruchych*. Inżynieria i Budownictwo, nr 4, 1966.
- [95] HANSEL H., *Podstawy rachunku błędów*. PWN, Warszawa, 1968.

- [96] HANSEN T.C., NIELSEN K.E.C., *Influence of aggregate properties on concrete shrinkage*. ACI Journal, Vol. 62, No. 7, 1965, 783–794.
- [97] HIGGINSON E.C., WALLACE G.B., ORE E.L., *Effect of maximum size of aggregate on compressive strength of mass concrete*. ACI Journal, Sp. Public. No. 6, 1963, 219–256.
- [98] HILLERBORG A., MODEER M., PETERSSON P.E., *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and Concrete Research, Vol. 6, No. 6, 1976, 773–782.
- [99] HILLERBORG A., *Analysis of one single crack*. In: Fracture mechanics of concrete. Elsevier Amsterdam, 1983, 223–249.
- [100] HOGNESTAD E., HANSON N.W., MCHENRY D., *Concrete stress distribution in ultimate strength design*. ACI Journal, Vol. 52, No. 4, 1955.
- [101] HOŁA J., MOCZKO A., *Analiza procesu niszczenia wybranych struktur betonowych przy wykorzystaniu metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej*. Praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1984.
- [102] HOŁA J., MOCZKO A., PYSZNIAK J., *Możliwości wykorzystania metody emisji akustycznej w badaniach betonu*. Przegląd Budowlany, nr 11, 1988, 477–479.
- [103] HOŁA J., PYSZNIAK J., *Einfluss der Gesteinskörnung auf die Schallemission bei Beton*. Wissenschaftliche Berichte THZ, 966, Heft 18, Zittau, 1988, 82.
- [104] HOŁA J., STUS R., *Niektóre zagadnienia z zakresu mechaniki niszczenia betonów o dużym punkcie piaskowym*. Cement–Wapno–Gips, nr 1, 1989, 4–6.
- [105] HOŁA J., *Investigations of the influence of aggregate grading on the destruction process in compressed concrete*. In: Fracture Behaviour and Design of Materials and Structure, ed. by D. Firrao, Engineering Materials Advisory Services LDT, Warley, 1990, 595–598.
- [106] HOŁA J., *Spannungsbedingte Zerstörung des wärmebehandelten Betons beurteilt anhand des Schallemissionsverfahrens*. Wissenschaftliche Berichte THZ, 1261, Heft 24, Zittau, 1990, 62–63.
- [107] HOŁA J., *Wybrane zagadnienia mechaniki niszczenia betonu poddanego przyspieszonemu dojrzewaniu*. Cement–Wapno–Gips, nr 10–11, 1990, 230–232.
- [108] HOŁA J., *Untersuchungen im Bereich der Mechanik der Zerstörung von Betonen mit grossen Sandpunkt*. Acta Academiae Polytechnicae. Pollack Mihaly, Pécs, 1990, 49–52.
- [109] HOŁA J., PYSZNIAK J., *Wpływ wilgotności betonu na przebieg niszczenia ocenianego metodami akustycznymi*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 36, z. 4, 1990, 423–435.
- [110] HOŁA J., *The influence of concrete humidity on its destruction process*. In: Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, eds. J.G.M. Van Mier, J.G. Rots, A. Bakker, E&FN Spon, Champaign and Hall, London, 1991, 859–869.
- [111] HOŁA J., PSZONKA A., *The influence of heat treatment on stress-evoked destruction in concrete*. Brittle Matrix Composites 3, eds. A.M. Brandt, I.H. Marshall. Elsevier Applied Science Publishers, London, 1991, 52–61.
- [112] HOŁA J., RANACHOWSKI Z., *Metoda emisji akustycznej w zastosowaniu do badania betonu*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 26, Warszawa, 1991.
- [113] HOŁA J., *Emisja akustyczna podczas obróbki termicznej betonu*. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 64, Seria: Konferencje, nr 20, Wrocław, 1991, 41–46.
- [114] HOŁA J., *Effects of aggregate grading on the stress degradation compressed concrete*. Archives of Civil Engineering, Vol. 38, No. 1–2, 1992, 85–101.

