

POLSKA AKADEMIA NAUK
INSTYTUT PODSTAWOWYCH PROBLEMÓW TECHNIKI

Mgr inż. Krzysztof Pogan

**ANALIZA EMISJI AKUSTYCZNEJ W PROCESIE DESTRUKCJI
BETONÓW PODDANYCH OBRÓBCE TERMICZNEJ**

Rozprawa doktorska

Promotor:

Dr hab. inż. Zbigniew Ranachowski

Kraków - Warszawa 1998

Mojemu Ojcu poświęcam

SPIS TREŚCI

| | |
|--|----|
| 1. WPROWADZENIE | 4 |
| 2. CHARAKTERYSTYKA STRUKTURY DOJRZAŁEGO BETONU | 7 |
| 2.1. Uwagi ogólne | 7 |
| 2.2. Strefa kontaktowa | 8 |
| 2.3. Struktura porów | 10 |
| 2.4. Rola mikrokrzemionki w strukturze betonu | 11 |
| 2.5. Mechanizm zarysowania i zniszczenia betonu | 13 |
| 3. WPLYW OBRÓBKII TERMICZNEJ NA KSZTAŁTOWANIE SIĘ STRUKTURY BETONU | 17 |
| 3.1. Hydratacja cementu w warunkach podwyższonej temperatury | 17 |
| 3.2. Rola naprężeń własnych w uszkodzeniach struktury betonu | 21 |
| 3.3. Defekty wywołane oddziaływaniem gradientu temperatury na świeży beton .. | 24 |
| 4. EMISJA AKUSTYCZNA W BADANIACH BETONÓW | 34 |
| 4.1. Charakterystyka zjawiska emisji akustycznej | 34 |
| 4.2. Zastosowanie metody emisji akustycznej w badaniach betonów | 37 |
| 4.3. Analiza przebiegu procesu niszczenia betonów na podstawie pomiaru emisji akustycznej | 39 |
| 5. TEZY PRACY | 50 |
| 6. OPIS BADAŃ I UŻYTEJ APARATURY | 51 |
| 6.1. Plan pracy | 51 |
| 6.2. Zakres badań doświadczalnych | 52 |
| 6.3. Aparatura badawcza wykorzystana w badaniach | 52 |
| 6.4. Zrealizowane cykle obróbki termicznej | 53 |
| 6.5. Technika prowadzenia pomiarów i obróbka sygnału emisji akustycznej | 55 |
| 7. CHARAKTERYSTYKA BADANYCH BETONÓW | 62 |
| 7.1. Składniki mieszanki betonowej | 62 |
| 7.2. Projektowanie składu mieszanek betonowych i wykonanie próbek betonowych | 64 |
| 8. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA | 66 |
| 8.1. Wytrzymałość na ściskanie badanych betonów | 66 |

| | |
|--|-----|
| 8.2. Gęstość objętościowa i porowatość badanych betonów | 69 |
| 8.3. Suma zliczeń emisji akustycznej podczas niszczenia betonów dojrzewających w warunkach normalnych | 71 |
| 8.4. Suma zliczeń emisji akustycznej podczas niszczenia betonów poddanych obróbce termicznej | 77 |
| 8.5. Charakterystyki częstotliwościowe sygnałów emisji akustycznej | 80 |
| 9. PODSUMOWANIE ROZPRAWY | 92 |
| 10. WNIOSKI WYNIKAJĄCE Z ROZPRAWY | 93 |
| 11. LITERATURA | 95 |
| 12. ZAŁĄCZNIK - Średnie widma częstotliwości sygnału EA dla badanych kompozycji | 103 |

1. WPROWADZENIE

W wielu przypadkach w przemysłowej produkcji prefabrykatów betonowych problem szybkości narastania wytrzymałości betonu warunkuje stopień wykorzystania sprzętu, urządzeń i hal produkcyjnych oraz rzutuje na pracochłonność i czasochłonność produkcji. Stosowane obecnie powszechnie rodzaje cementów charakteryzują się w normalnych warunkach pielęgnacji stosunkowo powolnym tempem dojrzewania. Wprawdzie hydratacja cementu wykazuje w tych warunkach największe nasilenie w pierwszym tygodniu niemniej jednak miarodajna wytrzymałość zostaje osiągnięta przez beton dopiero po 28 dniach.

W czasie pierwszych kilku czy kilkunastu godzin, a więc w okresie najbardziej interesującym z punktu widzenia potrzeb zakładu prefabrykacji, beton osiąga jedynie niewielki procent swojej wytrzymałości 28-mio dniowej, zazwyczaj niewystarczający do prowadzenia wymaganych operacji technologicznych, takich jak rozformowanie, sprężenie elementów, transport czy składowanie. Ponadto gdy temperatura dojrzewania jest niższa niż $+18\text{ }^{\circ}\text{C}$, a więc niższa od temperatury przyjętej za normalną, intensywność narastania wytrzymałości jest obniżona.

W celu zwiększenia intensywności tężenia betonów w czasie prefabrykacji można stosować wiele metod (np.: cementy szybkosprawne, domieszki przyspieszające proces narastania wytrzymałości). Jedną z technik, najbardziej popularnych w latach 60-tych i 70-tych, jest obróbka termiczna niskoprężna wykorzystująca jako czynnik grzewczy parę wodną pod ciśnieniem normalnym o temperaturze rzędu $50 \div 95\text{ }^{\circ}\text{C}$ [Chrabczyński G. 1980].

Jak już wspomniano, obróbka termiczna betonów ma na celu:

- skrócenie czasu dojrzewania betonu, aby możliwie najszybciej tworzywo osiągnęło wytrzymałość zapewniającą odporność elementu na skutki rozformowania, transportu, możliwość sprężenia, przeniesienia ciężaru własnego i obciążeń montażowych, oraz
- umożliwienie wykonywania robót betonowych w warunkach obniżonych temperatur (prefabrykacja poligonowa - wykonywanie przeseł mostowych, obudowy tuneli, prace remontowe).

Naparzanie niskoprężne aczkolwiek przyspiesza dojrzewanie betonu powoduje jednak obniżenie jego wytrzymałości 28-mio dniowej, szczególnie przy zastosowaniu ostrych reżimów temperaturowo-czasowych. Jest to związane z destrukcją strukturalną następującą w efekcie oddziaływania gradientów temperatury na świeży beton podczas obróbki cieplej.

Wpływ tych czynników technologicznych determinuje również przebieg procesu niszczenia tego tworzywa [Hoła J. 1990], [Hoła J. 1997].

Beton jest materiałem wieloskładnikowym powstającym w wyniku zespolenia ziaren kruszywa zaczynem cementowym. Do najważniejszych składników tworzących strukturę dojrzałego betonu należy zatem kruszywo, spoiwo, warstwy kontaktowe łączące składniki, pory oraz niezhydratyzowane ziarna cementu. Ta wielość składników skutkuje tym, że struktura ta jest heterogeniczna i anizotropowa oraz, że zawiera różne defekty i nieciągłości, powstałe już na etapie tworzenia się struktury. Podstawowe własności mechaniczne betonu uzależnione są od wzajemnych proporcji, przestrzennego rozmieszczenia i więzów pomiędzy wymienionymi składnikami. Z uwagi na niejednorodność struktury betonu oraz równoczesną powszechność stosowania go w budownictwie, istotnego znaczenia nabiera poznanie procesu niszczenia tego materiału w wyniku oddziaływania obciążenia zewnętrznego jak również wpływu na ten proces czynników technologicznych oddziałujących na tworzącą się strukturę betonu.

Rozwój prac badawczych w tym zakresie uwarunkowany jest ewolucją dostępnych metod badawczych, spośród których na szczególną uwagę zasługują metody akustyczne [Hoła J., Moczko A. 1984]. Rozwój tych metod związany jest z udoskonalaniem istniejących technik pomiarowych a także z poszukiwaniem nowych metod. Szczególnie dotyczy to technik pomiarowych pozwalających na bezpośrednie śledzenie zmian zachodzących we wnętrzu struktury w czasie jej destrukcji. Duże znaczenie może mieć tu zastosowanie metody pomiaru emisji akustycznej (EA), która daje możliwość ciągłej obserwacji rozwoju niszczenia betonu. Jej wykorzystanie pozwoliło na ocenę historii obciążenia oraz zdolności betonu do samoregeneracji [Flaga K., Moczko A. 1990], [Moczko A. 1989b]. Metoda emisji akustycznej posłużyła również do wyznaczenia naprężeń inicjującego σ_i oraz krytycznego σ_{cr} charakteryzujących jakościowe zmiany zachodzące w strukturze betonu [Hoła J., Moczko A. 1984], [Ranachowski Z. 1990].

Ostatnio obok śledzenia przebiegu procesu niszczenia przy zastosowaniu metody emisji akustycznej coraz większego znaczenia zaczyna nabierać analiza widm częstotliwościowych odbieranego sygnału. Prace takie obejmujące swym zakresem zaprawy cementowe wskazują na zróżnicowanie widm częstotliwościowych uzależnione od faz biorących udział w destrukcji [Berthelot J. M. i in. 1993], [Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996], [Ranachowski Z. 1996a]. Kontynuacją tych prac w zakresie betonów również modyfikowanych mikrokrzemionką są badania opisane w pracach publikowanych przez

autora w „Archives of Acoustics” [Pogan K. 1998], [Ranachowski Z., Hoła J. Pogan K. 1999].

Zasadniczym zadaniem niniejszej pracy jest uzupełnienie stanu wiedzy w zakresie analizy procesu niszczenia betonów zwykłych oraz z dodatkiem pyłów krzemionkowych a poddanych obróbce termicznej. W pracy dokonano analizy nie tylko przebiegu w czasie emisji akustycznej podczas procesu niszczenia betonu pod obciążeniem jako obrazu ilościowego ale również widm częstotliwościowych zarejestrowanych sygnałów co wydaje się być jakościowym odzwierciedleniem procesów zachodzących w strukturze obciążanego betonu.

Definicje i bliższe określenia przytaczanych tu pojęć są kolejno rozwijane i objaśniane w dalszych rozdziałach pracy.

Autor wyraża nadzieję, że niniejsza praca przyczyni się do lepszego poznania zjawisk destrukcyjnych zachodzących podczas obciążania w strukturze betonów dojrzewających w różnych warunkach technologicznych, co z kolei pozwoli na bardziej racjonalne wykorzystanie tego materiału w budownictwie. Zastosowanie analizy widm częstotliwościowych zarejestrowanych sygnałów emisji akustycznej może znaleźć również zastosowanie w badaniach innych materiałów kompozytowych.

2. CHARAKTERYSTYKA STRUKTURY DOJRZAŁEGO BETONU

2.1. UWAGI OGÓLNE

Pojęciem struktury betonu określa się jego budowę wewnętrzną, ściśle uzależnioną od wzajemnych proporcji i przestrzennego rozmieszczenia składników oraz współpracy tych elementów między sobą.

W analizie struktury betonów wprowadza się różne poziomy obserwacji budowy materiału, na przykład:

- poziom molekularny, w którym analizowane są wiązania atomowe (skala $\text{Å} = 10^{-10}$ m),
- poziom strukturalny, gdzie analizie poddaje się układy kryształów, cząstek (np. w koloidach), niewidzialnych gołym okiem, oraz wiązania i zjawiska tam występujące (skala $\mu = 10^{-6}$ m),
- poziom struktury widocznej gołym okiem określonej jako makrostruktura (skala $\text{mm} = 10^{-3}$ m).

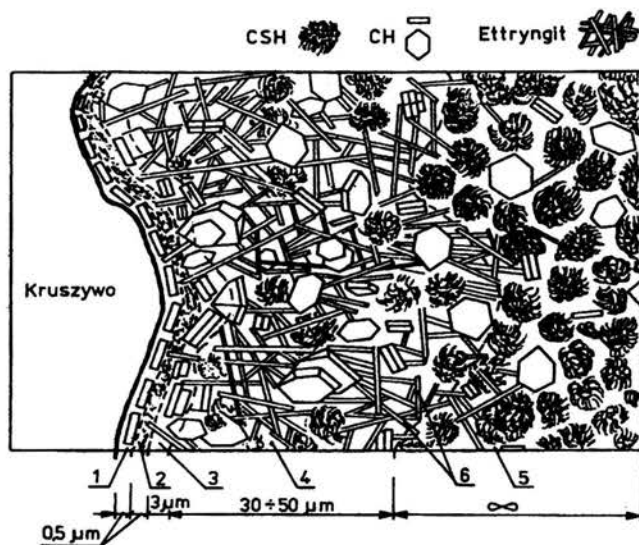
Strukturę betonu stanowi układ przestrzenny jego składników oraz więzów między tymi elementami powstały w wyniku procesów fizyko - chemicznych składających się na okres twardnienia. Poszczególne składniki mieszanki betonowej, mieszanka betonowa przed i po zagęszczeniu, wreszcie twardniejący beton i beton o ściśle ukształtowanych własnościach mają różne charakterystyki strukturalne. Kruszywo i cement rozważane w stanie suchym stanowią układy dyspersyjne, w których przenikają się wzajemnie. Zaczyn cementowy z kolei jest układem, w którym pojawiają się już trzy fazy: cement, woda i w niewielkiej ilości powietrze. Natomiast mieszanka betonowa może być traktowana jako układ polidispersyjny, w którym fazę stałą stanowi kruszywo, fazę ciekłą zaczyn cementowy a fazę gazową - powietrze w ilości zależnej od stopnia zagęszczenia. Stwardniały beton określa się jako strukturę kapilarno - porowatą, gdzie w kapilarach i porach kompozytu znajdują się powietrze i woda.

Własności kompozytów zależą od fizycznych i chemicznych cech składników oraz od interakcji między nimi. Dla uproszczenia można przyjmować, że beton tworzą dwa składniki, z których jeden stanowi system przypadkowo rozłożonych sztywnych inkluzji o różnych wymiarach, charakteryzujących się niezależnymi od czasu i otoczenia własnościami a drugi składnik to ciągła, niesztwna matryca, w której zatopione są ziarna kruszywa. W

przeciwieństwie do inkluzji własności matrycy są uzależnione głównie od czasu (hydratacja cementu) oraz od wpływów otoczenia (miedzy innymi warunki dojrzewania). Ponieważ oba te składniki mają odmienne cechy, strefa kontaktowa między kruszywem i spoiwem ma zasadniczy wpływ na własności kompozytu.

2.2. STREFA KONTAKTOWA

Mechanizm wyjaśniający powstawanie i konfigurację struktury warstwy kontaktowej przytaczany przez wielu badaczy jest następujący. Świeży zaczyn cementowy przyjmuje postać skłębionych kłaczków. Taka postać utrzymuje się wokół jeszcze niehydratyzowanych ziaren cementu dzięki siłom Van der Waalsa. Uwodnione ziarna cementu układają się luźno tuż przy powierzchni kruszywa, zostawiając tam wolne przestrzenie gdzie z kolei gromadzi się woda błonkowa. Tym samym w najbliższym obszarze do około $50\ \mu\text{m}$ przy powierzchni kruszywa współczynnik wodno - cementowy w/c jest wyższy niż w zaczynie położonym dalej. Na skutek hydrolizy alitu (C_3S) i podwyższonej zawartości przesyconego roztworu $Ca(OH)_2$ tworzy się błonka z tej fazy, o grubości $0.5\ \mu\text{m}$ wokół kruszywa (rys. 2.1.).



Rys. 2.1. Morfologia i struktura strefy kontaktowej zaczyn - kruszywo. 1 - błonka $Ca(OH)_2$, gr. $0.5\ \mu\text{m}$, 2 - błonka C-S-H, gr. $0.5\ \mu\text{m}$, 3 - błonka $Ca(OH)_2$, gr. $3\ \mu\text{m}$, 4 - strefa porowata, gr. $30+50\ \mu\text{m}$, 5 - zaczyn oddalony, 6 - ettryngit. [Mehta P. K. 1986].

Dołączenie krzemionki ogranicza dalszy wzrost grubości błonki $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Na jej powierzchni bowiem rozwija się (od strony zaczynu) pojedyncza warstwa krótkowłóknistego żelu C-S-H.

W wyniku tego procesu powstaje zrośnięta podwójna błonka kryształów $\text{Ca}(\text{OH})_2$ i żelu C-S-H, o czym wcześniej donosił również S. Diamond [Diamond S. 1986]. Kolejnym elementem strefy kontaktowej jest wtórna warstwa $\text{Ca}(\text{OH})_2$ o grubości około 3 μm . Najślabszym elementem całej strefy kontaktowej jest obszar następny, utworzony z luźnego żelu C-S-H, dużych igieł ettringitu oraz relatywnie dużych płytek portlandytu. Podwyższona ilość wody przy samym ziarnie kruszywa sprawia, że obszar ten jest bardziej porowaty niż zaczyn położony dalej. W. Kurdowski [Kurdowski W. 1991] dodaje, że w tej strefie tworzą się tak zwane „ziarna Hadleya”. Składają się one z otoczki hydratów, głównie C-S-H, o grubości około 1 μm zamykającej w środku pustkę mniej lub bardziej wypełnioną produktami hydratacji lub relikdami nieuwodnionych ziaren cementu.

Problematyka związana ze strefą kontaktową staje się coraz bardziej złożona a dodatkowa trudność w scharakteryzowaniu tego składnika struktury betonu wynika ze stale pojawiających się nowych spostrzeżeń i wniosków z publikowanych badań szczegółowych. Wiosną 1998 roku w Haifie odbyła się II Międzynarodowa Konferencja RILEM poświęcona warstwie przejściowej (*Interfacial Transition Zone*), na której zaprezentowane zostały najnowsze rozważania dotyczące tej problematyki. W referacie wprowadzającym S. Diamond i J. Huang [Diamond S., Huang J. 1998] stwierdzają, że obszary zaczynu przyległe do ziaren kruszywa wykazują znaczne różnice o charakterze losowym. W strefie kontaktowej nie występują regularne warstwy o określonych własnościach, którymi każde ziarno jest otoczone, jak to wcześniej uważano. Losowa zmienność przyległych obszarów jest często większa niż zmiany postępujące wraz z odległością od powierzchni ziaren a obszary o podobnej budowie są nieciągłe, przy czym zakres tych nieciągłości w warstwie przejściowej i w pozostałym zaczynie jest podobny.

U. Nielsen z zespołem [Nielsen U. i in. 1992] na podstawie badań własnych nad wpływem dodatków na budowę strefy kontaktowej stwierdził, że pyły krzemionkowe wpływają na zmniejszenie jej porowatości oraz, że redukują ilość CH. Związane jest to z reakcją pucolanową, podczas której CH przechodzi w C-S-H. Badacze ci uzyskali najmniejszą grubość warstwy kontaktowej przy zastąpieniu 10 % cementu przez mikrokrzemionkę.

Taka modyfikacja wpływa na poprawę własności mechanicznych betonów zawierających takie dodatki [Mehta P. K., Gjovr O. E. 1982].

Wzmocnienie warstwy kontaktowej można osiągnąć przez zmniejszenie współczynnika wodno-cementowego (w/c) oraz zastosowanie superplastyfikatorów i dodatków aktywnych mikrowypełniaczy. Działania takie są stosowane w betonach wysokowartościowych, w których strefa kontaktowa nie wykazuje już takich defektów jak w przypadku betonów zwykłych. Dlatego też można stwierdzić, że znaczenie tej strefy jest mniejsze w betonach BWB [Brandt A. M. 1998].

Wśród badań poświęconych strefie kontaktowej zaczyn - kruszywo należy zwrócić uwagę na kilka, które wskazują na wyjątkowo dużą przyczepność kruszyw węglanowych do zaczynów wykonanych z różnych rodzajów cementów [Barnes B. D. i in. 1979], [Penkala B., Piasta J. 1971], [Piasta J., Krzywobłocka R., Stebnicka I. 1969], [Piasta J. 1971]. Badania te potwierdzają odmienną morfologię i strukturę tych stref kontaktowych co jest wynikiem aktywnego udziału wapienia w kształtowaniu tej strefy. J. Piasta [Piasta J. 1971] wykazał także zależność postaci strefy kontaktowej od warunków pielęgnacji i dojrzewania betonu. Warunki laboratoryjne, obróbka niskoprężna oraz autoklawizacja wskazały na wzrastającą porowatość i zarysowanie badanej strefy postępujące ze wzrostem kinetyki twardnienia. Wzrost szybkości twardnienia redukuje przyczepność zaczynu do kruszywa, zwiększa porowatość strefy kontaktowej i nie dopuszcza do wykształcenia korzystnej jej struktury i morfologii.

2.3. STRUKTURA PORÓW

Porowatość materiału to względna zawartość pustek czyli obszarów nie zajętych przez ciało stałe. Pojęcie porowatości całkowitej odnosi się do parametru określonego następującym wzorem:

$$p = 1 - \frac{\rho_p}{\rho} \quad (2.1.)$$

gdzie:

ρ_p - gęstość pozorna, kg/m^3 ,

ρ - gęstość właściwa, kg/m^3 .

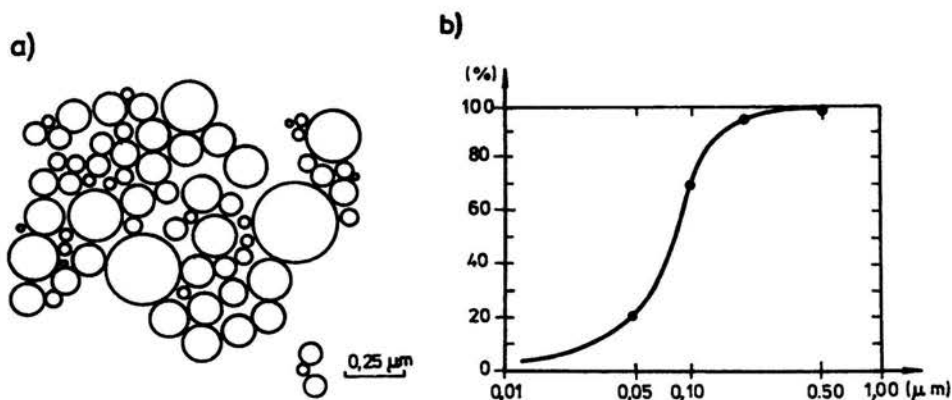
Świeży zaczyn cementowy jest plastyczną mieszaniną cementu i wody ale wraz z postępowaniem hydratacji woda ta przyjmuje trzy postaci. Pierwsza z nich to woda związana, wbudowana

w produkty hydratacji. Druga to woda żelowa pokrywająca powierzchnię hydratów, ulokowana między produktami hydratacji w tak zwanych porach żelowych. Pory te mają bardzo małe rozmiary bowiem ich średnica sięga rzędu $2 \cdot 10^{-3} \mu\text{m}$. I wreszcie trzecia postać to woda kapilarna, nie biorąca udziału w reakcjach chemicznych i wypełniająca ciągły przestrzenny system porów kapilarnych. Wielkość tych porów waha się od 1 do $100 \mu\text{m}$ a są one tym większe im większe jest przesylenie mieszanki wodą [Neville A. M., Brooks J. J. 1990]. Do wymienionych tu rodzajów porów należy dodać jeszcze pory powietrzne dostające się do mieszanki w procesie mieszania. Są to pory zamknięte, otoczone szczelnie powłoką zączynu cementowego i nierównomiernie rozłożone w objętości kompozytu. Ich wielkość wynosi w betonach $2 \div 5 \text{ mm}$, w zaprawach do 2 mm a w zączynach około $100 \mu\text{m}$. Struktura porów wpływa na własności kompozytów betonowych. Determinuje ona dyfuzję wody i pary wodnej a przez to wpływa na skurcz i pęczanie. Także nasiąkliwość oraz odporność na korozję jak również mrozoodporność betonów jest uzależniona od struktury porów.