- [115] HOŁA J., *Studies on the effect of heat treatment on stress-produced failure in compressed concrete*. Engineering Transactions. Vol. 40, No. 1, 1992, 25–36.
- [116] HOŁA J., PSZONKA A., *Pomiar emisji akustycznej podczas niskoprężnej obróbki termicznej betonu*. Cement–Wapno–Gips, nr 4, 1992, 124–127.
- [117] HOŁA J., RANACHOWSKI Z., *Wykorzystanie metody emisji akustycznej w ocenie wpływu czynników technologicznych i eksploatacyjnych na proces niszczenia betonu*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 37, Warszawa, 1992.
- [118] HOŁA J., *Schallemission während der Wärmebehandlung des Betons im Niederdruckdampf*. 9 Kolloquium Schallemission. „Statusberichte zu Entwicklung und Anwendung der Schallemissionsprüfung”, Zittau, 1992, 275–283.
- [119] HOŁA J., *Effects of heat treatment on stress destruction of concrete with different grading*. In: Brittle Matrix Composites 4, eds. A.M. Brandt, V.C.Li, I.H. Marshall, Woodhead Publishing Limited, Cambridge, 1994, 455–462.
- [120] HOŁA J., *Emisja akustyczna w betonach*. W: Emisja akustyczna, źródła, metody zastosowania, red. I. Malecki i J. Ranachowski, Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1994, 223–240.
- [121] HOŁA J., ŚLIWIŃSKI J., *Anwendung der Schallemission bei Untersuchung der Spannungszerstörung des mit einem Polymer Imprägnierten Betons*. 10 Kolloquium Schallemission. „Statusberichte zur Entwicklung und Anwendung der Schallemissionsanalyse”, Jena, 1994, 201–209.
- [122] HOŁA J., ŚLIWIŃSKI J., *Spannungszerstörung des mit Polymer impregnierten Normalbetons beurteilt mit Schallemission*. Proceedings of an Interuniversity Research Seminar, Technical University of Wrocław – Eindhoven University of Technology, Wrocław, 1994, 69–74.
- [123] HOŁA J., *Role of thermal treatment in stress failure of concrete differing in its aggregate grain composition*. Engineering Transactions, Vol. 44, No. 1, 1996, 17–29.
- [124] HOŁA J., MATKOWSKI Z., *Charakter destrukcji naprężeniowej betonów zaolejonych określony metodą emisji akustycznej*. Cement–Wapno–Beton, nr 4, 1996, 1339–1342.
- [125] HOŁA J., MATKOWSKI Z., *Effect of oiling up on acoustic emission determined failure of concrete*. In: Mechanisms and Mechanics of Damage and Failure, ed. by J. Petit, Engineering Materials Advisory Services LTD, Warley, 1996, 1895–1899.
- [126] HOŁA J., *Effect of oiling up on the failure of concrete determined by acoustic emission*. Archives of Acoustics, Vol. 21, No. 2, 1996, 215–223.
- [127] HOŁA J., *Destrukcja naprężeniowa betonu ściskanego dojrzewającego w różnych warunkach wilgotnościowo-temperaturowych*. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 69, Seria: Konferencje, nr 22, Wrocław, 1997, 91–104.
- [128] HOŁA J., *Ocena wpływu warunków dojrzewania na wartości naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym*. Zeszyty Problemowe Badania Nieniszczące, nr 2, Z. Pawłowski (red.), Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich, Warszawa, 1997, 205–208.
- [129] HOŁA J., *Studies of failure of high-strength concrete*. Engineering Transactions, Vol. 46, No. 3–4, 1998, 333–351.
- [130] HOŁA J., *Badania betonów wysokowartościowych metodami akustycznymi*. W: Nowe kierunki technologii i badań materiałowych, red. J. Ranachowski, K. Raabe, W. Petrowski, Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1999, 89–96.
- [131] HOŁA J., POGAN K., RANACHOWSKI Z., *Application of the acoustic emission method to determine the mechanical properties of constructional materials*. W: Nowe kierunki technologii i badań

- materialowych, red. J. Ranachowski, J. Raabe, W. Petrowski, Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1999, 97–105.
- [132] HOŁA J., KAPELKO A., PSZONKA A., *Acoustic emission recorded during failure loading of high-strength concrete*. 3rd International Conference Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures, Wrocław, 1999, 95–98.
- [133] HOŁA J., *Acoustic-emission investigation of failure of high-strength concrete*. Archives of Acoustics, Vol. 24, No. 2, 1999, 233–244.
- [134] HSU T.C.T., *Fatigue of plain concrete*. ACI Journal, Vol. 79, No. 7–8, 1981, 295–305.
- [135] HSU T.C.T., *Mathematical analysis of shrinkage stress in a model of hardened concrete*. ACI Journal, Vol. 60, No. 3, 1963, 371–390.
- [136] HSU T.C.T., SLATE F.O., STURMAN G.M., WINTER G., *Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve*. ACI Journal, Vol. 60, No. 1, 1963, 209–224.
- [137] HSU T.C.T., SLATE F.O., *Tensile bond strength between aggregate and cement paste or mortar*. ACI Journal, Vol. 60, No. 4, 1963, 465–486.
- [138] IRWIN G.R., *Analysis of stresses and strains near the end of a crack transversing a plate*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 24, No. 1, 1957, 361–364.
- [139] JARMONTOWICZ A., *Wpływ mikrostruktury zaczynu na wytrzymałość betonu zwykłego*. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Seria: Monografie, rok XLV, Warszawa, 1990.
- [140] JAROSZYŃSKA A., RANACHOWSKI J., REJMUND F., *Emisja akustyczna w betonie przy naprężeniach termicznych i mechanicznych*. W: Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu. Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1996, 183–220.
- [141] JASICZAK J., MIKOŁAJCZYK P., *Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami. Przegląd tendencji krajowych i zagranicznych*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1997.
- [142] JENNINGS M.H., BHATY I.J., HODSON K.S., *Towards establishing relationships between micro-structure and properties of cement-based materials*. Ceramic Transactions, Vol. 16, Advances in Cementitious Materials, ed. by S. Mindess, 1990, 289–318.
- [143] JOHNSTON C.D., SIDWELL E.H., *Testing concrete in tension and in compression*. Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 65, 1968, 221–228.
- [144] JONES R., *A Method for studying the formation of cracks in a material subjected to stress*. British Journal of Applied Physics, Vol. 3, No. 7, 1, 1952, 229–232.
- [145] JOSHIDA H., *Über das elastischen Verhalten von Beton*. Berlin, 1930.
- [146] KAMIŃSKI M., KUBIAK J., ŁODO A., ADESIYUNA., *Researches on the physical and mechanical properties of spun-cast concrete*. Proceedings of the second Interuniversity Seminar on Research on Building Structures and Building Physics at Eindhoven, University of Technology Wrocław, Eindhoven, 1992, 229–233.
- [147] KAMIŃSKI M., KUBIAK J., ŁODO A. i inni, *Badania elementów konstrukcyjnych o przekroju pierścieniowym z betonu wirowanego*. M. Kamiński (red), Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 1996.
- [148] KASPERKIEWICZ J., *Dyfuzja wilgoci i deformacje skurczowe w betonie*. PWN, Warszawa, 1972.
- [149] KASPERKIEWICZ J., *Tensometryczne pomiary laboratoryjne długotrwałych pól odkształceń w betonie*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 50, Warszawa, 1973.
- [150] KASPERKIEWICZ J., *Struktura a procesy pęknięcia w kompozytach z kruchą matrycą*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 39, Warszawa, 1983.

- [151] KASPERKIEWICZ J., (red.), *Struktura a właściwości betonu i kompozytów betonopodobnych. Stan wiedzy w Polsce*. PWN, Warszawa, 1989.
- [152] KAYYALI O.A., *Porosity of concrete in relation to the nature of the paste-aggregate interface*. Materials and Structures, 20, 1987, 19–26.
- [153] KLUZ T., EYMAN K., *Projektowanie betonów*. Arkady, Warszawa, 1969.
- [154] KNOTT J.F., *Fundamentals of fracture mechanics*. Butterworths, London, 1973.
- [155] KONIECZNY K., *Wpływ naprężeń na prędkość fal ultradźwiękowych i wytrzymałość betonu ocenianą w oparciu o ultradźwiękową metodę badań*. Praca doktorska. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Wrocław, 1982.
- [156] KOSAKA Y., TANIGAWA Y., OTA F., *Effect of aggregate-matrix interaction on mechanical properties of concrete*. Proceedings of XVth Japanese Materials Research Congress, Kyoto, 1972, 128–132.
- [157] KOWALCZYK R., DILGER W., *Odształcalność betonu zbrojonego i niezbrojonego*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 44, 1971.
- [158] KOZAK L.A., MODRY S., *Relation between pore structure and microhardness of hardened cement pastes*. Pore Structure and Properties of Materials. Proceedings International Symposium RILEM, Prague, 1973, Academia Prague, 1974, Vol. 5, 139–148.
- [159] KRISHNASWAMY K.T., *Microcracking of plain concrete under uniaxial compression loading*. Indian Concrete Journal, Vol. 43, No. 4, 1969, 143–145.
- [160] KRÓL M., *Studium technologii strunobetonu trwale prasowanego*. Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 161, Budownictwo 24, Lublin, 1987.
- [161] KRYSICKI W., BARTOS J., DYCZKA W., KRÓLIKOWSKA K., WASILEWSKA M., *Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach*. PWN, Warszawa, 1986.
- [162] KUCHARSKA L., *Kształtowanie struktury wysokosprawnych betonów. Rola dodatków i domieszek*. Przegląd Budowlany, nr 8–9, 1992, 351–354.
- [163] KUCHARSKA L., BRANDT A.M., *Skład, technologia i właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych*. Inżynieria i Budownictwo, nr 9, 1993, 356–360.
- [164] KUCHARSKA L., *W/C – wskaźnik wpływu warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów zwykłych i WWB i ich podział*. Cement–Wapno–Beton, nr 2, 1999, 39–45.
- [165] KUCZYŃSKI W., *Wpływ kruszywa grubego na wytrzymałość betonu*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 4, z. 2, 1958, 181–209.
- [166] KUCZYŃSKI W. i inni, *Technologia betonu, cz. II. Projektowanie betonów*. W: Budownictwo betonowe, t. I, cz. 2, Arkady, Warszawa, 1972.
- [167] KUPFER H., HILSDORF H.K., RÜSCH H., *Behavior of concrete under biaxial stresses*. ACI Journal, Vol. 67, No. 8, 1969, 659–666.
- [168] KUŚNIERZ A., FLAGA K., *Obróbka termiczna betonu w polu mikrofalowym*. XXXIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1987, Referaty, t. 4, 85–90.
- [169] L'HERMITE M.R., *Que savons – nous de la déformation plastique et du fluage du béton*. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publiés, No. 117, 1957.
- [170] L'HERNITE R.G., *Volume change of concrete*. 4 th International Symposium Chemistry of Cement. Monograph 43, NBS, Washington, 1960.
- [171] LENKIEWICZ W., *Kryteria wytrzymałości betonu*, praca habilitacyjna. Warszawa, 1960.
- [172] LENKIEWICZ W., *Struktura a wytrzymałość betonu*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 6, z. 4, 1960, 539–569.