K. O. Kjellsen z zespołem [Kjellsen K. O. i in. 1990] porównali zączyny cementowe o równym współczynniku w/c oraz na tym samym poziomie hydratacji ale poddane dojrzewaniu w różnych warunkach temperaturowych. Dowiedli, że wzrost temperatury dojrzewania powoduje wzrost porowatości głównie w zakresie wielkości porów o średnicy $400 \div 2000 \text{ \AA}$ (mierzonej metodą porozometrii rtęciowej) oraz $5000 \div 25000 \text{ \AA}$ (mierzonej metodą mikroskopii skaningowej). Większe pory mają wpływ na przepuszczalność cieczy i gazów co jest z kolei kluczowym problemem trwałości betonu.

2.4. ROLA MIKROKRZEMIONKI W STRUKTURZE BETONU

Pyły krzemionkowe są odpadem otrzymywanym przy redukcji czystego kwarcu węglem w piecach łukowo - oporowych podczas produkcji metalicznego krzemu lub żelazokrzemu. Pyły te charakteryzują się dużą zawartością amorficznej krzemionki i są złożone z bardzo drobnych sferycznych cząsteczek wychwytywanych przez elektrofiltry instalowane na kominach [ACI Committe Report 1987], [Wolska-Kotańska Cz. 1991]. Typowy rozkład wielkości cząstek pyłów krzemionkowych charakteryzuje się średnicą ziaren mniejszą od $1 \mu\text{m}$ (przy czym połowa ziaren ma średnicę nieprzekraczającą $0.1 \mu\text{m}$, czyli około 100 razy mniejszą od cząstek cementu - por. rys. 2.2.).



Rys. 2.2. a/ Kształt i wielkość ziaren mikrokrzemionki oraz b/ rozkład uziarnienia pyłów krzemionkowych [ACI Committee Report 1987].

Pyły krzemionkowe ze względu na swoją miąłkość oraz wysoką zawartość SiO_2 okazują się być efektywnym materiałem pucolanowym.

Według R. J. Detwiler i P. K. Mehty [Detwiler R. J., Mehta P. K. 1989] podstawowy fizyczny mechanizm oddziaływania pyłów krzemionkowych dodanych do betonu to uszczelnienie struktury. Charakteryzując się wysokim stopniem rozdrobnienia pyły krzemionkowe wypełniają przestrzenie między ziarnami cementu podobnie jak to się dzieje w przypadku cząstek cementu, które uszczelniają pustki między ziarnami piasku oraz w przypadku piasku uszczelniającego stos okruszowy kruszywa grubego. Chemiczna reaktywność mikrokrzemionki wynika z jej własności pucolanowych (duża powierzchnia właściwa, wysoka zawartość SiO_2), przy czym główny efekt pucolanowy daje się obserwować między 3 a 28 dniem dojrzewania. Skutkuje on uszczelnieniem i wzmocnieniem strefy kontaktowej między zaczynem a ziarnami kruszywa. L. Kucharska w swojej pracy [Kucharska L. 1992] potwierdza, na podstawie porównania zaczynów i betonów z dodatkiem pyłów krzemionkowych, rolę strefy kontaktowej i modyfikujący wpływ dodatku. Z kolei X. Cong i in. [Cong X. i in. 1992] wskazują na mniejszy wpływ samej strefy kontaktowej na wytrzymałość betonu modyfikowanego dodatkiem pyłów krzemionkowych przypisując te zmiany poprawie własności całego zaczynu cementowego i jego większej roli.

Na podstawie badań własnych P. K. Mehta i O. E. Gjovr [Mehta P. K., Gjovr O. E. 1982] wnioskuje, że dodatek pyłów krzemionkowych do betonu eliminuje pory o średnicy do 0.5 μm oraz redukuje zawartość porów w zakresie 50÷500 μm . Z kolei Cz. Wolska-Kotańska [Wolska-Kotańska Cz. 1993] stwierdza, że w wyniku oddziaływań fizycznych i chemicznych w przypadku dodatku pyłów krzemionkowych następuje modyfikacja mikrostruktury zaczynu cementowego, połączona ze znacznym zmniejszeniem porowatości w obszarze porów kapilarnych (1÷10 μm).

R. J. Detwiler i P. K. Mehta [Detwiler R. J., Mehta P. K. 1989] wskazują na jeszcze jedną rolę, jaką spełniają pyły krzemionkowe - jako zarodniki krystalizacji produktów hydratacji cementu. Powodują one powstanie większej ilości drobniejszych kryształów bardziej rozproszonych, a nie ukierunkowanych.

Wpływ dodatku pyłów krzemionkowych na wytrzymałość betonu daje się obserwować wyraźnie już po 7 dniach twardnienia [Wolska-Kotańska Cz. 1993]. Według tych badań, po 28 dniach dojrzewania w betonach z dodatkiem mikrokrzemionki w ilości 10÷30 % w stosunku do ilości cementu wzrost wytrzymałości na ściskanie sięgnął, proporcjonalnie do ilości dodatku, 30÷55 % dla wykonanych z cementu portlandzkiego marki 35 oraz 20÷70 % dla tych z cementu hutniczego marki 25.

2.5. MECHANIZM ZARYSOWANIA I ZNISZCZENIA BETONU

Proces powstawania rys i uszkodzeń jest efektem nakładania się dwóch niezależnych ale powiązanych ze sobą zjawisk. Pierwsze z nich to rozkład naprężeń wewnętrznych i ich koncentracja wywołana przez czynniki zewnętrzne lub wewnętrzne natomiast drugie zjawisko to rozkład lokalnych wytrzymałości materiału, wewnętrznych uszkodzeń i wad.

Proces powstawania mikrorys polega na przekroczeniu przez lokalne naprężenia, powstające w odrębnych miejscach kompozytu, lokalnej wytrzymałości materiału lub wytrzymałości więzów łączących główne fazy. Wynikiem tego zjawiska jest powstanie lokalnej nieciągłości. Likwiduje ona koncentrację w danym miejscu i powoduje redystrybucję naprężeń wewnętrznych w tym punkcie. Zmiany energii i odkształcenia nieodwracalne są jednak na tym etapie niewielkie. Te pierwsze mikrorysy są stabilne i nie następuje ich propagacja. W kompozytach betonowych, jeszcze przed ich obciążeniem istnieją pustki i pory wywołane procesami technologicznymi oraz mikrorysy będące

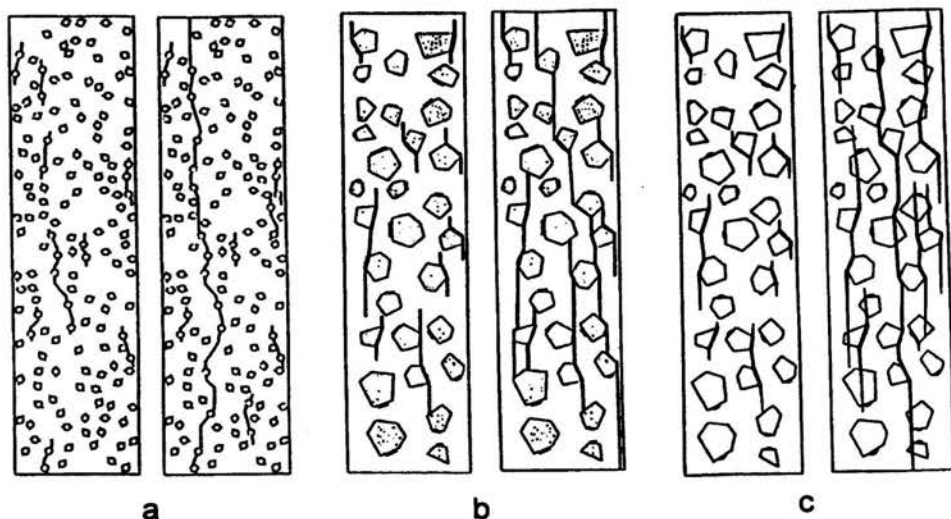
wynikiem koncentracji naprężeń i odkształceń spowodowanymi zmianami objętości (skurcz, wpływ temperatury, w tym obróbka cieplna).

Krzywe naprężenie - odkształcenie ($\sigma - \epsilon$) są liniowe dla kruszywa i zaczynu natomiast tracą liniowość dla betonu w analogicznym zakresie ϵ [Kurdowski W. 1991]. Zdaniem autora jest to spowodowane w pewnym stopniu niedoskonałością wiązań zaczynu z kruszywem a także znacznym udziałem rozprzestrzeniania się mikrospękań przy wzrastającym obciążeniu.

Na krzywej naprężenie - odkształcenie można wyróżnić trzy charakterystyczne etapy procesu zniszczenia betonu. Pierwszy to tak zwane stadium stabilnej propagacji rys. Jest on charakterystyczny tym, że istniejące mikrorysy nie rozwijają się a zachodzi tylko zjawisko ich pomnażania [Hoła J., Moczko A. 1984]. Narastanie obciążenia powoduje, że destrukcja betonu przechodzi w drugi etap zwany stadium stabilnej propagacji rys, gdzie rysy zainicjowane w pierwszym etapie rozprzestrzeniają się oraz nowe rysy tworzą się również w sposób stabilny. Gdy narastanie obciążenia zewnętrznego zostanie wstrzymane wówczas rozwój zarysowania również ustanie. Stadium trzecie procesu zniszczenia ma miejsce gdy na skutek dalszego wzrostu obciążenia układ rys staje się niestabilny. Pod wpływem wyzwalającej się energii odkształcenia, rysy rozprzestrzeniają się samoczynnie aż do całkowitego zniszczenia struktury. Zniszczenie tu może nawet nastąpić bez dalszego przyrostu obciążenia zewnętrznego. Stąd nazwa tego etapu - stadium niestabilnej propagacji rys.

Dla zilustrowania mechanizmu powstawania i propagacji rys w materiale kompozytowym na rysunku 2.3. przedstawiono opracowany przez Y. B. Zaitseva i F. H. Wittmanna [Zaitsev Y. B., Wittmann F. H. 1981] model procesu pęknięcia. W tej symulacji komputerowej autorzy założyli, że w dwuwymiarowym modelu betonu istnieją rysy skurczowe przyjmujące formę niewielkich szczelin na granicy porów i warstwie kontaktowej kruszywa z zaczynem.

W betonach zwykłych z kruszywem o normalnej gęstości zachodzą relacje między wytrzymałością na ściskanie $R_{kruszywa} > R_{zaprawy} > R_{betonu}$ co wskazuje na przebieg zniszczenia przez najsłabszy element struktury betonu czyli przez warstwę przejściową między ziarnami kruszywa grubego i matrycą [Kucharska L., Brandt A. M. 1993]. W betonach z dodatkiem mikrokrzemionki, zaliczanych do betonów wysokiej wytrzymałości, wytrzymałość na ściskanie zależy od modułu sprężystości i wytrzymałości ziaren kruszywa grubego.



**Rys. 2.3. Propagacja rys w dwuwymiarowych modelach betonu poddanego
naprężeniom ściskającym [Zaitsev Y. B., Wittmann F. H. 1981];**

a/ materiał z porami i rysami skurczowymi, b/ zwykły beton z kruszywem grubym i rysami skurczowymi w strefie kontaktowej - pęknięcie omija ziarna kruszywa, c/ beton wysokiej wytrzymałości z kruszywem i rysami skurczowymi - pęknięcie rozwija się przez część ziaren kruszywa .

Obrazuje to przechodzenie rys przy zniszczeniu właśnie przez te ziarna. Zapewnia to pełne przekazywanie naprężeń pomiędzy zaprawą i ziarnami kruszywa grubego już pod działaniem stosunkowo niewielkiego obciążenia. Zarówno zaczyn jak i kruszywo są materiałami kruchymi. Zatem beton złożony z tych właśnie składników wykazuje nieliniową odkształcalność wynikającą z obecności mikrorys. Różnice modułów sprężystości matrycy i inkluzji są przyczyną koncentracji naprężeń w warstwie kontaktowej i powstania siatki mikrorys - nawet przy niewielkim obciążeniu. Mniejsza różnica między sztywnością matrycy i inkluzji w betonach mocniejszych zwiększa jednorodność rozkładu naprężeń i redukuje ich koncentracje. W wyniku tego tworzy się mniej mikrorys, co przejawia się bardziej gwałtownym pękaniem tych betonów.

Z badań modelowych M. Lusche'a [Lusche M. 1972] wynika, że na powierzchniach bocznych ziaren kruszywa występują tym większe naprężenia rozciągające im większa jest różnica w modułach sprężystości kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego, im gęściej usytuowane względem siebie są ziarna kruszywa i im bardziej kształt ziaren odbiega od kształtu regularnego. Koncentracje naprężeń mogą występować w różnych oddzielnych

miejskach struktury i tam gdzie naprężenia rozciągające przekraczają lokalne wytrzymałości są przyczyną powstawania lokalnych nieciągłości. Rozwój tak powstałych mikrorys początkowo polega na ich miejscowym powiększaniu się a następnie łączeniu w rysy przebiegające równoległe do kierunku działania obciążenia zewnętrznego. Dalszy wzrost obciążenia powoduje łączenie się rys w ciągłą sieć spękań. W takich warunkach cechą charakterystyczną betonu jest to, że rozwój jego zarysowania nie prowadzi do powstania pojedynczej dużej rysy ale do całego rozbudowanego systemu rys [Lusche M. 1974]. Zjawisko to jest wynikiem zatrzymywania rozwoju zarysowania przez występujące w strukturze betonu wtrącenia a są nimi zarówno ziarna kruszywa jak i pory. Hamowanie postępu zarysowania związane jest z chwilową likwidacją istniejących koncentracji naprężeń w wyniku ich redystrybucji na skutek powstania lokalnych nieciągłości. Procesy stopniowego rozwoju i hamowania zarysowania przeplatają się wzajemnie i występują wielokrotnie w strukturze betonu. Dalszy wzrost obciążenia powoduje powstawanie dużych odkształceń niesprężystych. Kształtuje się wówczas rozległy układ rys i spękań, które rozdzielają beton na szereg pojedynczych prętów i ścian. Nie mają one ze sobą powiązania ale mogą przenosić obciążenie zewnętrzne dzięki tarcia występującemu na powierzchniach rys kruszywo - zaczyn i zaczyn - zaczyn. Ostateczne zniszczenie następuje gdy układ ten staje się wewnętrznie niestabilny.

3. WPLYW OBRÓBKI TERMICZNEJ NA KSZTAŁTOWANIE SIĘ STRUKTURY BETONU

3.1. HYDRATACJA CEMENTU W WARUNKACH PODWYŻSZONEJ TEMPERATURY

Najwyraźniej zauważalnym wpływem podwyższonej temperatury na proces hydratacji cementu jest wzrost tempa reakcji. Gdy temperatura dojrzewania rośnie, główny skok na krzywej wydzielania ciepła jest przesunięty w kierunku krótszego czasu reakcji [Scrivener K. L., Wiekler W. 1992]. Wzrost tempa przemian pod wpływem temperatury jest konsekwencją termodynamiki reakcji.

Znanych jest wiele czynników wpływających na tempo hydratacji. Pośród najważniejszych można wymienić stopień zmielenia i skład cementu, stosunek wodno - cementowy oraz temperaturę dojrzewania. R. Kondo i S. Ueda [Kondo R., Ueda S. 1968] uważają, że tempo i mechanizm hydratacji są kontrolowane głównie przez stężenie i skład ciekłej fazy w różnych miejscach, strącanie i wzrost kryształów, strukturę porów i zaprzestanie transportu masy w produkcji. Z kolei P. W. Brown z zespołem [Brown P. W. i in. 1983] twierdzą, iż reakcja hydratacji pociąga za sobą serię procesów takich jak rozpuszczanie, strącanie i wzrost kryształów. Całkowita kinetyka reakcji jest zatem zdeterminowana przez najwolniejszy z tych etapów. Tempo i mechanizm hydratacji są zmienne w zależności od postępu reakcji. Według R. Kondo i S. Uedy tempo hydratacji kompozytów cementowych jest głównie determinowane przez transport masy przez warstwę produktu utworzoną wokół reagujących cząstek z wyjątkiem wczesnego etapu hydratacji, gdzie tempo jest kontrolowane przez mechanizm inny niż dyfuzja, generalnie przez zjawiska chemiczne.

S. Brunauer z zespołem [Brunauer S. i in. 1973] odkrył, że dyfuzja zaczyna wpływać na tempo hydratacji po osiągnięciu ok. 30 % zaawansowania tego procesu. I. Teoreanu i M. Muntean [Teoreanu I., Muntean M. 1974] dowodzą, że hydratacja C_3S i C_2S jest kontrolowana przez powierzchniowe reakcje chemiczne we wczesnym stadium hydratacji a przez dyfuzję substratów przez warstwę produktów w późniejszym stadium.

Zależność tempa hydratacji od temperatury jest często wyrażana przez widoczną energię aktywacji. Dyfuzja jest uważana za relatywnie niezależną od temperatury. Współczynnik dyfuzji może spełniać równanie Arrheniusa mimo stosunkowo niskiej energii aktywacji. Gdy

współczynnik dyfuzji maleje z postępowaniem hydratacji energia aktywacji również odpowiednio maleje.

P. W. Brown z zespołem [Brown P. W. i in. 1985] uważa, że energia aktywacji w przypadku procesów sterowanych chemicznie wynosi około 10 kcal/mol podczas gdy przy kontroli dyfuzyjnej jest nie większa niż 5 kcal/mol. Znotowano jednak wiele różnic w oszacowaniu wartości energii aktywacji. Część z tych rozbieżności mogła być spowodowana różnicami w metodzie obliczania. S. Brunauer i S. A. Greenburg [Brunauer S., Greenburg S. A. 1960] uważają, że znaczne różnice w tempie hydratacji, nawet w przypadku czystych składników, są powodowane innymi sposobami preparowania C_3S i C_2S . Pochodzenie surowców, temperatura wypalania, tempo studzenia i w przypadku β - C_2S pochodzenie i ilość stabilizatora mogą wpływać na tempo hydratacji składników cementu. R. Kondo i S. Ueda twierdzą, że energia aktywacji jest czasem szacowana na poziomie 10 kcal/mol nawet gdy hydratacja cementu kontrolowana jest przez dyfuzję. Według nich oznacza to, że jest to zależne od wpływu wzrastającej porowatości ze wzrostem temperatury dojrzewania.

K. Fujii i W. Kondo [Fujii K., Kondo W. 1974] badali kinetykę zaczynu wykonanego z C_3S w temperaturze 5 i 50°C dla hydratacji aż do 100 godzin. Na podstawie swoich badań twierdzą, że etap kontroli dyfuzyjnej pojawia się wówczas gdy powierzchnia C_3S całkowicie pokryje się produktem C-S-H. Wyliczona przez nich energia aktywacji wyniosła 5 kcal/mol. Ci sami autorzy [Fujii K., Kondo W. 1979] stwierdzają, że energia aktywacji we wczesnym etapie hydratacji zaczynu z β - C_2S wynosi 11.7 kcal/mol. Z kolei W. Kondo i M. Daimon [Kondo W., Daimon M. 1969] donoszą, że energia aktywacji w okresie przyspieszenia hydratacji C_3S wynosiła między 13 a 37 kcal/mol. Dlatego też konkludują, że tempo hydratacji w tym etapie jest prawdopodobnie kontrolowane przez reakcje chemiczne. S. Brunauer i D. L. Kantro [Brunauer S., Kantro D. L. 1964] stwierdzają, że zależność hydratacji β - C_2S od temperatury jest normalna (to jest pozytywna) aż do 70 % zaawansowania procesu. Natomiast hydratacja C_3S ma pozytywną zależność od temperatury tylko do poziomu 35 % postępu procesu. Zatem zaproponowali aby uznać, że we wczesnym etapie hydratacji, gdy reakcja zarówno C_2S jak i C_3S jest podobnie zależna od temperatury, czynnikiem determinującym postęp jest reakcja chemiczna. Później, mały wpływ temperatury wskazuje na kontrolę dyfuzyjną. Ponieważ C_2S jest daleko mniej reaktywne niż C_3S to cieńsza warstwa żelu musi powstać na nim zanim dyfuzja zacznie limitować postęp hydratacji. L. E. Copeland i D. L. Kantro [Copeland L. E., Kantro D. L.

1968] donoszą o energii aktywacji dla zaczynu alitowego na poziomie 9.8 oraz 6.3 kcal/mol odpowiednio dla 60 i 70 % zaawansowania procesu hydratacji. Według nich, znaczący spadek w wartości energii aktywacji wskazuje na fakt, że proces hydratacji staje się tu kontrolowany przez dyfuzję.

K. O. Kjellsen [Kjellsen K. O. 1990], [Kjellsen K. O., Detwiler R. J. 1992] wyliczył energię aktywacji dla cementów portlandzkich przy różnych stopniach zhydratyzowania. Na poziomie 20-30 % hydratacji energia ta osiąga stosunkowo wysoką wartość co wskazuje na chemiczną kontrolę reakcji. Natomiast energia aktywacji maleje wraz ze wzrostem stopnia hydratacji, co wyżej wymienieni autorzy interpretują jako przesunięcie w kierunku mechanizmu dyfuzyjnego.

L. E. Copeland i D. L. Kantro upatrują zmiany energii aktywacji w zmianie mechanizmu reakcji ponieważ generalnie wiadomo, że hydratacja cementu jest wzrastająco rządzona przez procesy dyfuzyjne. Ponieważ energia aktywacji procesów dyfuzyjnych powinna być mniejsza niż ta dla chemicznych zjawisk, to spodziewany jest spadek wartości całkowitej energii aktywacji dla hydratacji. Całkowita energia aktywacji stopniowo maleje być może dlatego, że rośnie oporność dyfuzyjna powłok powstałych w procesie hydratacji, a poza tym poszczególne minerały mogą mieć różne tempa mechanizmów kontroli na tym samym poziomie zaawansowania reakcji. Na przykład hydratacja C_3S będzie kontrolowana dyfuzyjnie we wcześniejszym stadium niż hydratacja C_2S . Dodatkowo należy stwierdzić, że zarówno rozkład wielkości cząstek jak i skład mineralny ziaren przyczynia się do nakładania się na siebie obu mechanizmów sterowania reakcją.

K. O. Kjellsen i R. J. Detwiler stwierdzili [Kjellsen K. O., Detwiler R. J. 1990], [Kjellsen K.O., Detwiler R.J. 1991], że temperatura hydratacji silnie wpływa na rozkład produktów hydratacji matrycy zaczynu cementowego przy stopniu zaawansowania tego procesu na poziomie wyższym niż 30 %. Implikacją tego jest fakt, że ograniczenia w ruchliwości jonów i główne warunki hydratacji będą prawdopodobnie zmienne w zależności od temperatury dla danego poziomu postępu procesu hydratacji. We wczesnych etapach hydratacji na powierzchni ziaren cementu tworzą się otoczki. Rozpuszczone cząstki przenikają przez nie powodując rozcieńczenie roztworu znajdującego się między niezhydratyzowanymi rdzeniami ziaren cementu a zewnętrznymi powłokami. Później cząstki te stracają się. Na podstawie analiz obrazu przy użyciu mikroskopu skaningowego [Kjellsen K.O., Detwiler R.J. 1991] okazuje się, że jest to generalny mechanizm hydratacji do poziomu 30 % zaawansowania tego procesu, niezależnie od temperatury dojrzewania próbek ale w

badanym zakresie od 5 do 50°C. Zmiana mechanizmu reakcji pojawia się później, zarówno zmiana jak i niższy próg stopnia hydratacji stają się bardziej widoczne przy wyższych temperaturach. Do osiągnięcia progu reakcja przebiega głównie w roztworze zarówno przy 5 jak i 50°C. Oznacza to, że hydratacja jest reakcją zachodzącą seryjnie. Mechanizm wewnątrz roztworu może być powodowany stosunkowo wysoką zdolnością dyfuzyjną powłok powstałych podczas hydratacji na tym etapie.

Zmiana w mechanizmie reakcji pojawi się prawdopodobnie przy niższym poziomie hydratacji a przy wyższej temperaturze. Wynika z tego, że reakcja zmienia swój charakter z procesów seryjnych na równoległe to znaczy, że reakcje topochemiczne i wewnątrz roztworu zaczynają przebiegać zbieżnie. Tempo reakcji będzie zależne od najwolniejszego etapu. Zmiana mechanizmu z roztworowego na równoległy topochemiczny nie koniecznie musi pociągać za sobą widoczną zmianę w energii aktywacji. Dlatego też niejednorodny rozkład fazy C-S-H utworzonej w podwyższonej temperaturze nie musi być rezultatem dyfuzyjnej kontroli reakcji. Jednak gdy pustki wewnątrz powłok wypełnią się produktami hydratacji możliwym jest, że późniejsza hydratacja będzie kontrolowana przez dyfuzję. Ponieważ powłoki powstające podczas hydratacji w podwyższonej temperaturze mają dużo niższą zdolność dyfuzyjną to tempo reakcji będzie sukcesywnie redukowane. Warunki te mogą tłumaczyć tworzenie się gęstych powłok w podwyższonej temperaturze i przy wyższym stopniu zaawansowania procesu hydratacji jak to zaobserwowano we wcześniejszych badaniach [Kjellsen K.O., Detwiler R.J. 1990], [Kjellsen K.O., Detwiler R.J. 1991].

K. Flaga w swojej pracy [Flaga K. 1971] stwierdza, że oddziaływanie temperatury objawia się przede wszystkim znacznym przyspieszeniem procesu dyfuzji jonów. Jednak wówczas produkty hydratacji przejawiają wyższą skłonność do krystalizacji co powoduje szybko powstanie szczelnych otoczek na ziarnach cementu, co z kolei hamuje dalszy postęp reakcji. Wywołuje to bezproduktywne uwięzienie znacznej części spoiwa w niewodnionych czerepach ziaren a równocześnie stwarza znaczny wzrost progów potencjału w zaczynie cementowym utrudniający dyfuzję jonów zdolnych do dalszego budowania struktury. Upatruje się w tym zjawisku przyczynę częstego obniżenia wytrzymałości końcowej betonu poddanego obróbce termicznej oraz nikłego wzrostu wytrzymałości po obróbce w stosunku do betonu dojrzewającego w warunkach normalnych.

Dojrzewanie betonu w warunkach podwyższonej temperatury przyspiesza narastanie wczesnej wytrzymałości. Jednak takie warunki pielęgnacji okazują się mieć negatywny

wpływ na wytrzymałość tworzywa w późniejszym okresie. G. J. Verbeck i R. H. Helmuth [Verbeck G. J., Helmuth R. H. 1968] wysuwają hipotezę, że powstanie gęstej strefy produktów hydratacji wokół niezhydratyzowanych jeszcze ziaren cementu w warunkach podwyższonej temperatury jest odpowiedzialne za obniżenie końcowej wytrzymałości betonu. Jest to przypisywane redukcji możliwego do osiągnięcia stopnia hydratacji spowodowanej podwyższoną opornością dyfuzyjną gęstych produktów hydratacji. Autorzy ci wskazują również na znaczący wpływ nieuporządkowanego rozkładu produktów hydratacji na wytrzymałość betonu.

K. O. Kjellsen z zespołem [Kjellsen K. O. i in. 1990] na podstawie obszernych studiów literatury i badań własnych stwierdza, że temperatura dojrzewania odgrywa ważną rolę w kształtowaniu się struktury porów w zhydratyzowanym zaczynie cementowym. Im wyższa temperatura tym wyższa globalna porowatość. Przy czym głównie wzrasta udział porów o średnicy większej od 3500 Å. Wzrost porowatości betonu ma wpływ na zwiększenie przepuszczalności a ta z kolei ma kluczowe znaczenie dla trwałości betonu.

3.2. ROLA NAPRĘŻEŃ WŁASNYCH W USZKODZENIACH STRUKTURY BETONU

Betony poddane obróbce termicznej oprócz podwyższonego poziomu naprężeń własnych, wywołanych ciśnieniem zjawisk mikrodyspersyjnych i krystalicznych, są narażone na powstawanie defektów strukturalnych, wywołanych naprężeniami termicznymi i skurczowymi. Defekty te są ściśle związane ze znacznymi różnicami w wartościach współczynników rozszerzalności cieplnej poszczególnych składników betonu, a także z powstającymi w betonie niestacjonarnymi polami temperatury i wilgotności wywołanymi wymianą ciepła i masy z otoczeniem. Powodują one w strukturze betonu naporzanego dodatkowe ciśnienia i naprężenia własne. Zjawiska te, oprócz niekorzystnych naprężeń, wywołują zwiększoną porowatość struktury oraz ukierunkowanie kapilar, co w efekcie końcowym objawia się spadkiem wytrzymałości na ściskanie jak i na rozciąganie [Flaga K., Wilk K. 1974].

Najważniejszymi elementami sieci strukturalnej betonu są sieć strukturalna kamienia cementowego oraz wykształcone warstwy stykowe. Bez nich bowiem mieszanina kruszywa i zaczynu cementowego (mieszanka betonowa) tworzy heterogeniczny układ trójfazowy o wytrzymałości makroskopowej równej zero. Autor ten stwierdza również, że z uwagi na skalę możliwych przemieszczeń atomów sieci strukturalnej kamienia cementowego star



równowagi termodynamicznej jest niemożliwy co objawia się istnieniem naprężeń własnych. Naprężenia te sumują się z naprężeniami pochodzącymi od obciążenia zewnętrznego w efekcie czego dochodzi do zniszczenia przy niższym obciążeniu. W kamieniu cementowym, nawet przy pełnej hydratacji, atomy wyrwywają się z miejsc chwilowego położenia, tworząc w strukturze krystalicznej nie wypełnione węzły (wakanse) i lokalne rozerwania więzi. Są one przyczynami tak zwanych defektów strukturalnych, które z kolei są koncentratorami naprężeń, zmniejszającymi wytrzymałość sieci strukturalnej stwardniałego zaczynu cementowego. Defekty strukturalne są zarodnikami mikropęknięć i mikrorys strukturalnych. W przypadku betonów dojrzewających w warunkach normalnych należy uwzględnić fakt bezpowrotnie utraconej części wytrzymałości w wyniku istnienia w strukturze naprężeń własnych. Przy obróbce termicznej betonów wzrasta poziom tych naprężeń. Tłumaczy to mechanizm obserwowanego w praktyce obniżenia wytrzymałości, modułu sprężystości i odkształcalności granicznej betonu poddanego obróbce termicznej. W podwyższonych temperaturach dojrzewania amplitudy drgań cząsteczek są większe, co sprzyja tworzeniu się bardziej chaotycznej i zdeformowanej struktury [Flaga K. 1971], [Flaga K. 1995].

W swoich dalszych rozważaniach K. Flaga [Flaga K. 1995] wprowadza podział na naprężenia własne:

- makro - równoważące się w obszarach o wymiarach około 10^{-2} m,
- mikro - równoważące się w obszarach o wymiarach około 10^{-6} m,
- submikro - równoważące się w obszarach o wymiarach około 10^{-10} m (Å).

Jako przykład naprężeń własnych typu „makro” można wymienić tu naprężenia termiczne i skurczowe w przekroju elementu powstające na skutek nieliniowych i niestacjonarnych pól temperatury i wilgoci. Mogą one być wynikiem obróbki termicznej elementów, samoociepłeniem się betonu pod wpływem ciepła hydratacji w obiektach masowych czy też oddziaływaniem klimatycznym. Naprężenia te najczęściej powodują rozciąganie włókien zewnętrznych w przekroju a ściskanie włókien wewnętrznych. Powodują głównie zarysowanie przypowierzchniowe elementów z betonu co z kolei przyczynia się do spadku sztywności, obniżenia trwałości czy przyspieszenia korozji wkładek zbrojeniowych [Flaga K. 1991]. Natomiast naprężenia własne typu „mikro” powstają najczęściej w strefach kontaktowych kruszywa i twardniejącego zaczynu cementowego. Dlatego też z tymi naprężeniami wiąże się mikrozarysowanie tych stref i ich własności. Na ogół przyjmuje się, że tak zwana destrukcja naprężeniowa betonu rozpoczyna się od stabilnej propagacji mikrorys znajdujących się właśnie w warstwach stykowych kruszywa i matrycy. Jako

przyczynę powstawania tych naprężeń można wymienić oddziaływania termiczne i skurczowe w początkowej fazie dojrzewania betonu [Flaga K., Al. J. Jabor 1990]. Skurcz zaczynu cementowego jest około 3-krotnie większy od skurczu betonu. Zmniejszający swoją objętość w matrycy zaczynu napotyka na opór ze strony niepodatnych na skurcz ziaren kruszywa. W tak powstałym stanie równowagi naprężeń ziarna kruszywa są ściskane a matryca rozciągana. Często w przypadku betonów zwykłych słabszych klas może dojść do przekroczenia granicy wytrzymałości na rozciąganie matrycy cementowej. Gdy w matrycy powstają pęknięcia i mikrozarzysowania to również i w strefach kontaktowych pojawiają się defekty.

Naprężenia termiczne „mikro” będą pojawiały się elementach betonowych poddawanych obróbce termicznej. W związku z różniącymi się znacznie współczynnikami rozszerzalności termicznej fazy stałej, ciekłej i gazowej w mieszance betonowej podczas rozgrzewu ma miejsce wzajemne przemieszczanie się składników. Powstałe wówczas pustki, mikrorysy i uszkodzenia tworzą w strukturze betonu defekty i zarodniki przyszłej jego destrukcji naprężeniowej [Flaga K. 1995]. Autor ten stwierdza, że trzecim czynnikiem wpływającym na defekty strukturalne w strefach stykowych jest reaktywność kruszywa w stosunku do zaczynu cementowego. Wyjątkowo dużą przyczepność do zaczynu cementowego wykazują jedynie kruszywa węglanowe, tworząc odmienną pod względem morfologii jak i struktury warstwę kontaktową [Piasta J., Piasta W. G. 1994]. Wprowadzenie aktywnego mikrowypełniacza (na przykład mikrokrzemionki) powoduje wzmocnienie i uszczelnienie strefy stykowej co w znacznym stopniu ogranicza występowanie omawianych tu defektów [Detwiler R. J., Mehta P. K. 1989].

Naprężenia własne „submikro” powstają w strukturze dojrzewającego zaczynu cementowego w wyniku procesów hydrolizy i hydratacji oraz krystalizacji spoiwa cementowego [Flaga K. 1995]. Z tymi procesami związany jest wzrost objętości fazy stałej w tężącym zaczynie cementowym i powstanie ciśnień skierowanych na zewnątrz. Podczas reakcji cementu z wodą ma miejsce narastanie kryształów zmniejszające powierzchnię wewnętrzną fazy stałej i wzrost energii sieciowej betonu. Towarzyszy temu zjawisko kontrakcji powodujące tak zwaną porowatość kontrakcyjną (pory o średnicy 5÷200 Å). Pustki te stanowią nieciągłości w strukturze stwardniałego zaczynu cementowego a co za tym idzie miejsca zapoczątkowania destrukcji naprężeniowej. Z kolei kryształy budujące strukturę na skutek dążenia do zmniejszenia objętości układu cement - woda, wywołują lokalne ciśnienia skierowane do wewnątrz co skutkuje lokalnym rozerwaniem i defektami

strukturalnymi w stwardniałym betonie. K. Flaga dodaje również, że ilość i wielkość tych uszkodzeń rośnie z przyspieszeniem hydratacji i strącania produktów hydratacji wywołanym obróbką termiczną betonu.

3.3. DEFEKTY WYWOŁANE ODDZIAŁYWANIEM GRADIENTU TEMPERATURY NA ŚWIEŻY BETON

Jedną z powszechnie stosowanych w przemyśle metod przyspieszania dojrzewania elementów prefabrykowanych jest naparzanie niskoprężne realizowane w cyklach obróbki termicznej. W wyniku naparzania, w zagęszczonej mieszance betonowej następują jednocześnie przepływy ciepła i wilgoci oraz szereg towarzyszących im zjawisk chemicznych i fizycznych [Wyrwał J. 1989]. Wszystkie te zjawiska są powiązane wzajemnie ze sobą oraz wpływają na formowanie się struktury twardniejącego betonu.

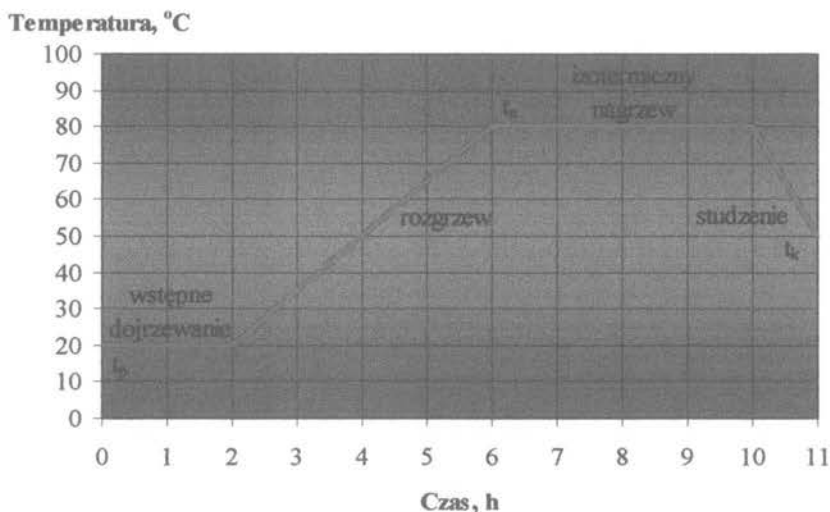
Cykle obróbki termicznej w zależności od długości dzieli się umownie na cykle krótkie (trwające do 6 godzin), średnie (trwające od 6 do 12 godzin) oraz długie (przekraczające 12 godzin).

W tradycyjnym cyklu naparzania niskoprężnego wyróżnia się cztery fazy (rys. 3.1.) [Grudziński F. 1976]:

- faza I - wstępne dojrzewanie,
- faza II - podwyższanie temperatury (rozgrzew),
- faza III - nagrzewanie izotermiczne oraz
- faza IV - obniżanie temperatury (studzenie).

Faza wstępnego dojrzewania obejmuje okres od momentu zarobienia mieszanki betonowej wodą do czasu rozpoczęcia podgrzewania zaformowanego elementu. W tym etapie osiągana jest pewna wytrzymałość tworzywa pozwalająca na przeniesienie występujących w fazie następnej destruktywnych naprężeń wewnętrznych. W fazie tej jednocześnie przebiega kontrakcja wywołana hydratacją cementu powodująca obniżenie tych naprężeń [Wyrwał J., 1989]. Optymalny czas wstępnego dojrzewania, jak podają „Wytyczne stosowania obróbki cieplnej betonu zwykłego w warunkach fabrycznej produkcji prefabrykatów” opracowane przez COBRPB „CEBET”, zależy od kilku poniższych czynników takich jak: temperatura otoczenia, szybkość początkowego wiązania cementu, sposób obróbki cieplnej, skład mieszanki betonowej oraz szybkość wzrostu temperatury w fazie II. Przedłużenie fazy I

wpływa korzystnie na wzrost wytrzymałości betonu po obróbce termicznej oraz na zmniejszenie późniejszej destrukcji wytrzymałości elementu.



Rys. 3.1. Przykładowy cykl obróbki termicznej betonu.

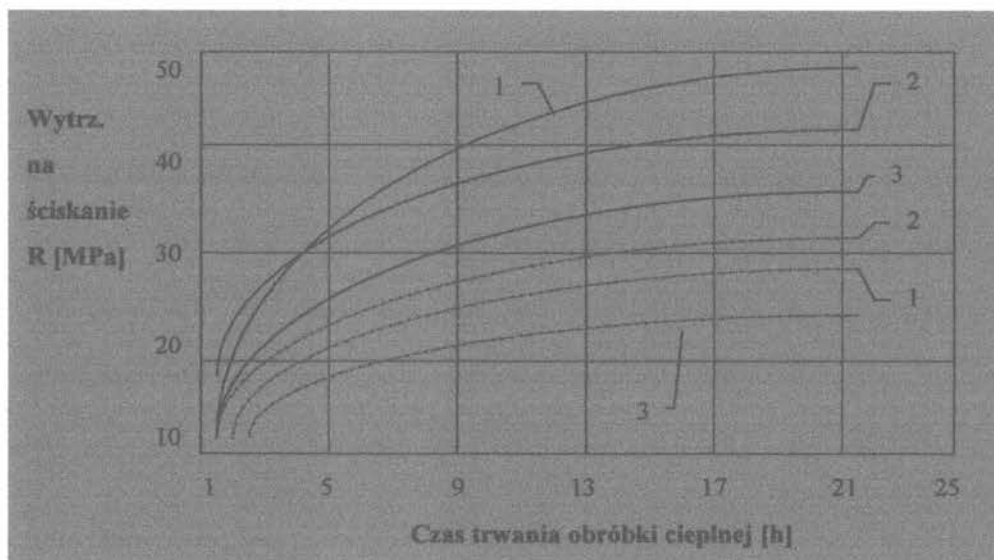
W przypadku elementów częściowo lub całkowicie rozformowanych czas trwania fazy wstępnego dojrzewania powinien być dłuższy dla rzadszej konsystencji mieszanki betonowej, dla niższego współczynnika cementowo- wodnego c/w oraz wolniejszego tempa początkowego wiązania spoiwa. Zastosowanie w fazie III cyklu wyższej temperatury izotermicznego nagrzewu oraz szybszego tempa podnoszenia temperatury w fazie II pociąga za sobą konieczność wydłużenia okresu wstępnego dojrzewania. Przy stosowaniu nagrzewu w formach zamkniętych wpływ tych czynników na czas trwania fazy I maleje i bez szkody dla wytrzymałości betonu czas ten może być skrócony.

Podnoszenie temperatury (faza II) jest realizowane z maksymalną prędkością z przedziału 20 do 35 °C/h, która jest uzależniona od czasu trwania fazy I, stosunku powierzchni elementu do jego objętości oraz konsystencji mieszanki betonowej.

W czasie podgrzewania temperatura betonu wzrasta wolniej niż temperatura czynnika grzewczego co powoduje kondensację pary wodnej na powierzchni elementu. Stąd na skutek działania sił kapilarnych kondensat wnika w głąb betonu. Ponieważ ciśnienie cząstkowe pary wodnej w środowisku komory naparzenia jest w tej fazie wyższe niż w nagrzewanym elemencie para wodna również dyfunduje do wnętrza betonu [Wyrwał J.

1989]. W fazie tej, obok rozszerzania się poszczególnych składników mieszanki betonowej spowodowanego wzrostem temperatury, równoległe ma miejsce proces tworzenia się i umacniania struktury wskutek postępującej hydratacji cementu.

Czas trwania fazy III oraz wartość temperatury izotermicznego nagrzewu zależą w głównej mierze od rodzaju cementu. Różnice w efektywności zastosowania różnych cementów związane są ich składem mineralogicznym. S. A. Mironow i Ł. A. Malinina [Mironow S. A., Malinina Ł. A. 1964] uważają za najlepsze dla średnich cykli obróbki termicznej cementy z zawartością 50 do 60 % C_3S , 6 do 9 % C_3A i powierzchni właściwej 3500 do 4500 cm^2/g (rys. 3.2.).



Rys. 3.2. Kinetyka twardnienia cementów z różną zawartością C_3A i C_3S poddanych obróbce termicznej wg [Mironow S. A., Malinina Ł. A. 1964]; 1- 2+4% C_3A , 2 - 6+8% C_3A , 3 - 11+12% C_3A ; linia ciągła - wyższa zawartość C_3S , linia przerywana - niższa zawartość C_3S .

Do krótkich cykli z kolei autorzy ci typują cementy o mianości ponad 5000 cm^2/g i zawartością C_3S powyżej 60 % a C_3A ponad 10 %. Stosowanie cementów o wyższej zawartości C_3A (8 do 10 %) pozwala wprawdzie na uzyskanie szybszego narastania wczesnej wytrzymałości betonu (szczególnie w krótkich cyklach) ale pociąga to za sobą większą destrukcję wytrzymałości końcowej.

Oprócz składu fazowego cementu na parametry fazy III mają wpływ konsystencja mieszanki betonowej i współczynnik cementowo - wodny. Przy gęstych konsystencjach i

wyższych współczynnikach c/w (powyżej 2.0) obserwuje się szybsze narastanie wytrzymałości twardniejącego betonu. Obecnie stosując szeroko dostępne plastyfikatory i upłynniacze można w znaczący sposób obniżyć ilość wody w mieszance betonowej zachowując nie zmienioną jej konsystencję.

Według J. Wyrwała [Wyrwał J. 1989] w fazie III większość betonów osiąga dzięki ciepłu hydratacji temperaturę wyższą od temperatury czynnika grzewczego a zatem następuje migracja wilgoci od wnętrza elementu ku jego powierzchni oraz częściowe jej odparowanie do otoczenia. Zjawisko to jest szkodliwe bowiem powoduje wysychanie betonu a tym samym obniżenie jego jakości i wytrzymałości.

Dopuszczalna szybkość studzenia w fazie IV uzależniona jest od masywności elementu i wytrzymałości jaką osiągnął pod koniec fazy izotermicznego nagrzewu. W tym okresie nasila się zewnętrzna wymiana wilgoci spowodowana intensywnym odparowywaniem wody z odkrytej powierzchni elementu oraz naprężenia rozciągające wywołane różnicami temperatury.