- [173] LEŚNIEWSKA M., POGORZELSKI A., *Wpływ porowatej struktury materiałów budowlanych na ruch kapilarny wody*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 27, z. 1, 1981, 123–140.
- [174] LINERS A.D., *Microcracking of concrete under compression and its influence on tensile strength*. Materials and Structures, 20, 1987, 111–116.
- [175] LJUBIMOVA T.J., PINUS E.R., *Processy kristallizacionnogo strukturoobrazovanija v zone kontakta miezdu zapolnitelem i vjažuščim v cementnom betone*. Kolloidnyj Žurnal, Vol. 24, No. 5, 1962, 576–587.
- [176] LUSCHE M., *Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal und Leichtbeton mit Geschlossenem Gefüge*. Schriftenreihe der Zement Industrie, Heft 39, 1972.
- [177] LUSCHE M., *The fracture mechanism of ordinary and light-weight concrete under uniaxial compression*. W: Własności mechaniczne i struktura kompozytów betonowych, A.M.Brandt (red.), Polska Akademia Nauk, PAN, Ossolineum, Wrocław, 1974, 423–440.
- [178] MALECKI I., *Charakterystyka i klasyfikacja sygnałów EA*. W: Emisja akustyczna, źródła, metody, zastosowanie, red. I. Malecki i J. Ranachowski, Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1994, 19–33.
- [179] MALISZKIEWICZ P., *Application of AE measurements to tests of concrete*. Scientific Papers of the Institute of Civil Engineering. Technical University of Wrocław, Wrocław, 40, 1989.
- [180] MALISZKIEWICZ P., *Acoustic emission-possibilities of application to tests of concrete structures*. Second Workshop on Bridge Engineering Research in Progress, Newada, 1990.
- [181] MALISZKIEWICZ P., *Acoustic emission monitoring of failure mechanism of concrete*. In: Failure of concrete structures, ed. T. Javor, Strbske Pleso, 1993.
- [182] MATKOWSKI Z., PAWLONKA A., *Analiza nieniszczących metod badania wilgotności betonu*, praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1982.
- [183] MAZARS J., *Evolution de la microfissuration dans le béton: formation de fissures*. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publiés, No. 398, 1981, 23–32.
- [184] McCABE W.M., KOERNER R.H., LORD A.E., *Acoustic emission behaviour of concrete laboratory specimens*. ACI Journal, Vol. 73, No. 7, 1976, 367–371.
- [185] MEHTA P.K., *Concrete: Structure, Properties and Materials*. Prentice-Hall, 1986.
- [186] MEHTA P.K., *Hardened cement paste-microstructure and its relation to properties*. VIII International Congress Chem. Cement, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1986, 113–121.
- [187] MEYERS B.L., SLATE F.O., WINTER G., *Relationship between time-dependent deformation and microcracking of plain concrete*. ACI Journal, Vol. 66, No. 1, 1969, 60–68.
- [188] MICHAJLOV A.V., *Pročnost betona v zavisimosti ot ego vlagosoderžanija*. Beton i Železobeton, No. 2, 1974, 18–19.
- [189] MIERZWA J., POGAN K., RANACHOWSKI Z., *The correlation between the generated acoustic emission and the compressive and static strength in plain and high strength concrete*. Archives of Acoustics, Vol. 22, No. 3, 1997, 333–342.
- [190] MINDESS S., YOUNG J.F., *Concrete*. Prentice-Hall, 1981.
- [191] MINDESS S., *Zastosowanie mechaniki zniszczenia do zaczynu cementowego, zaprawy i betonu*. W: Mechanika kompozytów betonopodobnych, A.M. Brandt (red.), Polska Akademia Nauk, Ossolineum, Wrocław, 1983, 377–407.
- [192] MINDESS S., *Mechanical performance of cementations systems*. In: Structure and performance of cements, ed. by P.Barnes, Applied Science Publishers, London 1983, 319–363.

- [193] MINDESS S., *Mechanical properties of the interfacial transition zone: a review*. ACI Journal, Sp. Poublic. No. 156, 1996, 1–10.
- [194] MINER M.A., *Cumulative damage in fatigue*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 1, 1945.
- [195] MOCZKO A.T., *Autogenous healing of plain concrete*. In: Brittle Matrix Composites 2, eds. A.M. Brandt, I.H. Marshall, Elsevier Applied Science, London, 1989, 259–263.
- [196] MOCZKO A., *Wpływ wybranych parametrów strukturalnych na właściwości mechaniczne i destrukcję naprężeniową betonu*. W: Struktura a właściwości betonu i kompozytów betonowych. Stan wiedzy w Polsce, red. J. Kasperkiewicz, PWN, Warszawa, 1989, 50–59.
- [197] MOCZKO A., *The age effect in cracking behaviour of plain concrete*. In: Brittle Matrix Composites 3, eds. A.M. Brandt, L.H. Marshall, Elsevier Applied Science Publishers, London, 1991, 234–239.
- [198] MOCZKO A., STROEVEN P., *Cracking behaviour of concrete stressed internally by expanding steel bar*. XXXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1992, Referaty, t. 2, 115–120.
- [199] MOCZKO A., PSZONKA A., STROEVEN P., *Acoustic emission as a useful tool for reflecting cracking behaviour of concrete composites*. International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), Berlin, 1995, Vol. 1, 805–811.
- [200] MOCZKO A., *Emisja akustyczna w badaniach betonu*. Inżynieria i Budownictwo, nr 1, 1996, 42–46.
- [201] MONTEIRO P.J.M., MASO J.C., OLLIVER J.P., *The aggregate-mortar interface*. Cement and Concrete Research, Vol. 15, 1985, 965–958.
- [202] MURAVIN G.B., ŠYROF A.F., *Issledovanie prirody akustičeskoj emissii pri statičeskom deformirovanii betona*. Mechanika Kompositnyh Materialov, 1985, No. 3, 557–560.
- [203] MURZEWSKI J., *Naprężenia i odkształcenia spawalnicze*. Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, nr 24, Kraków, 1968.
- [204] NEIMITZ A., *Podkrytyczny ruch szczeliny*. IV Konferencja Mechaniki Procesów Technologicznych. Politechnika Kielecka, Kielce, 1991, 199–213.
- [205] NEVILLE A.M., *Właściwości betonu*. Arkady, Warszawa, 1977.
- [206] NEWMAN K., *The structure and engineering properties of concrete*. Theory of Arch Dams: Proceedings of an International Symposium, Southampton, 1964. Ed. J.R. Rydzewski, Oxford. Pergamon Press, 1965, 683–712.
- [207] NEWMAN K., *The structure and properties of concrete-an introductory review*. Proceedings of an International Conference The Structure of concrete, London, 1968, Cement and Concrete Association, London, 1968, 13–32.
- [208] NEWMAN K., NEWMAN I.B., *Failure theories and design criteria for plain concrete*. Proceedings of the Civil Engineering Materials Conference, Southampton, 1969, ed. by M. Te'eni, London. Wiley-Interscience, Part 2, 963–996.
- [209] NGAB A.S., SLATE F.O., NILSON A.H., *Microcracking and time-dependent strain in high-strength concrete*. ACI Journal, Vol. 78, No. 4, 1981, 262–268.
- [210] NILSEN U., SANDBERG P., FOLLIARD K., *Influence of mineral admixtures on the transition zone in concrete*. In: Interfaces in Cementitious Composites, ed. by J.C. Maso, E&FN Spon, London, 1992, 65–70.
- [211] NOGIN S.J., *Issledovanie ultrazvukom narušenij struktury betona pod vozdejstviem nagruzki*. Beton i Żelezobeton, No. 11, 1960, 516–518.