G. Błociszewska, R. Krzywobłocka-Laurow oraz M. Nowikow [Błociszewska G., Krzywobłocka-Laurow R. 1986], [Błociszewska G., Nowikow M. 1987] proponują jako kryterium oceny efektywności spoiwa w procesie obróbki termicznej betonu parametr β wyznaczany z dwóch poniższych wzorów:

$$\beta_1 = \frac{a_n \cdot R_{28}}{R_n} \quad (3.1.)$$

$$\beta_2 = \frac{R_{28}}{R_n^{1/2}} \quad (3.2.)$$

w których:

a_n - stosunek wytrzymałości betonu wymaganej bezpośrednio po obróbce cieplnej do wytrzymałości gwarantowanej, [-],

R_n, R_{28}^n - średnia wytrzymałość betonu bezpośrednio po obróbce cieplnej i po 28 dniach dalszego dojrzewania w warunkach normalnych, [MPa],

R_{28} - średnia wytrzymałość betonu dojrzewającego w warunkach normalnych, badana po 28-miu dniach dojrzewania, [MPa].

Na podstawie współczynnika o wartości większej (ze wzorów 3.1. lub 3.2.) autorki ustalają pięć grup efektywności cementów w obróbce termicznej:

- grupa I cementów nieefektywnych, gdy $\beta \geq 1.5$

- grupa II cementów słabofektywnych, gdy $1.3 \leq \beta < 1.5$
- grupa III cementów średnioefektywnych, gdy $1.1 \leq \beta < 1.3$
- grupa IV cementów efektywnych gdy $0.9 \leq \beta < 1.1$
- grupa V cementów bardzo efektywnych, gdy $\beta < 0.9$

Biorąc pod uwagę charakter procesów obróbki cieplnej betonów można, za F. Grudzińskim [Grudziński F. 1976], wyodrębnić kilka podstawowych grup wymiany ciepła, a mianowicie:

- przejmowanie ciepła przy skraplaniu pary wodnej na powierzchniach elementów omywanych parą lub jej mieszaniną z powietrzem o temperaturze wyższej od temperatury elementów,
- przenoszenie ciepła w nagrzewanych elementach przy nieustalonej wymianie ciepła,
- przejmowanie ciepła przez otaczające powietrze przy studzeniu elementów.

Proces wymiany ciepła między betonem a środowiskiem w czasie trwania obróbki termicznej jest wymianą ciepła w stanie nieustalonym, a zatem zarówno rozkład temperatury jak i ilość przenieszonego ciepła ulegają zmianom w czasie trwania tego procesu. Prędkość wymiany ciepła przy przewodzeniu w stanie nieustalonym zależy od współczynnika wyrównywania temperatury a_t :

$$a_t = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \quad [\text{m}^2/\text{h}] \quad (3.3.)$$

który jest proporcjonalny do współczynnika przewodzenia ciepła λ [$\text{W}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$] a odwrotnie proporcjonalny do iloczynu ciepła właściwego c [$\text{J}/\text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$] i gęstości materiału ρ [kg/m^3] określającego zdolność akumulacji ciepła w 1 m^3 ciała stałego przy różnicy temperatury wynoszącej $1 \text{ } ^\circ\text{C}$. Obok współczynnika wyrównywania temperatury a_t , drugim ważnym czynnikiem wywierającym wpływ na wymianę ciepła oraz rozkład temperatury w betonie poddanym obróbce cieplnej jest współczynnik przejmowania ciepła α [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$]. Współczynnik ten decyduje o strumieniu ciepła doprowadzanym do powierzchni nagrzewanego betonu albo przejmowanym przy studzeniu elementu. Zależność tą opisuje równanie Newtona:

$$Q = \alpha \cdot F \cdot (t_{ot} - t_{pow}) \quad [\text{J}/\text{h}] \quad (3.4.)$$

gdzie: Q - ilość ciepła wymieniana przez przejmowanie w jednostce czasu, [J/h],

F - powierzchnia wymiany ciepła, [m^2],

t_{ot} - temperatura ośrodka otaczającego element, [°C],

t_{pow} - temperatura na powierzchni elementu, [°C].

W betonie rozkład temperatury wywołany oddziaływaniem wewnętrznego (ciepło hydratacji) lub też zewnętrznego (obróbka termiczna betonu) źródła ciepła opisywany jest przez równanie Fouriera - Kirchhoffa [Flaga K. 1991] (cytowane wzory 3.5 jak również 3.6 i 3.7 służą jedynie do obliczeń matematycznych stąd występujące w nich niezgodności jednostek):

$$\frac{\delta t}{\delta \tau} = a_t \nabla^2 t + \frac{1}{c\rho} \frac{\delta Q}{\delta \tau} \quad (3.5.)$$

gdzie:

t - temperatura w punkcie o współrzędnych x, y, z , [°C],

τ - czas przebiegu procesu, [h],

a_t - współczynnik wyrównywania temperatury, [m²/h],

c - ciepło właściwe betonu, [J/kg·°C],

ρ - gęstość betonu, [kg/m³],

Q - ciepło hydratacji cementu w betonie, [J/kg],

$\frac{\delta Q}{\delta \tau}$ - funkcja źródeł, opisująca kinetykę wydzielania ciepła przez tężący beton, [J/kg·h],

$\nabla^2 = \frac{\delta^2}{\delta x^2} + \frac{\delta^2}{\delta y^2} + \frac{\delta^2}{\delta z^2}$ - operator Laplace'a.

Według K. Flagi funkcję źródeł możemy nazwać gęstością mocy ciepła wydzielonego podczas hydratacji cementu w betonie $W=W[\tau, t(x, \tau)]$, gdzie x jest wektorem położenia. Funkcję tę nazywa się niekiedy różniczkowym ciepłem hydratacji opisanym równaniem (3.6.):

$$Q(\tau) = \int_0^{\tau} W(\tau) d\tau \quad (3.6.)$$

Autor uzależnia przebieg tej funkcji od czasu, temperatury dojrzewania w danym punkcie elementu oraz ilości i rodzaju użytego cementu. Na przykład dla dowolnego przebiegu temperatury przytacza poniższy wzór (3.7.):

$$W(\tau) = \frac{aCQ_{\infty}}{2\tau\alpha^{3/2}} \cdot f[t(\tau)] \cdot \exp\left(-\frac{a}{\sqrt{\tau\alpha}}\right) \quad (3.7.)$$

gdzie: C - masa cementu w 1 m³ betonu, [kg/m³],

Q_∞ - całkowite ciepło hydratacji cementu, [J/kg],

a - parametr zależny od rodzaju cementu i konsystencji mieszanki betonowej, [h^{1/2}],

f[t(τ)] - funkcja temperatury tężącego betonu,

$$\tau_a = \int_0^{\tau} f[t(\tau)]d\tau - \text{wskaźnik dojrzałości betonu, [h].}$$

Ze względu na złożoność procesów fizyko - chemicznych tężącego betonu trudno jest dokładnie sformułować funkcję temperatury dojrzewającego betonu. W tabeli 3.1. przedstawione zostały formuły funkcji temperatury prezentowane przez różnych badaczy.

TABELA 3.1.

Funkcje temperatury tężącego betonu [Kuczyński W. i in. 1972]

| Autor | | Funkcja temperatury f(t) | Uwagi |
|-----------------|------|--|--|
| A. G. A. Saul | 1951 | $\frac{t}{t_a}$ | 0 < t < 20 °C |
| R. W. Nurse | 1951 | $\frac{t+10}{t_a+10}$ | t ≥ -10 °C |
| A. G. A. Saul | 1951 | | |
| S. G. Bergström | 1953 | | |
| A. Nykänen | 1956 | $k \cdot \frac{t+15}{t_a+10}$ | t ≥ -15 °C stała k = 0.2 ÷ 0.4 |
| A. Volemy | 1956 | $\left(\frac{t+t_f}{t_a+t_f}\right)^n$ | t ≥ -t _f = 0 ÷ 10 °C n = 1 ÷ 2 |
| E. Rastrup | 1956 | $\frac{t-t_a}{2 \cdot 10}$ $\frac{t-t_a}{2 \cdot t_\gamma}$ $2^{\frac{t_a+78}{t_\gamma} \cdot \frac{t-t_a}{t+78}}$ | 0 ≤ t ≤ 50 °C -78 ≤ t ≤ 50 °C t _γ = 10 ÷ 15 °C |
| K. Flaga | 1969 | $a(t) \frac{t-t_a}{10} = \frac{\tau_a}{\tau}$ | $a(t) = \frac{t-t_a}{10} \sqrt{\frac{\tau_a}{\tau}}$ t ≤ 100 °C |

Występujące w tabeli symbole oznaczają odpowiednio:

t – temperatura betonu,

t_a – temperatura przyjmowana za temperaturę normalnego dojrzewania wynosząca $+ 18$
 $^{\circ}\text{C}$,

$t_{\gamma a}$ – jest wartością t_{γ} dla $t = t_a$,

τ_a – wskaźnik dojrzałości betonu, dla betonu dojrzewającego w zmiennych zakresach temperatury w czasie od τ_1 do τ_2 określa on równoważny czas tężenia betonu przy stałej temperaturze t_a (wskaźnik τ_a dla betonu tężącego w warunkach normalnych, tzn. w temperaturze $t = t_a$ równa się wprost liczbie dni dojrzewania)

τ - czas dojrzewania.

E. S. Weksler [Weksler E. S. 1962] na podstawie badań własnych nad przebiegiem migracji wilgoci w twardniejącym betonie poddanym obróbce termicznej stwierdza, że przy cieplnej obróbce betonu następuje w elemencie ruch wilgoci w kierunku strumienia cieplnego. Ponadto jeżeli migrująca wilgoć napotyka na opór to w porach i kapilarach twardniejącej mieszanki betonowej powstaje ciśnienie, którego wielkość zależy od gradientu temperatury i często w małych próbkach osiąga wartość nawet do dziesiątków centymetrów słupa wody. W przypadku gdy migrująca wilgoć ma swobodne wyjście z nagrzewanego betonu, ciśnienia te sprzyjają orientacji porów i kapilar w kierunku strumienia cieplnego. Natomiast jeśli swobodnego wyjścia nie ma (na przykład przy obróbce cieplnej w kasetach) ciśnienia prowadzą do zwiększenia porowatości betonu i naruszenia jego struktury.

Dodatkowo można stwierdzić, że w okresie podnoszenia temperatury powstający gradient temperatury powoduje ruch wilgoci do wnętrza elementu, rozszerzenie się pęcherzyków powietrza i ich ruch także do wnętrza. W okresie izotermicznego nagrzewu następuje zmiana kierunku ciśnienia pęcherzyków powietrza, jest ono teraz skierowane od środka ku powierzchni elementu. Początkowo przy wyrównywaniu się temperatury w przekroju elementu, ciśnienie powietrza w pęcherzykach w całym przekroju wyrównuje się i dalej kształtuje się następujący układ: wyższe ciśnienie w pęcherzykach położonych bliżej środka elementu, niższe w pęcherzykach bliżej powierzchni. Układ ten spowodowany jest utrudnianiem swobodnej rozszerzalności pęcherzyków przez tężącą mieszanekę betonową oraz stopniowym wyrównywaniem się ciśnień w pęcherzykach położonych bliżej

powierzchni elementu i z otoczeniem. W tym okresie następuje zjawisko rozrywania pęcherzyków powietrza położonych przy powierzchni betonu, przedzierania się powietrza na zewnątrz i tworzenia się otwartych porów. Swobodne rozszerzanie się pęcherzyków powietrza w twardniejącym betonie jest możliwe na początku obróbki cieplnej, kiedy mieszanka jest jeszcze w stanie plastyczno - lepkim. W miarę tężenia struktury rozszerzające się pęcherzyki powietrza natrafiają na opór, wzrasta w nich ciśnienie, które może być przyczyną pęknięć w strukturze a w efekcie obniżenia wytrzymałości betonu. Zmniejszenie ilości powietrza wpływającego na wielkość ciśnienia w nagrzewanym betonie można uzyskać przez usunięcie go z mieszanki betonowej lub przez „związanie” go podwyższonymi siłami napięcia powierzchniowego wody (powietrze „związane” praktycznie nie bierze udziału w procesie wymiany masy). Osiągnąć to można przez dokładne zagęszczenie mieszanki betonowej i przez zastosowanie dodatków powierzchniowo czynnych.

Obniżenie wytrzymałości betonu a także ogólne zmiany struktury betonu poddanego obróbce cieplnej można określić jako spowodowane przyczynami natury fizycznej i chemicznej [Chrabczyński G. 1980], [Mironow S.A., Malinina Ł.A. 1964]. Przyczyny natury fizycznej odnoszone są w przeważającej mierze do znacznie różniących się współczynników rozszerzalności cieplnej poszczególnych składników mieszanki betonowej. Uśrednione wartości tych współczynników podane zostały w tabeli 3.2.

TABELA 3.2.

Charakterystyczne współczynniki rozszerzalności cieplnej [Chrabczyński G. 1980].

| Składnik mieszanki betonowej lub materiał | Współczynnik rozszerzalności cieplnej [m³/m³·°C] |
|--|---|
| Cement | 15·10 ⁻⁶ |
| Kruszywo | (24 ÷ 39) ·10 ⁻⁶ |
| Woda | (520 ÷ 640) ·10 ⁻⁶ |
| Wilgotne powietrze | (3660 ÷ 9000) ·10 ⁻⁶ |
| Stal | 36·10 ⁻⁶ |
| Beton | 30·10 ⁻⁶ |

W pracach S. A. Mironowa i Ł. A. Malininy [Mironow S. A., Malinina Ł. A. 1964], [Malinina Ł.A. 1977] wyrażane są poglądy, że naprężenia wewnętrzne powstające w świeżym betonie poddanym obróbce cieplnej są rezultatem rozszerzania się wody i powietrza podczas wzrostu temperatury. Prowadzą one do istotnych spękań oraz wzrostu porowatości o ile wytrzymałość betonu nie jest wystarczająca dla przeniesienia tych naprężeń. G. Chrabczyński [Chrabczyński G. 1980] podkreśla fakt, że współczynniki rozszerzalności zarówno wody jak i wilgotnego powietrza nie są liniowo zależne od temperatury. Dodatkowo Ł. A. Malinina [Malinina Ł. A. 1977] wskazuje na specyficzną rolę wody, której ściśliwość jest mała. W przypadku niemożności rozszerzania się wody zarobowej wraz ze wzrostem temperatury muszą powstawać znaczne oddziaływania ciśnieniowe. Według teoretycznych obliczeń przytaczanych przez autorkę [Malinina Ł.A. 1977] ogrzanie wody od 20 °C do 80 °C - bez możliwości jej swobodnego rozszerzenia - wyzwała ciśnienie rzędu 20 MPa. Oznacza to, że oddziaływanie ekspansyjne wody może okazać się destruktywne aczkolwiek jest ono w pewnym zakresie ograniczane w wyniku większej w stosunku do wody ściśliwości powietrza.

Wewnętrzne ciśnienia w twardniejącym betonie mogą być również spowodowane przebiegającą w trakcie trwania procesu wewnętrzną i zewnętrzną wymianą masy odnoszącą się do przemieszczania się wilgoci wskutek występujących gradientów temperatury.

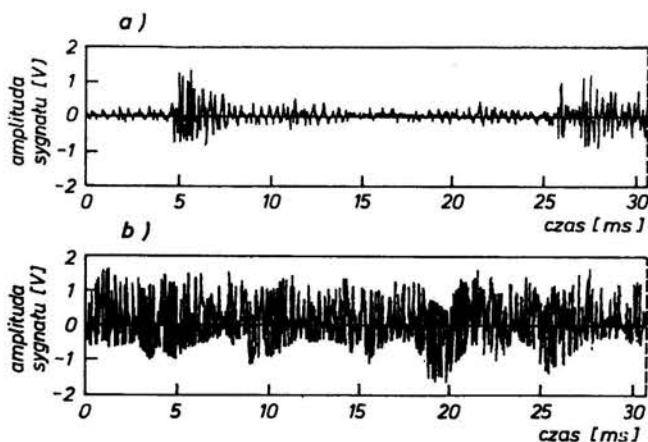
4. EMISJA AKUSTYCZNA W BADANIACH BETONÓW

4.1. CHARAKTERYSTYKA ZJAWISKA EMISJI AKUSTYCZNEJ

Sygnaly dźwiękowe towarzyszące różnym zjawiskom przyrodniczym są znane od dawna. Często poprzedzały i nasilały się w przypadkach katastrofy górotworu, pękania lodowców czy wyładowań atmosferycznych. I. Malecki [Malecki I. 1994] cytuje, za pochodzącym z połowy XIV wieku, Codex Germanicus pierwszą pisemną wzmiankę o zjawisku emisji akustycznej: „Jeśli chcesz sprawdzić czy siarka jest dobra czy zła, weź kawałek siarki i przyłóż do ucha. Jeśli siarka przy nacisku trzeszczy jest dobra ale jeśli pozostaje ona cicha i nie trzeszczy to zła siarka”.

Terminem „emisja akustyczna” określa się zjawisko polegające na powstawaniu fal sprężystych wewnątrz lub na powierzchni ośrodka. Gdy rozpatrywanie tego zjawiska zawęzi się do ciał stałych wówczas można powiedzieć, że emisja akustyczna polega na powstawaniu fal sprężystych na skutek lokalnej, dynamicznej zmiany struktury [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992].

Sygnal emisji akustycznej wytwarzany jest w materiale w wyniku wygenerowania energii. Na skutek zewnętrznych oddziaływań zostaje zaburzony pierwotny układ i następuje wyzwolenie energii, która wypromieniowuje w postaci fal sprężystych nazywanych sygnałem emisji akustycznej (EA). Zjawisko emisji akustycznej jest złożone i uzależnione od wielu czynników przede wszystkim zewnętrznych jak również i wewnętrznych. Należą do nich między innymi poziom aktualnego naprężenia, szybkość zmian obciążenia, historia obciążania czy wreszcie rodzaj struktury materiału. Wytwarzane przez źródło fale sprężyste rozchodzą się wewnątrz lub po powierzchni ośrodka ulegając wielokrotnym odbiciom. Fale te mogą być odbierane przez przetwornik umieszczony na powierzchni badanego obiektu. Elektroniczna aparatura pomiarowa pozwala na rejestrację w trakcie procesu obciążania obiektu przebiegów czasowych sygnałów EA w postaci zbliżonej do tych wysyłanych przez źródło. Dlatego też analizie poddaje się charakterystykę tych sygnałów a przede wszystkim ich przebieg w czasie [Witos F. 1994]. Ze względu na ten przebieg rozróżnia się emisję ciągłą, charakteryzującą się szybko po sobie następującymi impulsami oraz emisję dyskretną, w której występują grupy impulsów oddzielone okresami ciszy pozwalającymi wyróżnić poszczególne sygnały (por. rys. 4.1.).



Rys. 4.1. Przykłady sygnałów emisji akustycznej: a) emisja dyskretna, b) emisja ciągła [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992].

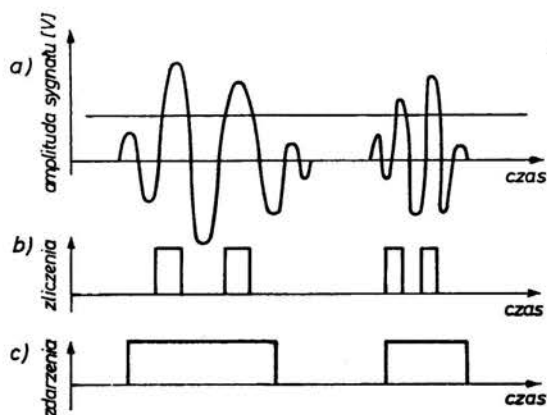
Główne parametry charakteryzujące emisję akustyczną to:

- liczba zliczeń (*counts*) - określająca liczbę sygnałów, których amplituda przekracza określoną wartość poziomu dyskryminacji w jednostce czasu,
- liczba zdarzeń (*events*) - podająca w jednostce czasu liczbę obwiedni amplitud ciągu impulsów o wartościach wyższych od poziomu dyskryminacji (por. rys. 4.2.),
- suma zliczeń (*summation of counts*) - będąca liczbą zliczeń, którą zarejestrowała aparatura pomiarowa w czasie całego okresu obserwacji lub w wybranym etapie,
- wartość skuteczna sygnału elektrycznego RMS (*root mean square value*) - zawierająca informację o względnej wartości energii sygnału emisji akustycznej w przedziale czasu T oraz o jej zmianach w czasie. Wartość skuteczną sygnału określa się wzorem [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992]:

$$v_{sk} = \left[\frac{1}{T} \cdot \int_0^T v^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

gdzie $v(t)$ jest chwilową wartością napięcia.

- widmo częstotliwościowe (*frequency spectrum*) - które otrzymuje się z przebiegu czasowego sygnału emisji akustycznej przez transformację Fouriera.



Rys. 4.2. Przykłady analizy sygnałów EA przez aparaturę pomiarową: a) przebieg sygnału EA odebranego przez przetwornik, b) liczba zliczeń EA, c) liczba zdarzeń EA
 [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992].

W większości zastosowań emisji akustycznej wykorzystywane są źródła emisji pochodzące od działania pola naprężeń mechanicznych, bądź to wewnętrznych jak i zewnętrznych. Procesy obróbki termicznej lub mechanicznej materiału oraz niejednorodności struktury wywołują naprężenia wewnętrzne lokalnie przybierające znaczne wartości na przykład w wierzchołkach pęknięć. Źródłem lokalnych naprężeń wewnętrznych mogą być również granice pomiędzy zbrojeniem i matrycą w materiałach kompozytowych lub granice faz w materiałach polikrystalicznych. Pole naprężeń zewnętrznych wywoływane jest najczęściej przy badaniu próbek materiałów przez obciążenia mechaniczne. W wyniku koncentracji naprężenia w wierzchołkach istniejących mikropęknięć i przy pewnym poziomie naprężenia następuje proces ich propagacji. Towarzyszy temu generacja fal sprężystych. Lokalne zmiany w ośrodku wywołujące emisję akustyczną mogą być powodowane również przez działanie pola magnetycznego lub termicznego a także przez reakcje chemiczne.

Źródła emisji akustycznej w odkształconym przez czynniki wewnętrzne i zewnętrzne materiale można podzielić, za I. Maleckim i A. Opilskim [Malecki I., Opilski A. 1994], na kilka charakterystycznych grup reprezentujących zachodzące w nich procesy:

- ruch defektów sieci krystalicznej (ruch dyslokacji, wakansów, atomów wtrąconych),
- powstawanie i wydłużanie się mikropęknięć,
- formowanie makropęknięć i nieciągłości oraz ich rozprzestrzenianie się,

- lokalne ruchy ośrodka, wzajemne przesunięcia warstw ośrodka powodujące tarcie wewnętrzne,
- przejścia fazowe i reakcje chemiczne związane z lokalnymi zmianami faz,
- niezupełne wyładowania elektryczne,
- niektóre procesy biologiczne.