- [212] OLLIVIER P.J., LUBROSO V., MASO C.J., MASSAT M., *Microcracking and durability of high strength concrete*. In: Brittle Matrix Composites 3, ed. by A.M. Brandt and I.H. Marshall, London, 1991, 269–277.
- [213] PARZNIĘWSKI Z., LIBURA S., *Elektrooporowa metoda wykrywania mikrorys na powierzchniach elementów poddanych obciążeniom*. Sesja Naukowa Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Krakowska, Kraków, 1976.
- [214] PASZKOWSKI W., *Technologia betonu*. PWT, Warszawa, 1950.
- [215] PAVIŠIĆ M.M., KORDIĆ DIKOVIĆ N.T., *Damage and fracture process in concrete a combined approach*. In: Mechanisms and Mechanics of Damage and Failure, ed. by J. Petit, Engineering Materials Advisory Series LTD, Warley, 1901–1906.
- [216] PENKALA B., PIASTA J., *Własności wapieni i dolomitów decydujące o ich przydatności do produkcji kruszywa do betonów*. XVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1971, Referaty, tom 2, cz. 4, 263–271.
- [217] PERRY C., GILLOTT E., *The influence of mortar-aggregate bond strength on the behaviour of concrete in uniaxial compression*. Cement and Concrete Research, Vol. 7, No. 5, 1977, 553–564.
- [218] PETERSSON P.E., *Fracture energy of concrete: Method of determination*. Cement and Concrete Research, Vol. 10, No. 2, 1980, 78–89.
- [219] PIASTA J., KRZYWOBŁOCKA R., STEBNICKA J. WESOŁOWSKI P., *Struktura betonu z kruszywem z wapienia zbitego*. Cement-Wapno-Gips, nr 7–8, 1969.
- [220] PIASTA J., *Badania kruszyw węglanowych z województwa kieleckiego i ich zastosowanie do betonów konstrukcyjnych*. Praca doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa, 1971.
- [221] PIASTA J., PIASTA W.G., *Beton zwykły*. Arkady, Warszawa, 1994.
- [222] PIASTA W.G., SAWICZ Z., PIASTA J., *Sulfate durability of concretes under constant sustained load*. Cement and Concrete Research, Vol. 19, 1989, 216–220.
- [223] PIASTA W.G., *Concrete durability as the function of stress level in sulphate attack*. Archives of Civil Engineering, Vol. XXII, No. 1, 1996, 29–45.
- [224] PIASTA W.G., SAWICZ Z., KOPROWSKI G., *Trwałość obciążonego betonu w warunkach agresywności chemicznej*. Inżynieria i Budownictwo, nr 6, 1996, 368–369.
- [225] PIDEK W., *Struktura strefy kontaktowej składników jako kryterium wytrzymałości betonu*. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, t. 4, 1980, 189–196.
- [226] PN-88/B-06250. *Beton zwykły*.
- [227] PN-91/S-10042. *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*.
- [228] POČTOVIK G.J., *Ispolzovanie ultrazvuka dla ocenki napriazennogo sostojanija i strukturnych izmenenij v obyčnom i keramzitovom betone*. Dissertacija, Moskovskij Avtomobilno-Dorožnyj Institut, Moskva, 1962.
- [229] PROKOPSKI G., *Badania wpływu warstwy stykowej kruszywo-zaprawa na odporność betonów na pękanie*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 35, z. 3–4, 1989, 349–372.
- [230] PROKOPSKI G., *Badanie wpływu rodzaju i ilości kruszywa grubego na odporność betonów na pękanie*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 36, z. 1–2, 1990, 121–135.
- [231] PROKOPSKI G., *Analiza związku struktury z odpornością betonów na pękanie*. Politechnika Częstochowska, Seria Monografie, nr 14, 1990.
- [232] *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie (aktualne oznaczenie PN-B-03264:1999)*.

- [233] PYSZNIAK J., *Wpływ wilgotności betonu na ocenę jego wytrzymałości przy pomocy betonoskopu ultradźwiękowego*. II Sesja Naukowa Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1963, 31–38.
- [234] PYSZNIAK J., HOŁA J., *Application of acoustic methods to assesment of concrete humidity influence on the process of concrete destruction*. Archives of Acoustics, Vol. 16, No. 2, 1991, 155–165.
- [235] RAJSKI O., *Wpływ mikrokrzemionki na odkształcalność i proces niszczenia betonów wysokowartościowych*. Praca doktorska, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1995.
- [236] RAJSKI O., *Propozycja doboru składu mieszanek betonów wysokowartościowych*. Inżynieria i Budownictwo, nr 2, 1996, 101–102.
- [237] RANACHOWSKI J., REJMUND F., *Emisja akustyczna w materiałach i konstrukcjach na przykładzie ceramiki i betonów*. Materiały Seminarium „Akustyka w technice, medycynie i kulturze – Granty Komitetu Badań Naukowych”, Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, Warszawa, 1994.
- [238] RANACHOWSKI J., REJMUND F., *Zastosowanie EA w badaniach materiałów i urządzeń*. W: Procesy niszczenia i wytrzymałości ceramiki, kości, betonu. Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 1996, 43–73.
- [239] RANACHOWSKI Z., *Wyznaczanie naprężeń krytycznych w betonie przy pomocy zautomatyzowanych pomiarów emisji akustycznej*. Praca doktorska. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1990.
- [240] RANACHOWSKI Z., *Application of acoustic emission method to determine the limit of proportionality and the static strength in concrete*. In: Brittle Matrix Composites 3, eds. A.M. Brandt, L.H. Marshall, Elsevier Applied Science Publishers, London 1991, 234–239.
- [241] RANACHOWSKI Z., *Metody pomiaru i analiza sygnału emisji akustycznej*. Prace Instytutu Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk, nr 1, Warszawa, 1997.
- [242] RANACHOWSKI Z., HOŁA J., POGAN K., *The influence of the concrete hardening time reduction methods on the generated acoustic emission signal parameters measured plain and high strength concrete*. Archives of Acoustics. Vol. 24, No. 2, 1999, 169–177.
- [243] RATAJCZAK G., WOŁOWICKI W., *Ocena wpływu zdolności betonu do oddziaływań na moment niszczący dla przekroju żelbetowego*. XXX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1984, Referaty, tom 2, 173–178.
- [244] RATAJCZAK G., *Szacowanie naprężeń dopuszczalnych dla betonów w konstrukcjach mostowych z uwzględnieniem warunków użytkowania – podejście probabilistyczne*. Praca doktorska, Politechnika Poznańska, Poznań, 1985.
- [245] RATAJCZAK G., *Dozwolone wyężenie betonu ściskanego w mostach i elementach prętowych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 36, z. 4, 1990, 397–415.
- [246] RATAJCZAK G., *Ograniczenie naprężeń w betonie a problem trwałości mostów z betonu zbrojonego*. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Poznań, nr 4, 1994, 5–19.
- [247] RATAJCZAK G., *Stress limitations in concrete for the serviceability limit state of bridge structures – a case of complex states of stress*. Archives of Civil Engineering, XL, 2, 1994, 189–213.
- [248] RAYNER J.C.W., BEST D.J., *Smooth tests of goodness of fit*. Oxford University Press, Oxford, 1989.
- [249] REBINDER P.A., *Fiziko-chimičeskaja mechanika kak osnova zakreplenija gruntov v dorożnom stroitelstvie i proizvodstve stroitelnych materialov na osnove gruntov*. Trudy Soveščania po Teoretičeskim Osnovam Techniki Gruntov, H.G.V, Moskva, 1961.