Z powyższego zestawienia wynikają szerokie możliwości zastosowania metody pomiaru emisji akustycznej do badania własności materiałów czy też złożonych mechanizmów pękania kompozytów.

4.2. ZASTOSOWANIE METODY EMISJI AKUSTYCZNEJ W BADANIACH BETONÓW

Pierwsze naukowe zainteresowania sygnałami akustycznymi powstającymi w ośrodku stałym jako efektami zmian w strukturze pochodzą z lat trzydziestych naszego stulecia. Podjęte w tym zakresie badania doprowadziły do zaobserwowania silnej zależności między wielkością obciążenia a dźwiękami emitowanymi przez obciążany materiał [Malecki I. 1994]. Prace J. Kaisera prowadzone na obciążanych mechanicznie próbkach drewna i metali uznawane są za początek okresu wykorzystywania metody emisji akustycznej na szeroką skalę. Teza jego pracy doktorskiej [Kaiser J. 1950], że „częstotliwość, amplituda i liczba sygnałów dźwiękowych zarejestrowanych w obciążanej próbce ciała stałego są związane z historią obciążenia próbki i jej własnościami fizykochemicznymi” stała się punktem wyjścia do dalszych badań i analiz dla wielu naukowców. Rezultatem pracy J. Kaisera było między innymi odkrycie efektu nazwanego na cześć tego badacza jego nazwiskiem polegającego na tym, że w materiale, który uprzednio był już poddany działaniu obciążenia, zauważalna emisja akustyczna występuje dopiero po przekroczeniu wartości naprężenia osiągniętej podczas poprzednich obciążeń.

W badaniach betonów jako jeden z pierwszych zastosował metodę emisji akustycznej H. Rüsche [Rüsch H. 1959]. Zaobserwował on znaczne zwiększenie aktywności akustycznej próbek betonowych poddanych obciążeniu przekraczającemu 75 % obciążenia niszczonego. Stwierdził także, że beton odciążany w tym zakresie również emituje sygnały emisji akustycznej. Natomiast R. G. L’Hermite [L’Hermite R. G. 1960] wskazał na współzależność emisji akustycznej i zmieniającego się pod wpływem obciążania

współczynnika Poissona. W Japonii H. Yokomichi [Yokomichi H. 1966] badał proces niszczenia betonu podczas ściskania osiowego. Na podstawie swoich prac zaproponował pojęcie „wytrzymałości rzeczywistej betonu” odpowiadającej naprężeniu, przy którym aktywność akustyczna wyraźnie wzrasta. Lata siedemdziesiąte przyniosły wzrost zainteresowania wykorzystaniem emisji akustycznej. Począwszy od pracy A. T. Greena [Green A. T. 1971], w której powiązał generowaną w obciążanym betonie emisję akustyczną z przebiegiem jego destrukcji, a skończywszy na badaniach różnego rodzaju kompozytów betonowych prowadzonych w ośrodkach krajowych pod kierunkiem prof. Jerzego Ranachowskiego z IPPT PAN z Warszawy, prof. Zbigniewa Świąckiego i doc. Józefa Pysznika z Politechniki Wrocławskiej. Prace te wykazały, że pomiar emisji akustycznej podczas destrukcji naprężeniowej betonu pozwala na określenie podstawowych parametrów mechaniki pęknięcia tego kompozytu oraz charakterystycznych wartości obciążenia, rozgraniczających stadia niszczenia betonu [Moczko A. 1996]. Dalsze badania, realizowane głównie w ośrodku wrocławskim, dotyczyły wpływu uziarnienia kruszywa [Hoła J. 1992], wilgotności [Hoła J., Pysznik J. 1990], wieku [Moczko A. 1991] oraz obróbki termicznej [Hoła J., Psonka A. 1991], [Hoła J. 1997] na wartości naprężeń krytycznych σ_1 oraz σ_n . Z kolei prace J. Hoły, A. Moczki i Z. Ranachowskiego [Hoła J., Moczko A. 1984], [Hoła J., Ranachowski Z. 1992], [Hoła J. 1994a] pozwoliły na ocenę wpływu czynników technologicznych i eksploatacyjnych na proces niszczenia betonu a także dały podstawy do wyznaczania wartości naprężeń krytycznych utożsamianych odpowiednio ze zmęczeniową i długotrwałą wytrzymałością betonu [Flaga K., Furtak K. 1981].

A. Moczko stosując metodę emisji akustycznej w swoich badaniach określił uwarunkowania dotyczące zjawiska samoregeneracji struktury betonu [Moczko A. 1989a], [Moczko A. 1989b], [Flaga K., Moczko A. 1990] a nadto ocenił zakres występowania efektu Kaisera w betonie [Hoła J., Moczko A. 1986], [Moczko A. 1989c].

Na szczególną uwagę zasługują tu prace Z. Ranachowskiego [Ranachowski Z. 1990], [Ranachowski Z. 1991] będące efektem zastosowania skonstruowanej przez niego aparatury krajowej i opracowania procedury do prowadzenia zautomatyzowanych pomiarów emisji akustycznej dla wyznaczania naprężeń krytycznych w betonie zwykłym. Dalsze prace tego autora wprowadzają metody sieci neuronowych w badaniach zależności emisji akustycznej od wytrzymałości betonu poddanego ściskaniu czy oddziaływaniu

wysokiej temperatury [Ranachowski Z. 1996a], [Ranachowski Z. 1996b], [Ranachowski Z. 1996c], [Ranachowski Z. 1997].

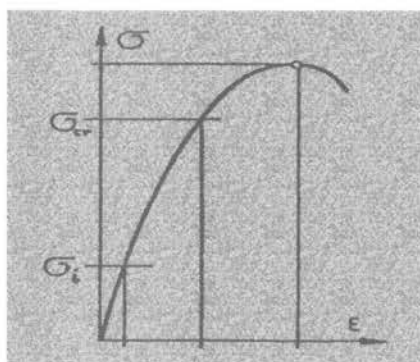
J. M. Berthelot [Berthelot J. M. i in. 1993] zastosował analizę widma częstotliwości sygnału emisji akustycznej do badań mechanizmu pęknięcia zapraw poddanych ścisłaniu oraz trójpunktowemu zginaniu.

Z krajowych prac w tym zakresie ukazały się badania A. Jaroszewskiej z zespołem przeprowadzone na próbkach zapraw poddanych naprężeniom termicznym i mechanicznym [Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996]. Analiza otrzymanych widm częstotliwościowych sygnałów potwierdziła zróżnicowanie charakteru widm zależne od rozmiarów i rodzajów źródeł emitujących sygnały EA. Z kolei Z. Ranachowski opracował i zastosował do klasyfikacji widm częstotliwościowych sygnału emisji akustycznej metodę sieci neuronowej [Ranachowski Z. 1996a], [Ranachowski Z. 1996b]. Badania te dotyczyły również zapraw poddanych naprężeniom termicznym i potwierdziły użyteczność zastosowanej metody do rozróżniania charakterystyk widmowych badanych kompozycji.

Wprowadzenie metody emisji akustycznej w obszar betonów wysokowartościowych z dodatkiem pyłów krzemionkowych sygnalizują prace J. Mierzwy, K. Pogana i Z. Ranachowskiego [Mierzwa J., Pogan K., Ranachowski Z. 1997], [Pogan K. 1998]. Wymienione tu prace potwierdzają zróżnicowanie sygnałów emisji akustycznej zależne od struktury badanego betonu i to zarówno ze względu na przebieg czasowy procesu niszczenia jak i różnice w charakterystycznych widmach dla poszczególnych kompozycji.

4.3. ANALIZA PRZEBIEGU PROCESU NISZCZENIA BETONU NA PODSTAWIE POMIARU EMISJI AKUSTYCZNEJ

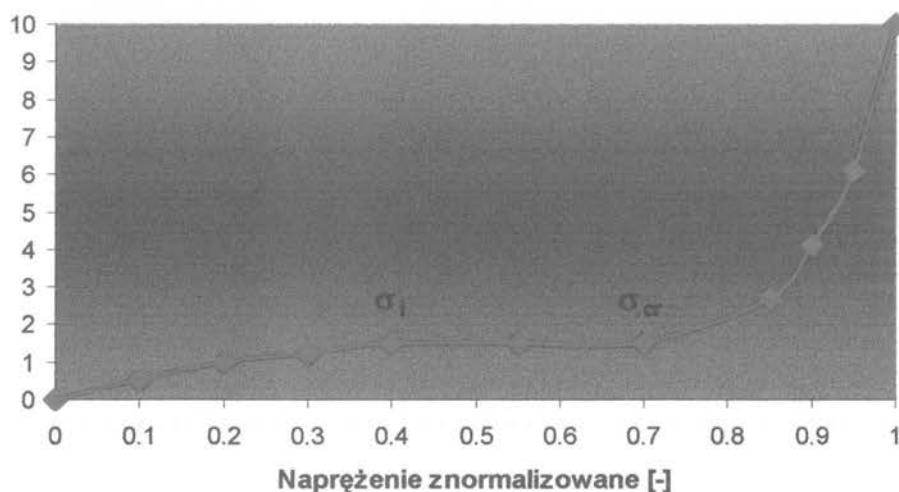
Jedną z podstawowych przesłanek kształtowania betonu jako materiału konstrukcyjnego jest przebieg jego zniszczenia pod wpływem działania obciążenia zewnętrznego. Istotne jest tutaj poznanie wpływu czynników technologiczno - eksploatacyjnych na wartości naprężenia inicjującego σ_i oraz krytycznego σ_{cr} . Wartości tych naprężeń, wprowadzanych przez niektórych naukowców jako charakterystyczne, są odpowiednimi wskaźnikami procesów destrukcyjnych zachodzących w betonie w całym procesie obciążania. Na krzywej naprężenie - odkształcenie są one punktami granicznymi między kolejnymi etapami niszczenia struktury betonu (rys. 4.3a) [Flaga K. 1995].



Rys. 4.3a. Naprężenia inicjujące i krytyczne w betonie podczas próby ściskania.

W pierwszym etapie gdy $0 < \sigma < \sigma_i$, oprócz wad powstałych w procesie wiązania tworzą się nowe, przyjmujące postać mikropęknięć. Stosując metodę pomiaru EA obserwujemy tu stały przyrost sumy zliczeń (por. rys. 4.3b).

Przyrost ΣEA [imp. $\times 10^5$]



Rys. 4.3b. Naprężenia σ_i i σ_{cr} wyznaczone metodą EA wg [Hoła J. 1994a].

Po przekroczeniu naprężenia σ_i pojawia się rozwój mikropęknięć o charakterze stabilnym, głównie w obszarze fazy stykowej zaczyn - kruszywo czemu odpowiada suma zliczeń emisji akustycznej wykazująca stały przyrost. Przekroczenie wartości naprężenia krytycznego σ_{cr} rozpoczyna fazę niestabilnego rozwoju i propagacji rys oraz pęknięć i to zarówno w strefach stykowych, jak i przez matrycę (lub matrycę i ziarna kruszywa). Istotnym jest tutaj

fakt, że zjawisko to przebiega znacznie szybciej w porównaniu do przyrostu obciążenia. A zatem naprężenie σ_{cr} rozgranicza stadium stabilnego i gwałtownego przyrostu sumy zliczeń emisji akustycznej [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992].

Naprężenie krytyczne σ_{cr} jest utożsamiane z granicą ujawnienia się cech plastycznych betonu przy obciążeniach krótkotrwałych i granicą pełzania nieliniowego przy obciążeniach długotrwałych. Poziom naprężenia σ_{cr} jest uważany za równoznaczny z wytrzymałością długotrwałą [Flaga K. 1995], [Flaga K., Furtak K. 1981].

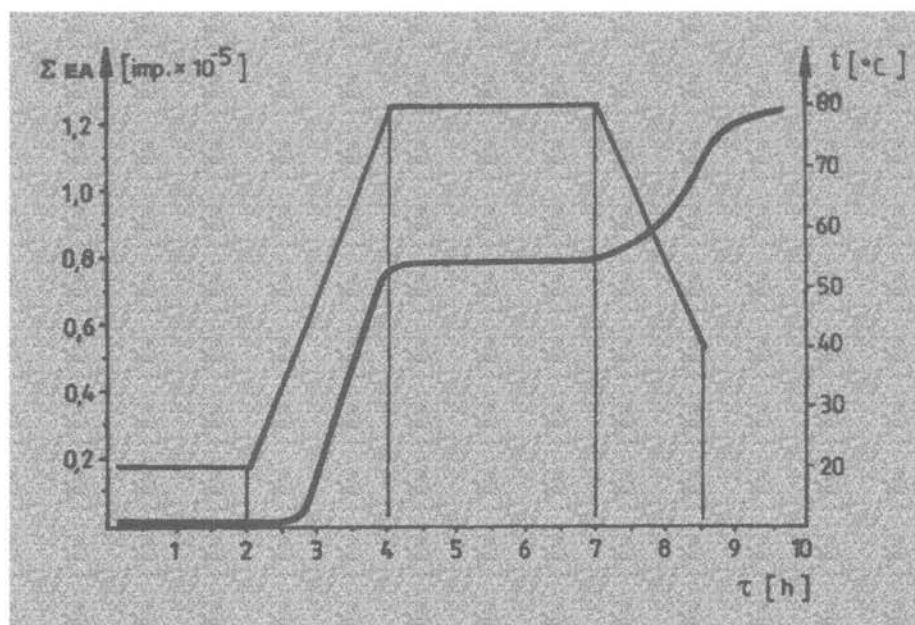
K. Flaga w swojej pracy [Flaga K. 1995] przytacza porównanie wyników badań w zakresie wyznaczania naprężeń σ_i oraz σ_{cr} (tab. 4.1). Zróżnicowanie uzyskanych wartości wynika z różnego rodzaju kruszyw stosowanych w badaniach jak i zróżnicowanych struktur betonowych i warunków pielęgnacji. W tym miejscu należy zwrócić uwagę na fakt, że wartości średnie naprężeń σ_i oraz σ_{cr} wyznaczone metodą emisji akustycznej są niższe o około 10 % od wartości uzyskanych przy pomocy pomiaru odkształceń. Efekt ten spowodowany jest różnymi zjawiskami fizycznymi wykorzystywanymi przy prowadzeniu pomiarów tymi metodami. Sygnały emisji akustycznej są wynikiem procesu rozwoju mikrorys wewnątrz badanej próbki, co poprzedza zmiany na jej powierzchni, rejestrowane za pomocą tensometrów. [Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. 1992], [Ranachowski Z. 1991].

TABELA 4.1.

**Zestawienie wartości naprężeń σ_i i σ_{cr}
odniesionych do naprężenia niszczonego σ_n wg [Flaga K. 1995].**

| AUTOR | | σ_i/σ_n | σ_{cr}/σ_n |
|-----------------------------|------|---------------------|------------------------|
| Alexander | 1963 | 0.40÷0.55 | 0.75÷0.85 |
| Shah, Chandra | 1963 | 0.60÷0.70 | 0.80÷0.90 |
| Hsu, Slate, Sturman, Winter | 1963 | 0.35÷0.50 | 0.70÷0.90 |
| Berg, Pisanko, Chromiec | 1966 | 0.40÷0.50 | 0.70÷0.80 |
| Kupfel, Hilsdorf, Rüsck | 1969 | 0.50 | 0.80 |
| Beres | 1971 | 0.60 | 0.90 |
| Buyukoztruk, Nilson, Slate | 1971 | 0.40 | 0.85 |
| Rybiański | 1976 | 0.37÷0.45 | 0.77÷0.89 |
| Perry, Gillot | 1977 | 0.40÷0.50 | 0.82÷0.86 |
| Flaga, Furtak | 1981 | 0.42÷0.51 | 0.76÷0.91 |
| Hoła, Moczko | 1984 | 0.40÷0.51 | 0.75÷0.85 |
| Ranachowski | 1990 | 0.31÷0.39 | 0.70÷0.83 |
| Mierzwa, Pogan, Ranachowski | 1997 | 0.30÷0.40 | 0.60÷0.85 |

W stadium obróbki termicznej świeżego betonu gradienty temperaturowe jak również duże różnice pomiędzy współczynnikami rozszerzalności termicznej poszczególnych składników kompozytu (kruszywa - zaczyn cementowy - woda - powietrze) powodują pojawienie się naprężeń w młodym, o słabej jeszcze strukturze materiale. Rezultatem tego są lokalne przemieszczenia składników i uszkodzenia, których intensywność występowania jest wynikiem stopnia zaawansowania wytrzymałości na tle punktu czasowego realizacji programu temperaturowo - czasowego ($t - \tau$). Występowanie tych zjawisk bardzo dobrze potwierdzają pomiary emisji akustycznej. I tak badania EA podczas trwania procesu obróbki termicznej betonu [Hoła J., Pszonka A. 1992] na przykład dla cyklu $\tau_c = 8.5$ h o następujących parametrach: $\tau_1 = 2$ h, $t_1 = 20$ °C; $\tau_2 = 2$ h, $\Delta t_2 = 30$ °C/h; $\tau_3 = 3$ h, $t_3 = 80$ °C; $\tau_4 = 1.5$ h, $\Delta t_4 = 30$ °C/h, wykazały pojawienie się początków EA już w połowie fazy drugiej a następnie istotny jej wzrost w fazie czwartej (por. rys. 4.4.).

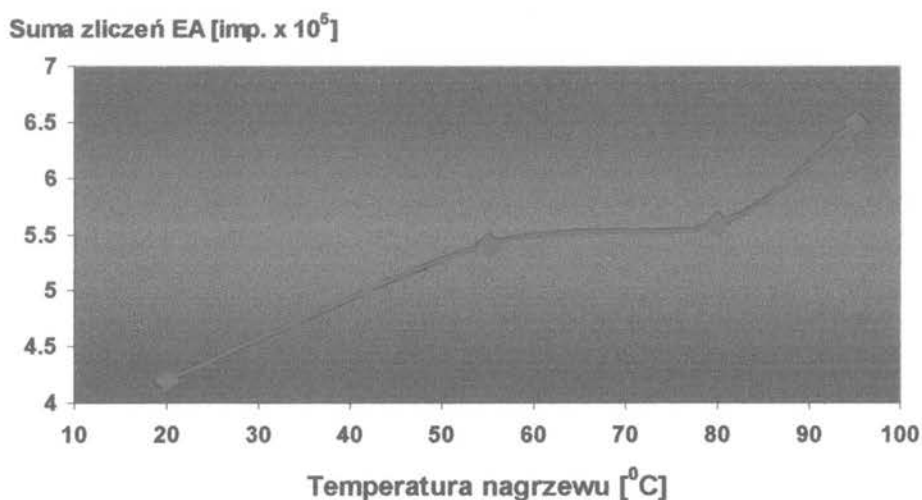


Rys. 4.4. Przebieg krzywej sumowania impulsów EA podczas obróbki termicznej betonu wg [Hoła J., Pszonka A. 1992].

Pojawienie się znacznej liczby impulsów emisji akustycznej zarejestrowanych podczas fazy rozgrzewu, gdy materiał znajduje się jeszcze w stadium plastycznym, należy interpretować jako efekt tarcia powstającego na skutek wzajemnego lokalnego przemieszczania się

składników mieszanki betonowej powodowanego różnicami w ich współczynnikach rozszerzalności termicznej. Natomiast źródłem sygnałów emisji akustycznej zarejestrowanych pod koniec fazy izotermicznego nagrzewu jak i w fazie studzenia są już mikropęknięcia i defekty pojawiające się w tych miejscach struktury, w których naprężenia termiczne przewyższają wytrzymałość na rozciąganie dojrzewającego betonu [Hoła J., Pszonka A. 1991], [Hoła J., Pszonka A. 1992].

W zakresie oceny destrukcyjnych skutków obróbki termicznej w betonach dojrzałych jako podstawowe stwierdzenie nasuwa się wzrost globalnej ilości uszkodzeń potwierdzony wartościami sum zliczeń emisji (ΣEA) zauważalny wraz z zaostreniem programu temperaturowo - czasowego danego cyklu (krótszy cykl, wyższa temperatura nagrzewu) co ilustruje rys. 4.5.



Rys. 4.5. Wpływ temperatury t_3 cyklu obróbki termicznej na sumę zliczeń EA wg [Hoła J., Pszonka A. 1991].

Interesujące wnioski nasuwają się również przy analizie redystrybucji uszkodzeń potwierdzonych emisją akustyczną w betonach poddanych różnym programom obróbki termicznej na tle zaawansowania naprężeń. Badania takie przeprowadzono dla trzech cykli obróbki cieplnej oraz porównawczo dla normalnego dojrzewania. Analizowano betony klasy B 20 [Hoła J. 1990], [Hoła J., Pszonka A. 1991].

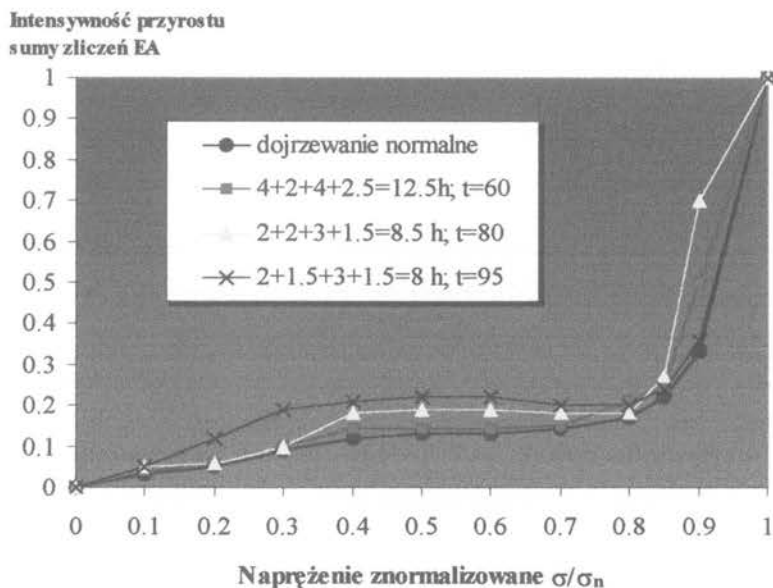
Wprowadzając dla ułatwienia porównania intensywność przyrostu sumy zliczeń EA „IN” [Hoła J., Moczko A. 1984], [Mierzwa J., Pogan K. 1997] jako:

$$IN = \sum_{i=1}^n N_{i+1} - \sum_{i=1}^n N_i \quad (4.2.)$$

gdzie: IN - intensywność przyrostu sumy zliczeń EA,

$\sum_{i=1}^n N_{i+1}$ - suma zliczeń EA zarejestrowana do poziomu naprężeń „i+1”,

$\sum_{i=1}^n N_i$ - suma zliczeń EA zarejestrowana do poziomu naprężeń „i”.