- [250] RICE J.R., *A path independent integral and the approximate analysis of strain concentrations by notches and cracks*. Journal of Applied Mechanics Transactions, Vol. 35, 1968, 379–386.
- [251] ROBINSON G.S., *The influence of micro-cracking and state of stress on the elastic behaviour and discontinuity of concrete*. Theory of Arch Dams: Proceedings of an International Symposium, Southampton, 1964. Ed. J.R. Rydzewski, Oxford, Pergamon Press, 1965, 713–721.
- [252] ROBINSON S.R., *Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete*. Proceedings of the International Conference „The structure of concrete”, London, 1965.
- [253] ROY D.M., LANGTON C.A., *Morphology and microstructure of cement paste-rock. Interfacial Regions*. VII International Congress Chem. Cement, Paris, 1980, 127–132.
- [254] RUPPERT J., LIBURA M., ZARĘBSKA W., *Stan graniczny zarysowania belek żelbetowych z betonu na kruszywie węglanowym*. Inżynieria i Budownictwo, nr 9–10, 1980, 326–327.
- [255] RÜSCH H., *Physikalische Fragen der Betonprüfung*. Zement-Kalk-Gips, Vol. 12, No. 1, 1959.
- [256] RÜSCH H., *Researches toward a general flexural theory for structural concrete*. ACI Journal, Vol. 57, No. 1, 1960.
- [257] RÜSCH H., u.a., *Festigkeit und Verformung von unbewehrten Beton unter konstanter Deuerlast*. Deutscher Ausschus für Stahlbeton, No. 198, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1968.
- [258] RYBIAŃSKI M., *Wytrzymałość i odkształcalność betonu poddanego oddziaływaniu obniżonych temperatur*, praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Komunikat 1-2, 1976.
- [259] RYBIAŃSKI M., *Analiza doraźnych odkształceń betonu w zależności od jego wieku w chwili obciążenia*. VIII Sympozjon PTMTS Poświęcone Reologii, Wrocław, 1981, 139–144.
- [260] SADOWSKA-BOCZAR K., *Zastosowanie emisji akustycznej do badania mechanizmów zniszczenia wybranych materiałów kruchych*, praca doktorska. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1982.
- [261] SARKER S.L., AITCIN P.C., *Dissolution rate of silica fume in very high strength concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 17, 1987, 591–601.
- [262] SCHNEIDER U., NAEGELE E., DUMAT F., *Stress corrosion initiated cracking of concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 16, No. 4, 1986, 535–544.
- [263] SCHNEIDER U., PIASTA J., NÄGELE E., PIASTA W.G., *Stress corrosion of cementitious materials in sulphate solutions*. Materials and Structures, Vol. 23, 1990, 110–115.
- [264] SHAH S.P., CHANDRA S., *Critical stress volume change and microcracking of concrete*. ACI Journal, Vol. 65, No. 9, 1968, 770–781.
- [265] SHAH S.P., CHANDRA S., *Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading*. ACI Journal, Vol. 67, No. 10, 1970, 816–825.
- [266] SIERYCH P.J., *Vlijanje vodonasyšćenija na pročnost betona pri sžatiji*. Beton i Železobeton, No. 8, 1982, 16–17.
- [267] SIMEONOV P., AHMAD S., *Effect of transition zone on the elastic behaviour of cement-based composites*. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 1, 1995, 165–176.
- [268] SLATE F.O., OLSEFSKY S., *X-rays for study of internal structure and microcracking of concrete*. ACI Journal, Vol. 60, No. 5, 1963, 575–588.
- [269] SMADI M.M., SLATE F., NILSON A.H., *Shrinkage and creep of high-, medium-, and low-strength concrete, Including overloads*. ACI Materials Journal, Vol. 84, No. 3, 1987, 224–234.
- [270] SMADI M.M., SLATE F.O., *Microcracking of high and normal strength concrete under short - and long-term loadings*. ACI Journal, Vol. 86, No. 3, 1989, 117–127.

- [271] SPOONER D.C., DOUGILL J.W., *A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading*. Magazine of Concrete Research, Vol. 27, No. 92, 1975, 151–160.
- [272] STROEVEN P., *Geometric probability approach to the examination of microcracking in plain concrete*. Journal of Materials Science. Vol. 14, 1979, 1141–1151.
- [273] STROEVEN P., *Structural loosening of concrete, a local and a global approach to cracking*. In: Investigation of Materials and Civil Engineering Structure, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, nr 40, 1989, 151–161.
- [274] STROEVEN P., *Some observations on microcracking in concrete subjected to various loading regimes*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 4/5, 1990, 775–782.
- [275] STROEVEN P., MOCZKO A.T., *Assesment of damage evolution stages in cementitious composites by acoustic emission technique*. 2 International Conference on Nondestructive Testing of Concrete in the Infrastructure, Nashville, 1996, 12–14.
- [276] STRUBLE L., SKALNY J., *A review of the cement-aggregate bond*. Cement and Concrete Research, Vol. 10, No. 2, 1980, 277–283.
- [277] SWAMY R.N., RAO C.V.S.K., *Fracture mechanism in concrete systems under uniaxial loading*. Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 4, 1973.
- [278] ŚLIWIŃSKI J., *Influence du rapport E/C sur les propriétés physiques et de résistance des pâtes de ciment imprégnées par le méthacrylate de méthyle*. Matériaux et Constructions, Vol. 13, No. 73, 1980, 47–50.
- [279] ŚLIWIŃSKI J., *Betony impregnowane polimerami*. Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 2, Budownictwo Lądowe z. 62, 1983.
- [280] VAN MIER J.G.M., *Fracture process zone in concrete: a three dimensional growth process*. In: Fracture Behaviour and Design of Materials and Structure, ed. by D. Firrao, Engineering Materials Advisory Services LTD, Warley, 1990, 567–572.
- [281] VILE G.W.D., *The strength of concrete under short-term static biaxial stress*. International Conference on the Structure of Concrete and its Behaviour Under Load. London, 1965, Cement and Concrete Association, London, 1968, 275–288.
- [282] WEIGLER H., FEINEIS N., *Anwendung der Schallemissionsanalyse bei Beton*. Materialprüfung, 3, 70, 1983.
- [283] WILCZYŃSKI T., *Praca zbrojenia przeciwskurczowego w konstrukcjach żelbetowych obciążonych nieliniowo skurczem w przekroju, praca doktorska*, Instytut Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź, 1990.
- [284] WISCHERS G., *Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton*. Beton, 2, 1978, 63–67 und 3, 1978, 98–102.
- [285] WITTMAN P.H., *The structure of hardened cement paste. A basis for a better understanding of the materials properties*. Cement and Concrete Association, London, 1976, 96–117.
- [286] WNUK M.P., *Podstawy mechaniki pękania*. Skrypt Akademii Górniczo-Hutniczej nr 822, Kraków, 1981.
- [287] WOLIŃSKI S., *Metody mechaniki pękania w projektowaniu i analizie konstrukcji z betonu*. Inżynieria i Budownictwo, nr 5–6, 1989, 192–196.
- [288] WOLIŃSKI S., *Odporność konstrukcji z betonu na kruche pęknięcie*. XXXVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1990, Referaty, t. 2, 167–172.
- [289] WOLIŃSKI S., *Właściwości betonu rozciąganego i ich zastosowanie w nieliniowej mechanice pęknięcia*. Zeszyt Naukowy Politechniki Rzeszowskiej nr 91, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 15, Rzeszów, 1991.

- [290] WOLIŃSKI S., *Uncertainty of fatigue evaluation of concrete structures*. 2 International Conference Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures. Łódź, 1996, 421–426.
- [291] YOKOMISCHI H., *Experiments on crack detection in concrete*. Cement and Concrete Research, 1966.
- [292] ZAMOROWSKI W., *Badania wpływu wilgotności środowiska oraz zawartości wody zarobowej w betonie na rozwój naprężeń skurczowych*. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 32, z. 2, 1986, 291–306.
- [293] ZIEMBELMANN R., *A Contribution to the problem of cement-aggregate bond*. Cement Concrete Research, 1985, Vol. 15, 801–808.
- [294] ZIMBELMANN R., *A method for strengthening the bond between cement stone and aggregates*. Cement Concrete Research, Vol. 17, No. 4, 1987, 651–660.

Relation of initiating and critical stress to stress failure

The dissertation presents the problem of initiating stress σ_i and critical stress σ_{cr} in the context of the stress failure of concrete under compression and systematises the current knowledge on this subject. Among other things, the notion and significance of these stresses and their relation to the structure of concrete are explained. It has been demonstrated that there is a close relationship between the levels of the above stresses, which delimit qualitatively distinct stages of damage to the structure of concrete, and the technological conditions existing when concrete is being formed and the nonmechanical factors affecting this material during its life.

This research covers such important factors as: rounded aggregate grading, heat treatment in low-pressure steam and the use of a hot concrete mix, impregnation with a polymer, the admixture of a superplasticizer and the addition of silica fume, moisture, and greasing with mineral oil. The limit levels of the above stresses in concrete subjected to compression were determined on the basis of the author's and other researchers' test results.

The existing criteria have been verified and new criteria useful for the determination (by statistical analysis and using descriptors found in acoustic methods of materials testing) of initiating stress σ_i and critical stress σ_{cr} in plain and high-strength concrete subjected to compression have been given.

In addition, suggestions for using the knowledge of the levels of these stresses in concrete under compression in engineering practice in order to improve the reliability and safety of some structures made of this material are offered.