Rys. 4.6. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA na tle poziomu zaawansowania naprężeń betonów poddanych różnym cyklom obróbki termicznej wg [Hoła J., Pszonka A. 1991].

i odnosząc ją do poziomu zaawansowania naprężeń w obciążonej próbce σ/σ_n , gdzie σ_n jest wartością naprężenia niszczącego, przebiegi serii krzywych (por. rys. 4.6.) pozwalają na sformułowanie następujących spostrzeżeń:

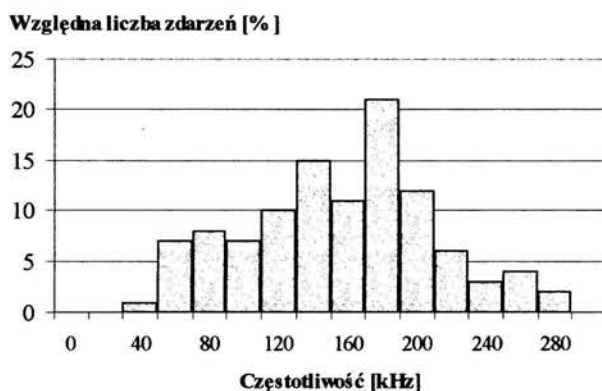
- poziom naprężenia inicjującego σ_i w betonach poddanych obróbce termicznej i normalnie dojrzewających jest zbliżony bo wynosi około $(0.3 \div 0.35)\sigma_n$,
- poziomy intensywności przyrostu sumy zliczeń EA wyznaczone w badaniach są niższe dla betonu dojrzewającego normalnie i w łagodnym cyklu ($\tau_c = 12.5$ h) w porównaniu z

dwoma pozostałymi, co potwierdza fakt wyższego stopnia destrukcji struktury tych ostatnich,

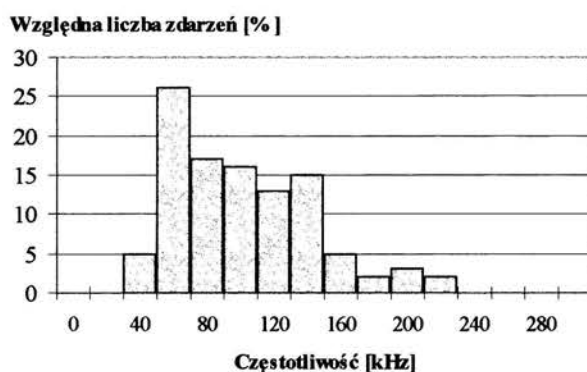
- poziom naprężeń krytycznych σ_{cr} wraz ze wzrostem obciążeń termicznych rośnie, co zostało potwierdzone również w innych badaniach [Hoła J., Pyszniak J., Stus R. 1989], [Hoła J., Ranachowski Z. 1992].

J. M. Berthelot i in. [Berthelot J. M. i in. 1993] zastosował analizę widm częstotliwościowych sygnałów emisji akustycznej w badaniach zapraw poddanych ścisaniu osiowemu oraz trójpunktowemu zginaniu. Struktury zróżnicowane były między sobą granulacją piasku (piasek zwykły Fontainebleau, piasek 1÷2 mm i 2÷3 mm).

a/



b/



Rys. 4.7. Rozkład częstotliwości sygnałów EA zarejestrowanych dla zapraw cementowych; a/ w próbie ścisania, b/ w próbie trójpunktowego zginania; wg [Berthelot J. M. i in. 1993].

Wyniki tych badań wskazują na zależność postaci widma od panującego w próbce stanu naprężenia. Dla próby ściskania zaprawy z piaskiem zwykłym zakres zarejestrowanych częstotliwości wynosił od 40 do 280 kHz z przewagą częstotliwości 140÷180 kHz (por. rys. 4.7a.).

Natomiast w próbie trójpunktowego zginania tej zaprawy zakres częstotliwości przesunął się w kierunku niższych - od 40 do 220 kHz, przy największym udziale częstotliwości z przedziału 60÷100 kHz (por. rys. 4.7b.).

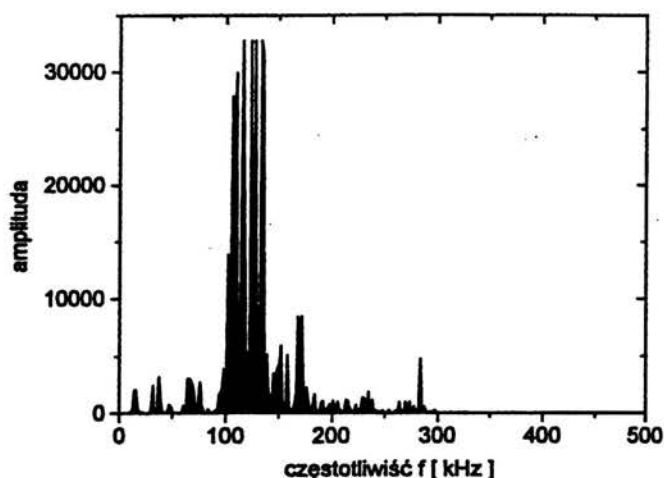
Porównanie widm częstotliwościowych dla poszczególnych struktur wykazało zależność postaci widma od granulacji piasku użytego w badaniach. Wzrost rozmiarów ziaren skutkuje bowiem zmniejszeniem rozmiarów rys. Zakresy częstotliwości rozszerzały się wraz z wielkością ziaren piasku. Wynosiły one odpowiednio 40÷220 kHz - dla piasku zwykłego, 60÷320 kHz dla piasku 1÷2 mm oraz 40÷460 kHz dla piasku 2÷3 mm. Autor ten powiązał również częstotliwość sygnału emisji akustycznej z rozmiarami rys powstającymi podczas procesu niszczenia i uznał, że metoda analizy częstotliwości dźwięków emitowanych przez badane struktury pozwala scharakteryzować proces destrukcji.

W tym miejscu należy jednak zaznaczyć, że w tych zakresach częstotliwości mieściły się sygnały EA generowane zarówno przez zaczyn cementowy, granicę faz zaczyn - ziarno piasku i wreszcie przez pękające większe ziarna piasku.

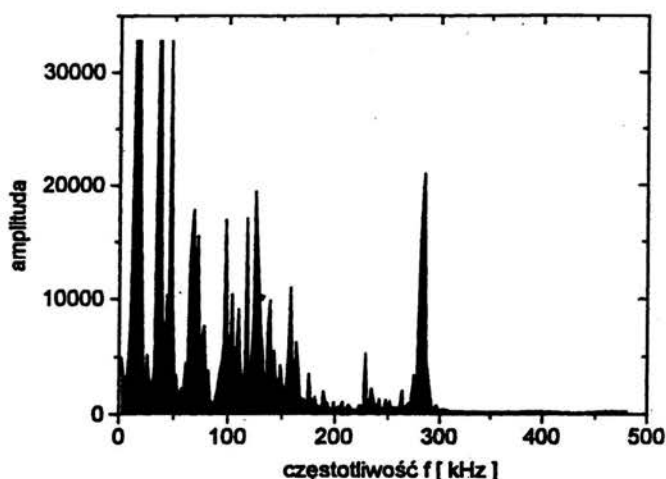
Z kolei badania A. Jaroszewskiej z zespołem [Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996], przeprowadzone na próbkach z zaczynów i zapraw cementowych poddanych naprężeniom termicznemu oraz mechanicznemu, wykazały zróżnicowanie postaci widm częstotliwościowych sygnałów EA uzależnione od struktury badanego ośrodka. Autorzy stwierdzają, że ogólne tendencje przebiegów poszczególnych parametrów emisji akustycznej są podobne w warunkach naprężeń termicznych i mechanicznych. W cytowanych badaniach zaobserwowano przesuwanie się widm w kierunku niższych częstotliwości wraz ze wzrostem zawartości piasku. Składowe widma częstotliwościowego na poziomie ok. 30 kHz charakterystyczne były dla struktur bardziej gruboziarnistych (o większej zawartości piasku). W nich to przeważał proces pękania na granicy ziaren piasku i spoiwa (por. rys. 4.8.). Maksymalne składowe widma rzędu 100 kHz autorka przypisuje procesowi inicjacji i propagacji pęknięć w samym zaczynie cementowym (por. rys. 4.9.).

Warto w tym miejscu zaznaczyć, że przytoczone tu wyniki badań krajowych są zgodne z wynikami analiz otrzymanymi przez M. Terriena [Terrien M. 1980]. Dla betonów

poddanych naprężeniom mechanicznym wyodrębnił charakterystyczne zakresy częstotliwości emitowanych sygnałów. Zakres 30÷50 kHz był charakterystyczny dla procesu pęknięcia na granicy ziaren kruszywa i zaczynu cementowego natomiast zakres 100÷300 kHz odpowiadał zniszczeniu przebiegającemu w spoiwie.



Rys. 4.8. Widmo częstotliwościowe sygnałów EA zarejestrowane dla próbki zaczynu cementowego ($w/c = 0.4$) [Jaroszewska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996].



Rys. 4.9. Widmo częstotliwościowe sygnałów EA zarejestrowane dla próbki zaprawy cementowej ($w/c = 0.4$; piasek : cement = 2.2) [Jaroszewska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996].

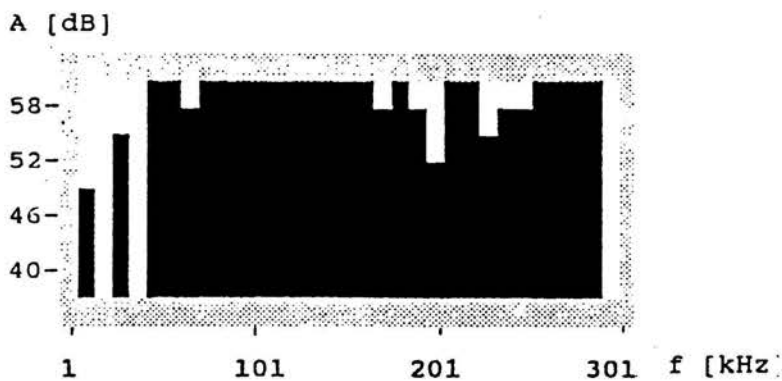
Zastosowanie obróbki sygnałów emisji akustycznej za pomocą sieci neuronowej pojawia się w pracach Z. Ranachowskiego [Ranachowski Z. 1996a], [Ranachowski Z. 1996b]. Podczas rejestracji sygnałów EA towarzyszących procesom studzenia próbek zaczynów i zapraw cementowych autor zapisał w pamięci komputera kilkaset próbek sygnału emisji akustycznej. Umożliwiło to zastosowanie procedury automatycznego ich rozróżnienia metodą sieci neuronowej. W metodzie tej, analogicznie jak w technice *pattern recognition*, określa się podobieństwo rozpatrywanych danych eksperymentalnych do założonych wzorców. Miarą podobieństwa jest liczba bitów, w binarnym zapisie zbioru danych, zgodnych z odpowiednimi bitami wzorca. W metodzie *pattern recognition* określenie stopnia podobieństwa sygnałów dokonuje się na podstawie klasyfikacji liniowej. Jako kryterium tej klasyfikacji przyjmuje się uogólnioną odległość Hamminga porównywanych wektorów danych i wzorca [Hertz J., Krogh A., Palmer R. G. 1995], [Ranachowski Z. 1997]. Formułę na obliczanie tej odległości podaje równanie (4.3):

$$D^i = \sqrt{(x_1 - p_1^i)^2 + \dots + (x_n - p_n^i)^2} \quad (4.3)$$

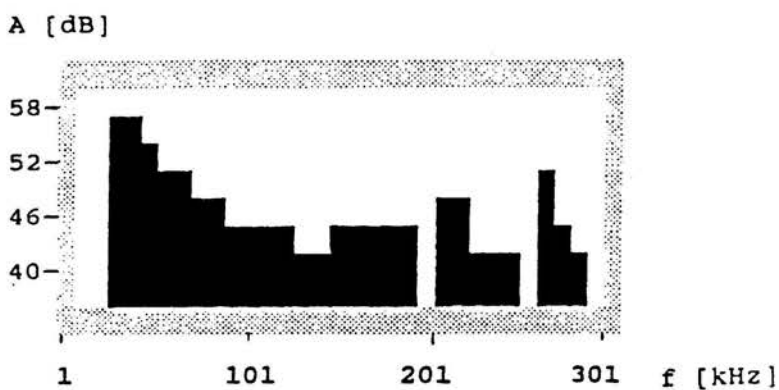
gdzie: x_1, \dots, x_n - składowe wektora cech klasyfikowanej próbki sygnału EA,

p_1^i, \dots, p_n^i - składowe wektora cech i-tego wzorca klasy sygnału EA.

Uzyskane wyniki badań prowadzone na kompozycjach takich jak opisane w [Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996], potwierdzają wcześniej przytoczone spostrzeżenia o postaci widm. Ich zależność od struktury badanego materiału jest widoczna na dwóch przytaczanych niżej rysunkach. Pierwszy z nich (rys. 4.10) dotyczy kompozycji z zaczynu cementowego o wytrzymałości na ściskanie na poziomie 48.0 MPa, gęstości pozornej 1200 kg/m³ oraz porowatości wynoszącej 34.2 %. Drugi zaś, (rys. 4.11) przedstawia uśrednione widmo dla zaprawy o zawartości piasku w stosunku do cementu równej 5, wytrzymałości na ściskanie wynoszącej 21.8 MPa, gęstości pozornej 2054 kg/m³ oraz porowatości równej 19.9 %.



Rys. 4.10. Uśrednione widmo częstotliwościowe sygnału EA dla próbek z zaczynu cementowego ($R = 48.0$ MPa) [Ranachowski Z. 1996b].



Rys. 4.11. Uśrednione widmo częstotliwościowe sygnału EA dla próbek z zaprawy cementowej ($R = 28.1$ MPa) [Ranachowski Z. 1996b].

5. TEZY PRACY

Obróbka termiczna wyrobów betonowych została ostatnio dostosowana do technologii produkcji prefabrykatów o wysokiej wytrzymałości i trwałości. Przykładem może być tutaj rozwijająca się od kilku lat w Polsce produkcja strunobetonowych wielkogabarytowych płyt torowiskowych (WPT) gdzie już po średnim cyklu obróbki cieplnej można przenieść siłę sprężającą na element (PREFAMET Sp. z o. o. w Krzeszowicach). Innym przykładem zastosowania tego typu zabiegu technologicznego może być produkcja kanałowych płyt stropowych (Przedsiębiorstwo Przemysłu Betonów „PREFABET” w Krakowie), żerdzi energetycznych (Przedsiębiorstwo Przemysłu Betoniarского „PREFABET – Krzeszowice”) czy też poligonowa prefabrykacja przęseł mostowych oraz elementów obudowy tuneli.

Zatem procesy termiczne prowadzące do uzyskania założonych parametrów technologicznych są w dalszym ciągu przydatne stąd też poszukiwania idące w kierunku zmniejszenia ich destrukcyjnego wpływu na końcowe cechy wyrobów. Obecnie dostępne nowoczesne materiały wiążące charakteryzują się bardzo szybkim tempem narastania wytrzymałości początkowej co pozwala eliminować proces obróbki termicznej z produkcji prefabrykatów.

Procesy destrukcyjne zachodzące w mikrostrukturze i strukturze betonu oraz strukturze wyrobu mają różne przyczyny i powodują różne skutki. Aby ograniczyć negatywne aspekty oddziaływania tych procesów można wpływać na nie poprawiając mikrostrukturę betonu przez ulepszenie właściwości zaczynu cementowego, strukturę betonu przez odpowiedni dobór wypełniaczy i mikrowypełniaczy i optymalne ukształtowanie układu wypełniacz - zaczyn a także poprzez optymalizację parametrów cyklu obróbki termicznej. Pełny opis przebiegu procesu destrukcji materiału obejmującej zmianę obciążenia i odkształcenia oraz emisję akustyczną pozwoli na lepszą ocenę jego cech a zatem lepsze wykorzystanie jego walorów użytkowych.

Zastosowana w badaniach obróbka termiczna miała na celu wprowadzenie do materiału badawczego destrukcji strukturalnej wywołanej oddziaływaniem procesu naparzania, co zostało opisane w rozdziale 3. Betony poddane obróbce termicznej dostarczają bogatego materiału do badań akustycznych bowiem w materiałach tych występują dwa rodzaje destrukcji - wywołanej oddziaływaniem gradientu temperatury

jeszcze w stadium mieszanki betonowej i obciążeniem mechanicznym jakiemu poddawany jest ten kompozyt po dalszym dojrzewaniu.

Wykres narastania obciążenia w funkcji odkształcenia (σ - ϵ) stosowany w badaniach mechanicznych nie jest wystarczającym narzędziem do analizy uszkodzeń termicznych. Porównanie sygnałów emisji akustycznej generowanych przez betony naparzone i dojrzewające w warunkach normalnych pozwala zarejestrować obraz tej destrukcji. W procesie obciążania betonu przebieg zmienności sumy liczeń EA, jako charakterystyka ilościowa, uzupełniona analizą postaci widm częstotliwości tych sygnałów, jako informacją jakościową, stanowi istotne uzupełnienie opisu pracy materiału w tym procesie.

Na podstawie studiów literatury, rozważań wcześniej przytoczonych i badań własnych sformułowane zostały następujące tezy rozprawy:

Teza 1 - Kompozycje betonowe o różnych strukturach i cechach mechanicznych emitują pod obciążeniem mechanicznym charakterystyczne postaci widm częstotliwościowych sygnału emisji akustycznej, które mogą być klasyfikowane na podstawie uogólnionej odległości Hamminga.

Teza 2 – Wprowadzone do analizy parametry charakteryzujące postaci widm częstotliwościowych sygnału EA: (M+H) i M/H są powiązane z parametrami mechanicznymi i stopniem destrukcji termicznej kompozycji betonowych.

6. OPIS BADAŃ I UŻYTEJ APARATURY

6.1. PLAN PRACY

Dowód postawionych tez przeprowadzono na podstawie badań, które obejmowały:

- studia literaturowe dotyczące hydratacji cementu w warunkach normalnych i podwyższonej temperatury, charakterystyki struktury stwardniałego betonu z uwzględnieniem roli mikrokrzemionki, defektów strukturalnych betonów dojrzewających w warunkach obróbki termicznej i uszkodzeń wywołanych oddziaływaniem gradientów

temperatury na świeży beton, możliwości zastosowania metody emisji akustycznej do opisu i oceny procesu niszczenia betonu,

- przygotowanie stanowiska badawczego i aparatury badawczej,
- zasadnicze i pomocnicze badania eksperymentalne,
- analizę uzyskanych wyników,
- podsumowanie i wnioski.

6.2. ZAKRES BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

Badania zasadnicze dotyczyły oceny wpływu obróbki termicznej na proces destrukcji betonu. Dla realizacji tego zadania poddano obróbce termicznej według trzech cykli, różniących się długościami poszczególnych faz, sześć kompozycji betonowych. Dla określenia wpływu takiej obróbki na proces niszczenia betonu dalsze badania prowadzono po 28 dniach dojrzewania wykorzystując metodę emisji akustycznej podczas próby ściskania quasi - osiowego próbek dojrzewających w warunkach obróbki cieplnej oraz porównawczo w warunkach normalnych. Badania emisji akustycznej polegały na zapisie generowanych sygnałów podczas całego przebiegu procesu niszczenia oraz dodatkowo na zapisie widm częstotliwościowych emitowanych dźwięków w dwóch charakterystycznych etapach obciążania.

Badania pomocnicze obejmowały:

- dobór składu mieszanek betonowych,
- określenie charakterystycznych parametrów struktur betonowych przyjętych do badań,
- testowanie i modernizację komory do obróbki termicznej,
- opracowanie techniki pomiaru i obróbki sygnału emisji akustycznej.

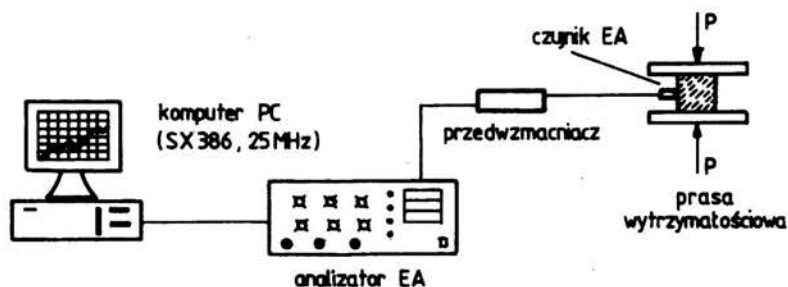
6.3. APARATURA BADAWCZA WYKORZYSTANA W BADANIACH

Założony zakres zasadniczych badań eksperymentalnych realizowano przy użyciu aparatury badawczej, na którą składały się:

- komora do obróbki termicznej, produkcji ITB, zmodernizowana i przystosowana do realizacji założonych cykli obróbki cieplnej - w laboratorium IMiKB Politechniki Krakowskiej,

- maszyna wytrzymałościowa typu EDU 400 „Fritz Hecket” - Leipzig, o regulowanej automatycznie stałej prędkości narastania obciążenia i zakresie obciążania od 0 do 4000 kN - w laboratorium IMiKB Politechniki Krakowskiej,
- zestaw aparaturowy do pomiaru emisji akustycznej DEMA-3, produkcji IPPT PAN, wyposażony w przetwornik piezoelektryczny o częstotliwości rezonansowej 200 kHz, w szerokopasmowy czujnik typu WD o częstotliwości 1000 kHz, przedwzmacniacz szerokopasmowy o poziomie szumów 6 μV i wzmacnieniu 40 dB - udostępniony przez IPPT PAN,
- komputer klasy PC z wbudowanymi kartami analogowo - cyfrowymi do zapisu sygnału emisji akustycznej oraz widm częstotliwościowych tych dźwięków. Oprogramowanie do analizy sygnału emisji akustycznej zostało wybrane z zestawu programów autorstwa Z. Ranachowskiego z IPPT PAN.

Schemat stanowiska badawczego, na którym wykonywano pomiary emisji akustycznej podczas próby quasi - osiowego ściskania przedstawia rys. 6.1.



Rys. 6.1. Schemat stanowiska badawczego.

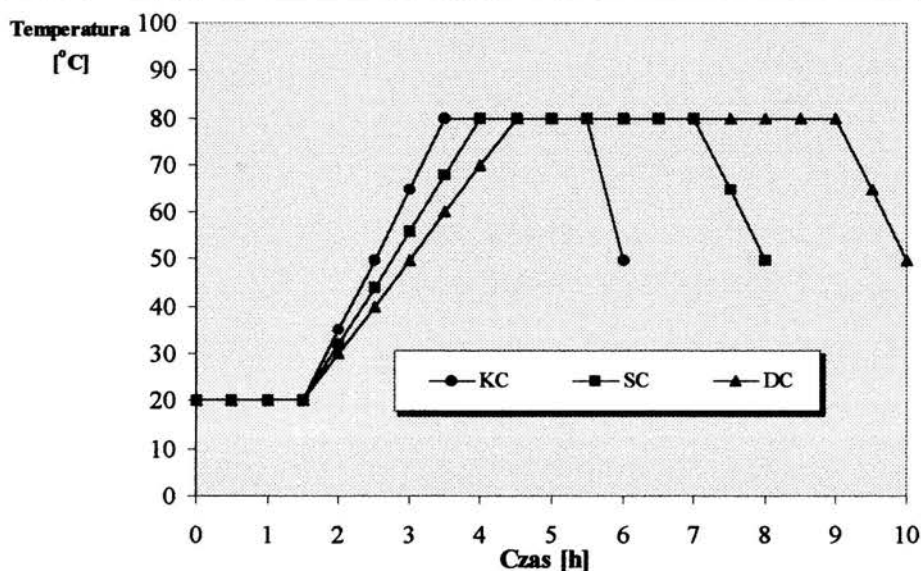
6.4. ZREALIZOWANE CYKLE OBRÓBKI TERMICZNEJ

Założone cykle obróbki termicznej różniły się długościami poszczególnych faz. Temperatura początkowa i końcowa oraz temperatura izotermicznego nagrzewu były dla wszystkich cykli takie same i wynosiły odpowiednio 20, 50 i 80 $^{\circ}\text{C}$. Zestawienie wszystkich parametrów poszczególnych cykli obróbki termicznej przedstawia tabela 6.1 i rys. 6.2.

TABELA 6.1.

Parametry cykli obróbki termicznej zrealizowane w badaniach.

| Oznaczenie cyklu | Długość fazy τ_i [h] | | | |
|---------------------|---------------------------|-----|-----|-----|
| | I | II | III | IV |
| KC | 1.5 | 2.0 | 2.0 | 0.5 |
| SC | 1.5 | 2.5 | 3.0 | 1.0 |
| DC | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 1.0 |



Rys. 6.2. Cykle obróbki termicznej zrealizowane w badaniach.

Obróbkę termiczną betonu realizowano w komorze, produkcji ITB, która po wstępnych cyklach naparzenia została zmodyfikowana i wyposażona w dodatkowe grzałki dla uzyskania założonych prędkości podnoszenia temperatury i wentylator zapewniający cyrkulację mieszaniny parowo - powietrznej wewnątrz komory.

Próbki przeznaczone do obróbki termicznej po zaformowaniu na stole wibracyjnym umieszczane były w komorze na drewnianym ruszcie położonym nad lustrem wody. Po upływie czasu wstępnego dojrzewania w temperaturze 20 °C następowała faza rozgrzewu z prędkościami wzrostu temperatury dla krótkiego, średniego i długiego cyklu odpowiednio 30, 24 i 20 °C/h. Izotermiczny nagrzew (faza III) prowadzony był w temperaturze 80 °C. Faza studzenia realizowana była przez przedmuchiwanie komory do osiągnięcia

temperatury końcowej na poziomie 50 °C. Prędkość studzenia dla cyklu krótkiego wynosiła 60 °C/h a dla średniego i długiego 30 °C/h. Po zakończeniu cyklu obróbki termicznej próbki rozformowywano i po wyrównaniu temperatury z otoczeniem część przeznaczoną do badań wytrzymałości natychmiastowej i pomiaru emisji akustycznej przenoszono na stanowisko badawcze a pozostałe próbki umieszczano w komorze klimatyzacyjnej gdzie temperatura powietrza wynosiła 18 °C a wilgotność względna 95 %.

6.5. TECHNIKA PROWADZENIA POMIARÓW I OBRÓBKA SYGNAŁU EMISJI AKUSTYCZNEJ

Badania prowadzono na próbkach sześciennych o boku 10 cm. Część próbek przeznaczona została do pomiaru emisji akustycznej w całym procesie obciążania aż do zniszczenia – pierwszy tryb pomiarów (po 10 sztuk dla każdej kompozycji i warunków dojrzewania – łącznie 240 kostek betonowych) a reszta posłużyła do zapisu widm częstotliwościowych sygnału na dwóch poziomach naprężeń, w zakresie od 30 do 60 % oraz od 65 do 80 % wytrzymałości – drugi tryb pomiarów (po 5 sztuk dla każdego z etapów dla poszczególnych serii dojrzewających w różnych warunkach – łącznie $2 \times 120 = 240$ kostek betonowych).

Prędkość obciążania próbek była regulowana automatycznie i wynosiła dla każdej próby ściskania 0.05 MPa/s.

W celu zminimalizowania tarcia między płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej a badaną próbką ułożono tam podkładki z twardej płyty pilśniowej nasycone smarem ŁT3. Dzięki temu występujące tam siły tarcia nie zakłócały sygnału emisji akustycznej.

Czujnik mocowany był do bocznej ścianki próbki a dla zapewnienia należytego sprzężenia stosowano warstwę kontaktową ze smaru ŁT3.

W pierwszym trybie pomiaru analizator emisji akustycznej przesyłał do pierwszej karty analogowo – cyfrowej w komputerze sygnał przekraczający założony próg 2 V, gdzie był zapisywany na twardym dysku. Rejestracja zliczeń odbywała się w sposób ciągły przez cały czas trwania procesu niszczenia. Dalsza analiza obejmowała uzyskane sumy zliczeń co zostało szczegółowo opisane w punktach 8.3 oraz 8.4 niniejszej pracy.

Drugi tryb rejestracji przesyłał do pamięci komputera przez drugą kartę analogowo - cyfrową próbki sygnału przy pełnej częstotliwości odbieranej przez sensor szerokopasmowy

(do 1 MHz). Zbiory zdarzeń EA, dla każdej próbki betonowej, miały rozmiar 140 fragmentów sygnału przekraczających poziom 50 zliczeń, po 700 bajtów każdy.

Procedurę i etapy obróbki tak zapisanego sygnału przedstawia poniższy schemat blokowy:

| | |
|------------|--|
| I | 140 roboczych fragmentów sygnału EA składających się z 700 próbek zapisanych w kolejnych chwilach co 0.4 μ s na wybranym poziomie napięcia |
| II | wybór fragmentów sygnału EA obejmujących 100 próbek z kolejnych chwil czasu co 0.4 μ s, przekraczających założony poziom i takich aby maksimum przypadało na 40 pozycji od początku fragmentu |
| III | dyskretne przekształcenie Fouriera fragmentów (z etapu II) z przebiegu czasowego na dziedzinę częstotliwości |
| IV | przekształcenie otrzymanych w wyniku transformacji (etap III) zbiorów prążków widma na widmowy wektor cech złożony z liczb dwuwartościowych (wektor cech stanowi ciąg 500 zer lub jedynek, kolejno 10 liczb dwuwartościowych opisujących jeden prążek) |
| V | uśrednienie z 50 wektorów widmowych cech |
| VI | analiza podobieństwa uśrednionych wektorów cech na podstawie uogólnionej odległości Hamminga (zgodnie z liniową analizą wzorców – ang. <i>pattern recognition</i>) |

Pierwszy program analizujący (etap II schematu) wyszukiwał zdarzenia przekraczające amplitudy sygnału o 20 jednostek (rys. 6.3a).

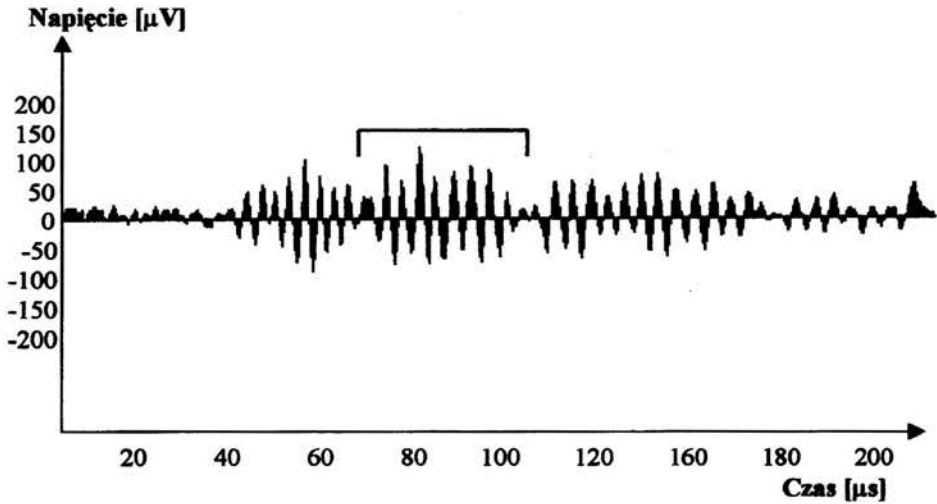
```

probka 194X.1 nr bitu 640 max : 157nacisnij ENTER
probka 194X.10 nr bitu 616 max : 157nacisnij ENTER
probka 194X.100 nr bitu 177 max : 165nacisnij ENTER
probka 194X.101 nr bitu 294 max : 166nacisnij ENTER
probka 194X.102 nr bitu 382 max : 163nacisnij ENTER
probka 194X.103 nr bitu 345 max : 159nacisnij ENTER
probka 194X.104 nr bitu 148 max : 158nacisnij ENTER
probka 194X.105 nr bitu 275 max : 156nacisnij ENTER
probka 194X.106 nr bitu 234 max : 164nacisnij ENTER
probka 194X.107 nr bitu 196 max : 160nacisnij ENTER
probka 194X.108 nr bitu 158 max : 156nacisnij ENTER
probka 194X.109 nr bitu 640 max : 158nacisnij ENTER
probka 194X.11 nr bitu 153 max : 174nacisnij ENTER
probka 194X.110 nr bitu 85 max : 161nacisnij ENTER
probka 194X.111 nr bitu 324 max : 166nacisnij ENTER
probka 194X.112 nr bitu 41 max : 166nacisnij ENTER
probka 194X.113 nr bitu 89 max : 203nacisnij ENTER
probka 194X.114 nr bitu 215 max : 165nacisnij ENTER
probka 194X.115 nr bitu 444 max : 159nacisnij ENTER
probka 194X.116 nr bitu 139 max : 160nacisnij ENTER
probka 194X.117 nr bitu 640 max : 154nacisnij ENTER
probka 194X.118 nr bitu 338 max : 175nacisnij ENTER
probka 194X.119 nr bitu 298 max : 157nacisnij ENTER
probka 194X.120 nr bitu 261 max : 155nacisnij ENTER

```

Rys. 6.3a. Przykładowy fragment listy zdarzeń EA wyselekcjonowanych przez program wybierający zdarzenia przekraczające amplitudę o 20 jednostek (tu: próbka nr 194 – beton serii 5 poddany obróbce termicznej według cyklu średniego, badany po 28 dniach, zakres naprężenia między 65 a 80% R).

Ponieważ na pierwszym poziomie naprężeń (30 ÷ 60 % wytrzymałości) zbiory z zapisanymi właściwymi fragmentami sygnału (spełniającymi kryterium amplitudy większej o 20 jednostek) były mało liczne pominięto je a dalszej analizie poddawano już tylko sygnały zarejestrowane na drugim poziomie naprężeń (65 ÷ 80 % wytrzymałości). Z tej grupy kolejny program wyróżniał z wybranych poprzednio zdarzeń fragmenty o objętości do 100 bajtów, tak aby maksimum przypadało w środku tego zbioru (rys. 6.3b).



Rys. 6.3b. Przykład zdarzenia EA, zarejestrowanego przetwornikiem szerokopasmowym oraz wyselekcjonowany fragment do transformacji w dziedzinę częstotliwości.

Trzeci program (etap III schematu) dokonywał transformaty Fouriera przebiegu czasowego wyselekcjonowanego sygnału na przebieg w dziedzinie częstotliwości.

Procedura transformacji przebiegała według dyskretnego przekształcenia funkcji obejmującej N próbek sygnału EA $\tilde{f}(t)$ w M współczynników c_n szeregu Fouriera, przy czym $M \leq N/2$. Wprowadzając do analizy wielkość pomocniczą w^m wyrażoną poniższym wzorem:

$$w^m = e^{mj2\pi/N} = e^{mj\omega_0 T_1} \quad (6.1)$$

gdzie:

$$m=0, 1, 2, \dots, N-1,$$

$$T_1 = T/N, \text{ przy } T - \text{czas obserwacji,}$$

$$\omega_0 = 2\pi/T$$

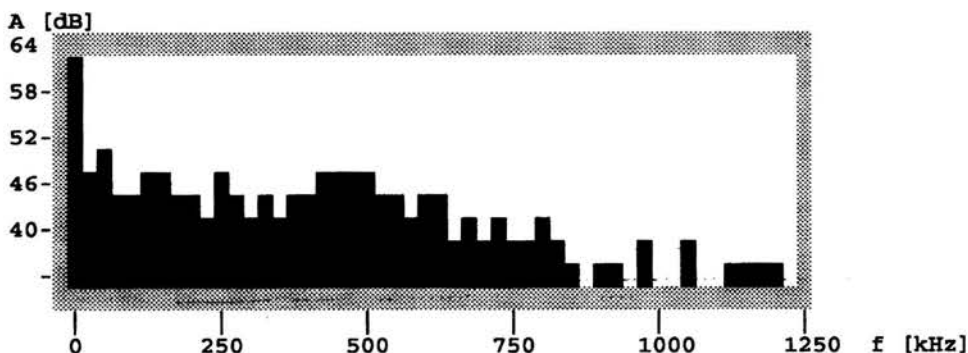
oraz jeżeli zbiór próbek sygnału przedstawi się w postaci sumy iloczynów

$\tilde{f}(mT_1) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n w^{nm}$ to wówczas współczynniki szeregu Fouriera wyniosą:

$$c_n = \frac{1}{T} \int_0^T \tilde{f}(t) \cdot e^{-jn\omega_0 t} dt \cong \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} \tilde{f}(mT_1) w^{-nm} \quad (6.2)$$

Uzyskana w ten sposób (etap IV schematu) postać wzorca widma obejmowała zakres od 0 do 1250 kHz (50 prążków po 25 kHz każdy). Przykładowy wzorec widmowy przedstawia rys. 6.4. Na osi pionowej przedstawiona jest gęstość widmowa sygnału EA wyrażona w dB odniesionych do poziomu szumów przetwornika ($10 \mu\text{V}$), co odpowiada poziomowi 34 dB.

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /dane4 ? 194x.110



Rys. 6.4. Fragment zdarzenia EA po transformacji z przebiegu czasowego na dziedzinę częstotliwości - wzorec widmowy fragmentu sygnału z rys. 6.3b.

Aby przypisać poszczególnym strukturom betonowym charakterystyczne postaci widm dla uzyskanych zbiorów zastosowano poniższą procedurę uśredniania. Ponieważ analizowano wzorce widmowe w postaci wektorów cech o współrzędnych będących liczbami dwuwartościowymi (0, 1) w procedurze uśredniania przyjęto, że w średnim wektorze cech każda ze współrzędnych przybierze wartość np. 1 jeśli wystąpi ona w co najmniej połowie uśrednianych wektorach.

Dla uzyskania charakterystycznego widma średniego analizie poddawano zawsze taką samą liczbę wektorów cech, po 50 dla każdej serii betonów i poszczególnych warunków dojrzewania. Wartość tę wybrano ze względu na fakt, że była to największa liczba wydzielonych zdarzeń zakwalifikowanych do uśredniania dla jednej z serii betonów badanych bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki termicznej.

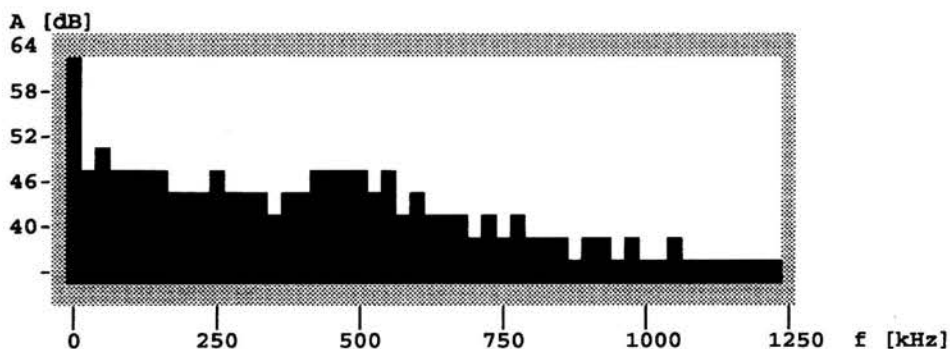
Kolejny program dokonywał uśredniania widm według opisanej procedury oraz analizował postać widma w trzech wydzielonych przedziałach częstotliwości: L (ang. *low*) 0÷50 kHz, M (ang. *medium*) 50÷400 kHz oraz H (ang. *high*) 400÷800 kHz. Jako charakterystyki częstotliwościowe widma przyjęto tu gęstość widmową sygnału EA M+H oraz iloraz gęstości w dwóch ostatnich przedziałach M/H. Program komputerowy podaje gęstość

widmową sygnału EA w jednostkach umownych (j. u.) będących jednostkami kwantyzacji dla skali 0÷10, odpowiadającej stosunkowi wzmocnienia 34÷64 dB. Według certyfikatu kalibracji sensora WD (AD04) użytego w badaniach jego czułość jest niewystarczająca w zakresie od 0 do 50 kHz zatem w dalszych analizach skoncentrowano się na dwóch ostatnich zakresach częstotliwości. W literaturze często zakres najniższych częstotliwości (0÷50 kHz) nazywany jest pasmem *background noise*.

Rysunek 6.5 przedstawia dwa widma uśrednione dla dwóch różnych zbiorów próbek sygnału pochodzących z tej samej serii betonów – przykładowo seria 5 poddana obróbce termicznej według cyklu średniego a badana po 28 dojrzewania. Charakterystyczne parametry widma wynosiły odpowiednio $M+H = 121$ i 118 a $M/H = 1.05$ i 1.07 . Uogólniona odległość Hamminga dla prezentowanych tu wzorców widm wynosiła 2.6.

a)

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? sc51

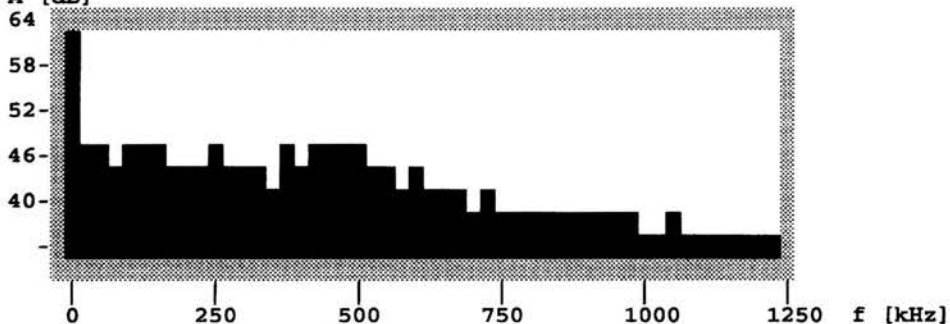


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 62 j.u. P w w.pasmie= 59j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

b/

nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? sc53

A [dB]



P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 61 j.u. P w w.pasmie= 57 j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. 6.5. Uśrednione widma dla dwóch różnych zbiorów próbek sygnału pochodzących z tej samej serii betonów; a) $M/H=1.05$, $M+H=121$; b) $M/H=1.07$, $M+H=118$.

7. CHARAKTERYSTYKA BADANYCH BETONÓW

Badania przeprowadzono na sześciu kompozycjach betonowych zróżnicowanych pod względem składu i struktury. W tym celu wybrano dwa rodzaje kruszyw: łamane i naturalne, założono trzy poziomy współczynnika wodno - cementowego w/c o wartościach: 0.6, 0.45 i 0.3 oraz w czterech mieszankach betonowych zastosowano domieszkę superplastyfikatora (w ilości 2 % w stosunku do masy cementu) a w dwóch - dodatek pyłów krzemionkowych (w ilości 10 % w stosunku do masy cementu).

7.1. SKŁADNIKI MIESZANKI BETONOWEJ

Kruszywo:

Do badań został użyty grys łamany ze skał granitowych złóż strzegomskich oraz żwir rzeczny z kopalni Zator (dolina górnej Wisły). Piasek zastosowany do wykonania mieszanek betonowych pochodził ze złoża Cholerzyn. Skład ziarnowy kruszyw przedstawiony został w tabelicy 7.1.

TABLICA 7.1.

Skład ziarnowy kruszyw użytych w badaniach.

| Frakcja [mm] | Grys [%] | | Żwir [%] | | Piasek [%] |
|-----------------|----------|-------|----------|-------|---------------|
| | drobny | gruby | drobny | gruby | |
| 0.0÷0.125 | 0.9 | 0.9 | 0.2 | 0.5 | 0.9 |
| 0.125÷0.250 | | | 0.3 | 1.3 | 9.4 |
| 0.250÷0.50 | | | 2.9 | 2.1 | 45.7 |
| 0.5÷1.0 | | | 3.3 | 1.8 | 33.4 |
| 1.0÷2.0 | 1.0 | 0.4 | 6.6 | 2.3 | 7.7 |
| 2.0÷4.0 | 22.7 | 1.2 | 20.9 | 6.3 | 2.9 |
| 4.0÷8.0 | 66.6 | 9.6 | 57.6 | 17.5 | - |
| 8.0÷16 | 8.8 | 87.9 | 8.2 | 68.2 | - |
| Σ | 100 % | 100 % | 100 % | 100 % | 100 % |

Cement:

Do wykonania mieszanek betonowych użyto cement portlandzki marki 45 z cementowni „Małogoszcz” o własnościach podanych w tabeli 7.2.

TABELA 7.2.**Własności cementu portlandzkiego z cementowni „Małogoszcz” (wg producenta)**

| Własności | CP 45 |
|--|--------------|
| Powierzchnia właściwa wg Blain'a [cm^2/g] | 2600 |
| Skład chemiczny [%] | |
| - SiO_2 | 20.4 |
| - MgO | 1.5 |
| - SO_3 | 2.6 |
| - Al_2O_3 | 5.7 |
| - Fe_2O_3 | 2.6 |
| - CaO | 65.0 |
| - zawartość alkaliów w przeliczeniu na Na_2O | 0.9 |
| - straty prażenia | 0.9 |
| - substancje obce | 0.4 |

Superplastyfikator:

W celu uzyskania założonej konsystencji do mieszanek betonowych serii 3, 4, 5 i 6 użyto uniwersalny superplastyfikator na bazie mieszaniny sulfonowanych żywic naftalenowo - melaminowych ADDIMENT FM-6.

Pyły krzemionkowe:

Dla większego zróżnicowania struktury betonu w dwóch kompozycjach (seria 5 i 6) zastosowano pyły krzemionkowe „SILIMIC” pochodzące z Huty „Łaziska”. W tabeli 7.3. przedstawione zostały własności mikrokrzemionki użytej w badaniach, podane przez Laboratorium Działu Kontroli Jakości Huty.

TABELA 7.3.