Spis treści

Ważniejsze oznaczenia	4
1. Wstęp	7
1.1. Przedmiot pracy	7
1.2. Cel i zakres pracy	9
2. Analiza literatury przedmiotu	11
2.1. Znaczenie naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie	11
2.1.1. Wprowadzenie do problemu	11
2.1.2. Rys historyczny i obecny stan wiedzy	12
2.2. Związek naprężeń inicjujących i krytycznych ze strukturą betonu	21
2.2.1. Wprowadzenie	21
2.2.2. Podstawowe składniki stwardniałego betonu	22
2.2.3. Znaczenie warstwy przejściowej	23
2.2.4. Znaczenie porów	28
2.2.5. Rola wilgoci	30
2.2.6. Naprężenia własne i ich udział w procesie mikrozarzysowania obciążonego betonu	32
2.3. Kształtowanie się poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie w świetle dotychczasowych badań	42
2.4. Przydatność znajomości poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie	47
2.5. Zarzysowanie betonu w świetle mechaniki pękania	50
2.6. Kryteria wyznaczania poziomów naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym ...	57
2.6.1. Uwagi wprowadzające	57
2.6.2. Kryteria znane z literatury	57
2.6.3. Kryteria własne	59
3. Zakres badań własnych i stosowana w pracy metodyka	65
4. Badania wpływu wybranych czynników technologicznych na poziomy naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie ściskanym	73
4.1. Wpływ uziarnienia kruszywa	73
4.1.1. Opis badań	73
4.1.2. Wyniki badań i ich analiza	76
4.1.3. Wnioski	88
4.2. Wpływ obróbki termicznej	89
4.2.1. Opis badań	89
4.2.2. Analiza uzyskanych rezultatów badań	91
4.2.3. Uwagi i wnioski	103
4.3. Wpływ impregnacji polimerem	104
4.3.1. Opis badań	104
4.3.2. Omówienie wyników badań	105
4.3.3. Podsumowanie	110
4.4. Wpływ superplastyfikatora i pyłu krzemionkowego	111

4.4.1. Opis badań	111
4.4.2. Analiza rezultatów badań	113
4.4.3. Wnioski	127
5. Badania wpływu wybranych czynników eksploatacyjnych na poziomy naprężenia inicjujących i krytycznych w betonie ściskany	129
5.1. Wpływ wilgoci	129
5.1.1. Opis badań	129
5.1.2. Omówienie uzyskanych wyników badań	131
5.1.3. Wnioski	138
5.2. Wpływ zaolejenia olejem mineralnym	139
5.2.1. Opis badań	139
5.2.2. Analiza wyników badań	140
5.2.3. Podsumowanie	146
6. Możliwości praktycznego wykorzystania znajomości naprężeń inicjujących i krytycznych w betonie	147
7. Uwagi i wnioski końcowe	157
Literatura	163

Contents

Key symbols	4
1. Introduction	7
1.1. Subject of dissertation	7
1.2. Aim and scope of dissertation	9
2. Analysis of literature on subject	11
2.1. Significance of initiating and critical strains for concrete	11
2.1.1. Introduction to problem	11
2.1.2. Historical outline and current state of knowledge	12
2.2. Relation of initiating and critical stresses to structure of concrete	21
2.2.1. Introduction	21
2.2.2. Basic components of hardened concrete	22
2.2.3. Significance of transitional layer	23
2.2.4. Significance of pores	28
2.2.5. Role of moisture	30
2.2.6. Internal stresses and their role in microcracking of concrete subjected to loading	32
2.3. Changes in initiating and critical stress levels in light of hitherto research	42
2.4. Usefulness of knowledge of initiating and critical stress levels	47
2.5. Cracking of concrete in light of cracking mechanics	50
2.6. Criteria for determining initiating and critical stresses in concrete subjected to compression	57
2.6.1. Introductory comments	57
2.6.2. Criteria known from literature	57
2.6.3. Criteria established by author	59
3. Scope of author's research and methodology used	65
4. Studies of influence of selected technological factors on initiating and critical stress levels in concrete	73
4.1. Effect of aggregate grading	73
4.1.1. Description of tests	73
4.1.2. Test results and their analysis	76
4.1.3. Conclusions	88
4.2. Effect of heat treatment	89
4.2.1. Description of tests	89
4.2.2. Analysis of test results	91
4.2.3. Comments and conclusions	103
4.3. Effect of impregnation with polymer	104
4.3.1. Description of tests	104
4.3.2. Discussion of test results	105
4.3.3. Recapitulation	110
4.4. Effect of superplasticizer and silica fume	111

4.4.1. Description of tests	111
4.4.2. Analysis of test results	113
4.4.3. Conclusions	127
5. Studies of influence of selected service conditions on initiating and critical stress levels in concrete subjected to compression	129
5.1. Effect of humidity	129
5.1.1. Description of tests	129
5.1.2. Discussion of test results	131
5.1.3. Conclusions	138
5.2. Effect of oiling with mineral oil	139
5.2.1. Description of tests	139
5.2.2. Analysis of test results	140
5.2.3. Recapitulation	146
6. Possible practical use of knowledge of initiating and critical stresses in concrete	147
7. Comments and conclusions	157
References	163



PRACE NAUKOWE INSTYTUTU BUDOWNICTWA
(wydane w latach 1997–2000)

- 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, *Podstawy remontowe w budownictwie ogólnym*. VIII Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1998
- Nr 72, Monografie nr 31, H. Nowak, *Oddziaływanie ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego na budynek*, Wrocław 1999
- Nr 73, Monografie nr 32, A. Ubysz, *Odształcenia plastyczne i samonapężenia w 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



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

308750 L / 1

Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w następujących księgarniach:
„Politechnika”

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
bud. A-1 PWr., tel. (0-71) 320-25-34,
„Tech”

plac Grunwaldzki 13, 50-377 Wrocław
bud. D-1 PWr., tel. (0-71) 320-32-52

Prowadzimy sprzedaż wysyłkową

ISSN 0324-9875