Charakterystyka pyłu krzemionkowego „SILIMIC”.

| Własności | „SILIMIC” |
|--|---------------|
| Powierzchnia właściwa [cm ² /g] | 180000÷200000 |
| Skład chemiczny [%]: | |
| - SiO ₂ | 90÷93 |
| - MgO | 0.1÷0.3 |
| - MgO | 0.1÷0.3 |
| - Al ₂ O ₃ | 0.5÷1.0 |
| - Fe ₂ O ₃ | 0.6÷2.0 |
| - CaO | 0.1÷0.4 |
| - P | 0.01÷0.03 |
| - Na ₂ O + K ₂ O | 0.4÷0.9 |
| - straty prażenia | 1.0÷1.5 |
| - C | 0.5÷0.8 |
| Zawartość cząstek [%] | |
| - poniżej 0.045 [mm] | 0.2÷0.6 |
| - poniżej 0.06 [mm] | 98÷99 |

7.2. PROJEKTOWANIE SKŁADU MIESZANEK BETONOWYCH I WYKONANIE PRÓBEK BETONOWYCH

W pierwszym etapie dobrano metodą iteracji proporcje zmieszania kruszyw. Dla uzyskania szczelnego stosu okruszowego jako kryterium przyjęto maksymalną gęstość i minimalną wodożądność mieszanki kruszywowej. Ostatecznie dla serii 1, 3 i 5, wykonywanych z mieszanki piasku i gysu poszukiwane proporcje wyniosły $P : G_d : G_g = 1.4 : 1 : 1.58$ natomiast dla trzech pozostałych (2, 4 i 6) odpowiednio $P : \dot{Z}_d : \dot{Z}_g = 1 : 1.7 : 1.7$.

Drugi etap projektowania składu mieszanek betonowych polegał na dodawaniu do mieszanki kruszywowej zaczynu cementowego, charakteryzującego się ustaloną wartością

współczynnika wodno - cementowego, do momentu uzyskania założonej konsystencji. Pomiar konsystencji mieszanki betonowej wykonany został metodą stożka opadowego. Dla mieszanek serii od 1 do 4 była to konsystencja plastyczna a dla dwóch pozostałych - wilgotna. Składy mieszanek betonowych, z których wykonane zostały próbki do badań przedstawione zostały w tabeli 7.4.

TABELA 7.4.

Składy mieszanek betonowych sześciu kompozycji przeznaczonych do badań.

| Nr serii | Wsp. w/c | SKŁADNIKI [kg/m ³] | | | | | | |
|-------------|-------------|--------------------------------|-------------------|------------------|------|--------|----------|-------|
| | | Cement CP 45 | Pyły „Silimic” | Addiment FM-6 | Woda | Piasek | Kruszywo | |
| | | | | | | | drobne | grube |
| 1 | 0.6 | 297 | - | - | 178 | 676 | 484 | 764 |
| 2 | 0.6 | 288 | - | - | 174 | 440 | 751 | 751 |
| 3 | 0.45 | 333 | - | 6 | 147 | 695 | 467 | 784 |
| 4 | 0.45 | 359 | - | 7 | 162 | 433 | 740 | 740 |
| 5 | 0.3 | 598 | 60 | 12 | 180 | 584 | 418 | 660 |
| 6 | 0.3 | 645 | 64 | 13 | 194 | 359 | 613 | 613 |

Próbki przeznaczone do badań wykonywane były w stalowych formach trójdzielnych. Zagęszczanie mieszanki betonowej odbywało się na laboratoryjnym stole wibracyjnym, dla każdej serii w jednakowych warunkach.

Część próbek poddawana była obróbce termicznej i po jej zakończeniu umieszczana po rozformowaniu w komorze klimatyzacyjnej. Próbki porównawcze, dojrzewające w warunkach normalnych, były rozformowywane na drugi dzień po wykonaniu i pielęgnowane dalej również w komorze klimatyzacyjnej.

8. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

8.1. WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE BADANYCH BETONÓW

Wytrzymałość na ściskanie badanych betonów została określona na próbkach sześciennych o boku 10 cm. Dla betonów porównawczych wytrzymałość na ściskanie oznaczano po 28 dniach dojrzewania w warunkach normalnych natomiast dla betonów poddanych obróbce termicznej - bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki cieplnej (wytrzymałość natychmiastowa R_n) oraz w terminie 28-mio dniowym po dalszym dojrzewaniu w warunkach normalnych. Wyniki uzyskanych oznaczeń przedstawiono w tabeli 8.1. Przy czym współczynniki zmienności wytrzymałości wahały się w zakresie od 8.4 do 9.8 %.

TABELA 8.1.

Wytrzymałość na ściskanie badanych betonów

| SERIA | WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE [MPa] dla warunków dojrzewania: | | | | | | |
|-------|---|-------|------------|-------|------------|-------|------------|
| | Nor- malnych | KC | | SC | | DC | |
| | | R_n | R_{28}^n | R_n | R_{28}^n | R_n | R_{28}^n |
| 1 | 25.9 | 11.7 | 23.4 | 11.5 | 21.1 | 13.5 | 22.7 |
| 2 | 24.4 | 9.4 | 19.5 | 11.8 | 20.4 | 13.1 | 22.8 |
| 3 | 34.8 | 13.3 | 25.3 | 16.6 | 29.3 | 15.6 | 24.2 |
| 4 | 35.9 | 12.8 | 22.3 | 17.3 | 25.3 | 22.7 | 26.7 |
| 5 | 63.6 | 45.8 | 48.6 | 52.0 | 54.9 | 53.8 | 57.2 |
| 6 | 52.1 | 36.3 | 40.3 | 44.0 | 47.0 | 42.8 | 46.8 |

Wskaźniki charakteryzujące efektywność obróbki termicznej a_n oraz β przedstawione zostały w tabeli 8.2. i na rys. 8.1. do 8.3. Ich analiza wskazuje na korzystne przyrosty wytrzymałości natychmiastowej mierzonej bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki termicznej głównie dla betonów o niskim współczynniku wodno – cementowym w/c i z dodatkiem pyłów krzemionkowych oraz dla łagodniejszych reżimów naparzenia. Osiągnięcie bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki termicznej od 70 do 85 % wytrzymałości 28-mio dniowej wskazuje na wysoką efektywność tych betonów (odpowiednio 36 do 63 % dla betonów serii od 1 do 4). Z tymi spostrzeżeniami

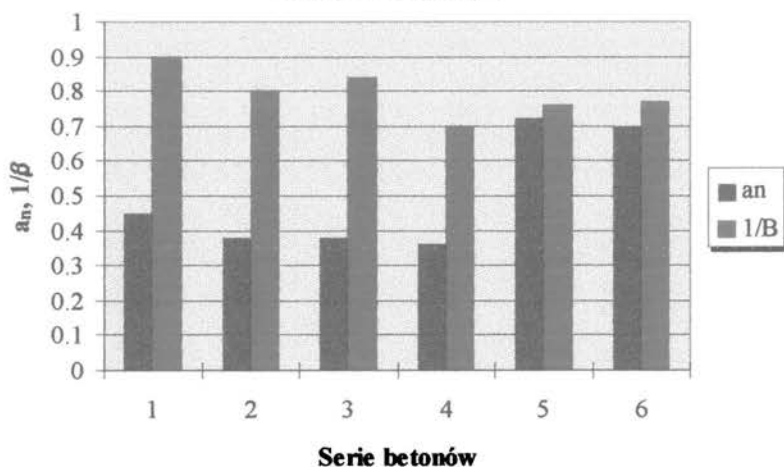
korespondują wskaźniki termicznej destrukcji wytrzymałości β , bardziej korzystne dla betonów o niskim współczynniku wodno – cementowym w/c i z dodatkiem mikrokrzemionki a poddanych dłuższym cykлом obróbki cieplnej (wytrzymałość 28-miodniowa betonów naparzanych niższa o około 10 % w porównaniu z betonami tej samej serii ale dojrzewającymi w warunkach normalnych).

TABELA 8.2.

Wskaźniki a_n i β dla badanych betonów.

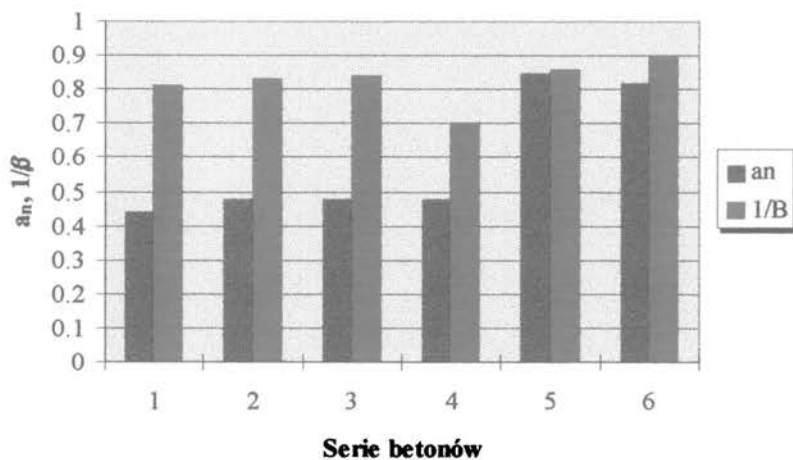
| Nr Serii | $a_n = \frac{R_n}{R_{28}}$ | | | $\beta = \frac{R_{28}}{R_n}$ | | |
|-------------|----------------------------|------|------|------------------------------|------|------|
| | KC | SC | DC | KC | SC | DC |
| 1 | 0.45 | 0.44 | 0.52 | 1.11 | 1.23 | 1.14 |
| 2 | 0.38 | 0.48 | 0.54 | 1.25 | 1.20 | 1.07 |
| 3 | 0.38 | 0.48 | 0.45 | 1.37 | 1.19 | 1.44 |
| 4 | 0.36 | 0.48 | 0.63 | 1.61 | 1.42 | 1.34 |
| 5 | 0.72 | 0.82 | 0.85 | 1.31 | 1.16 | 1.11 |
| 6 | 0.70 | 0.77 | 0.82 | 1.29 | 1.11 | 1.11 |

CYKL KRÓTKI



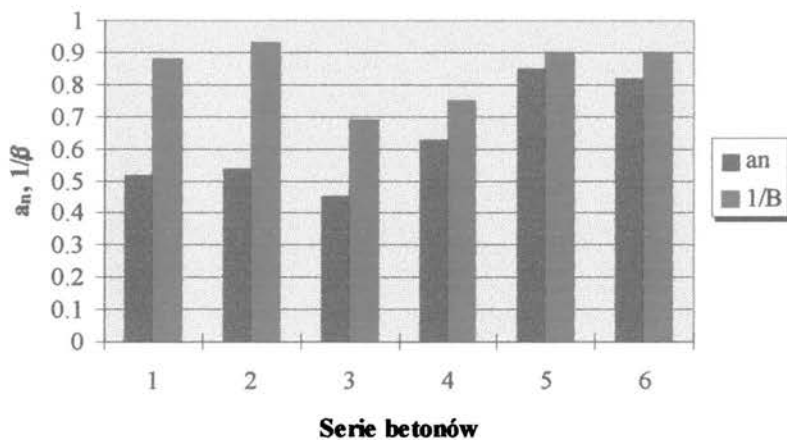
Rys. 8.1. Wskaźniki a_n i $1/\beta$ dla betonów poddanych obróbce termicznej w cyklu krótkim.

CYKL ŚREDNI



Rys. 8.2. Wskaźniki a_n i $1/\beta$ dla betonów poddanych obróbce termicznej w cyklu średnim.

CYKL DŁUGI



Rys. 8.3. Wskaźniki a_n i $1/\beta$ dla betonów poddanych obróbce termicznej w cyklu długim.

8.2. GĘSTOŚĆ OBJĘTOŚCIOWA I POROWATOŚĆ BADANYCH BETONÓW

Dla dokładniejszego scharakteryzowania struktury betonów poddanych analizie wykonane zostały badania gęstości objętościowej kompozycji. Określano ją na trzech próbkach sześciennych, o boku 10 cm, dla każdej kompozycji i poszczególnych warunków pielęgnacji, po 28-miu dniach dojrzewania. Współczynniki zmienności dla tych wartości wahały się od 0.5 do 1.1 % dla betonów dojrzewających w warunkach normalnych oraz od 1.2 do 2.1 % dla pozostałych. Jako gęstość właściwą przyjęto gęstość wyznaczoną na podstawie sumy masy składników mieszanek betonowych (tab. 7.4.). Wyniki oznaczeń przedstawione zostały w tabeli 8.3. oraz na rys. 8.4. Wyznaczone wielkości posłużyły do określenia porowatości struktur betonowych (tab. 8.4. i rys. 8.5.).

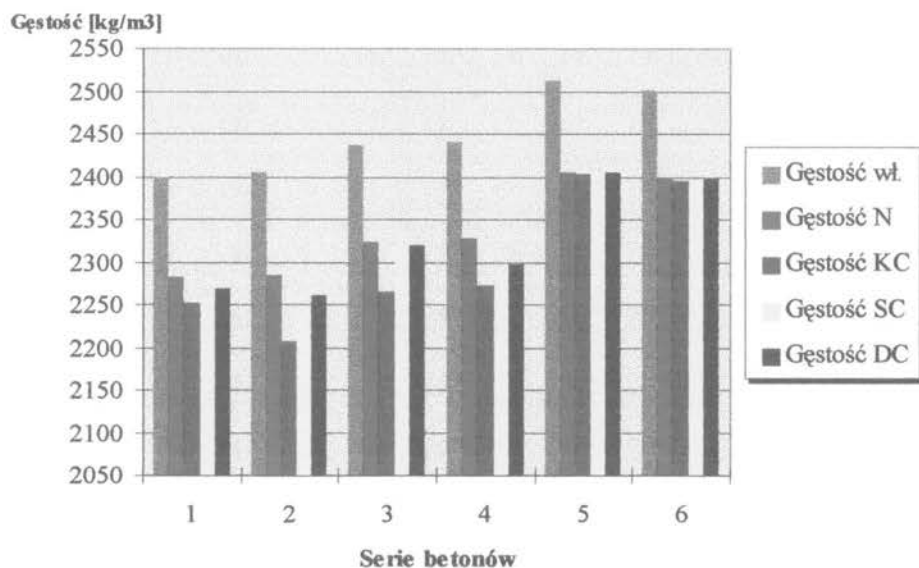
TABELA 8.3.

Gęstość badanych betonów.

| Nr serii | Gęstość właściwa ρ [kg/m ³] | Gęstość objętościowa ρ_o [kg/m ³] | | | |
|----------|--|--|------|------|------|
| | | N | KC | SC | DC |
| 1 | 2399 | 2283 | 2252 | 2259 | 2268 |
| 2 | 2404 | 2284 | 2207 | 2247 | 2261 |
| 3 | 2436 | 2323 | 2265 | 2319 | 2320 |
| 4 | 2441 | 2328 | 2272 | 2288 | 2297 |
| 5 | 2512 | 2405 | 2403 | 2407 | 2404 |
| 6 | 2501 | 2400 | 2395 | 2398 | 2400 |

Mniejsza gęstość objętościowa oraz większa porowatość betonów poddanych obróbce termicznej wskazują na negatywne oddziaływanie tego procesu technologicznego na tworzenie się struktury betonu. Największe różnice, w porównaniu z betonami dojrzewającymi w warunkach normalnych, dają się zauważyć w przypadku cykli krótszych a co za tym idzie dla ostrzejszych reżimów temperaturowo - czasowych obróbki cieplnej. Jest to skutkiem bardziej intensywnych zjawisk destrukcyjnych mających miejsce w czasie trwania tego procesu, co zostało szczegółowo opisane w rozdziale 3. Na uwagę zasługuje również fakt, że dla betonów serii 5 i 6 nie zaobserwowano znaczącej zmiany gęstości i

porowatości w funkcji parametrów obróbki termicznej. Interpretacji takiego zachowania należy szukać w ich odmiennej strukturze wynikającej z niskiego współczynnika wodno – cementowego w/c oraz z dodatku pyłów krzemionkowych. Oba te czynniki skutkują w tym przypadku wzrostem gęstości struktury, zarówno właściwej jak i objętościowej oraz zmniejszeniem porowatości. Te cechy ułatwiają wymianę ciepła i masy dzięki większej jednorodności struktury. Równocześnie korzystna modyfikacja struktury wywołana jest własnościami pucolanowymi dodatku.

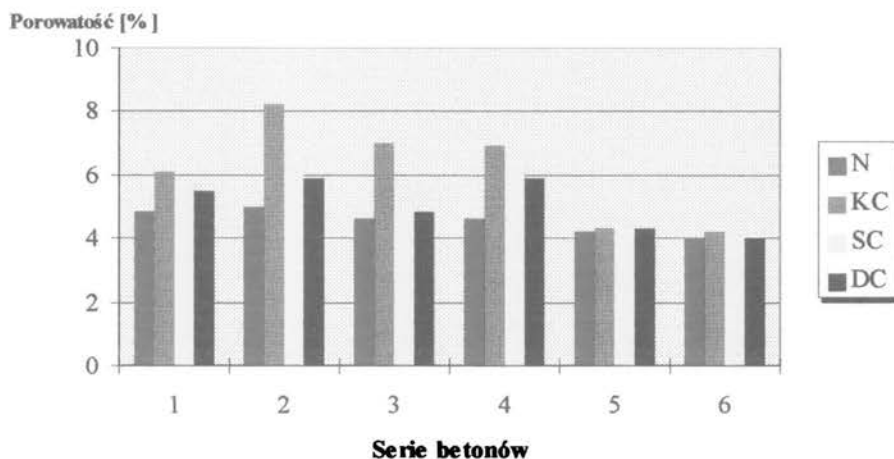


Rys. 8.4. Gęstość badanych betonów.

TABELA 8.4.

Porowatość badanych struktur betonowych.

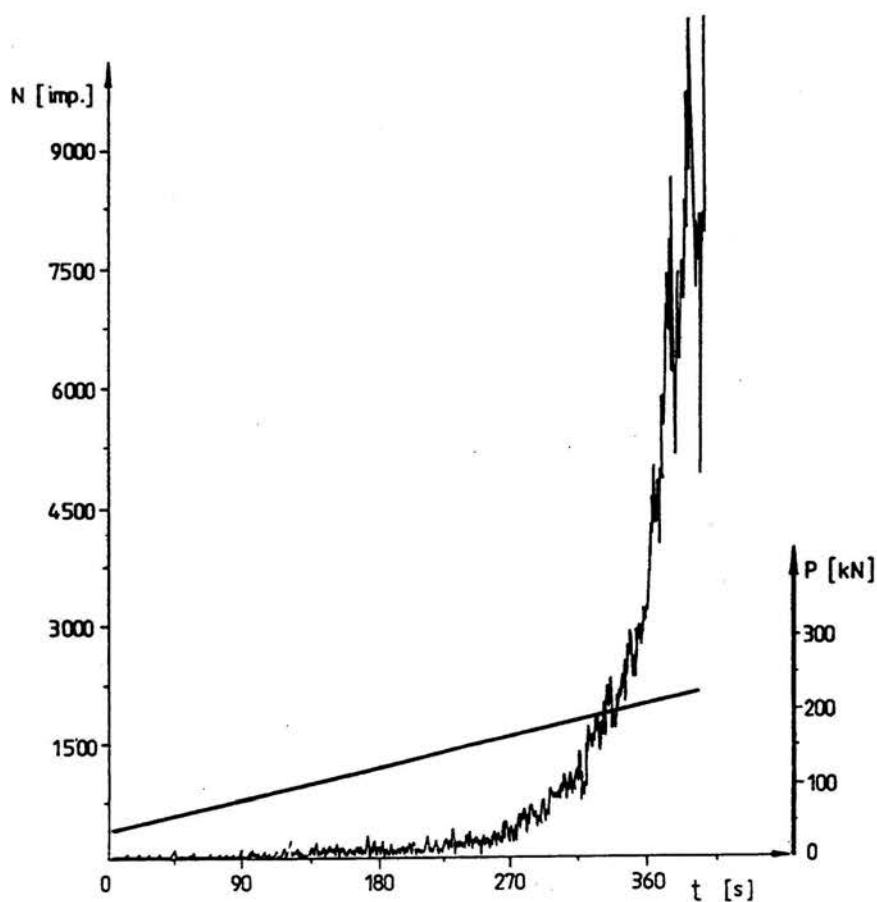
| Nr serii | Porowatość p [%] | | | |
|----------|------------------|-----|-----|-----|
| | N | KC | SC | DC |
| 1 | 4.8 | 6.1 | 5.8 | 5.5 |
| 2 | 5.0 | 8.2 | 6.5 | 5.9 |
| 3 | 4.6 | 7.0 | 4.8 | 4.8 |
| 4 | 4.6 | 6.9 | 6.3 | 5.9 |
| 5 | 4.2 | 4.3 | 4.2 | 4.3 |
| 6 | 4.0 | 4.2 | 4.1 | 4.0 |



Rys. 8.5. Porowatość badanych kompozycji betonowych.

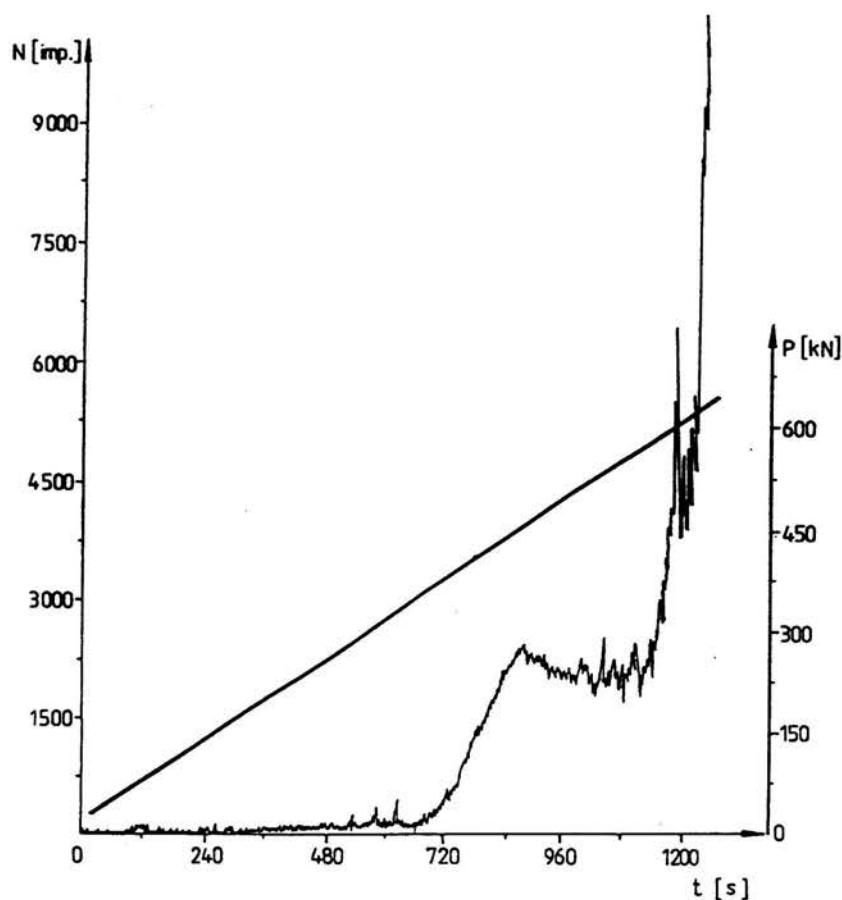
8.3. SUMA ZLICZEŃ EMISJI AKUSTYCZNEJ PODCZAS NISZCZENIA BETONÓW DOJRZEWAJACYCH W WARUNKACH NORMALNYCH

Na rysunkach 8.6. i 8.7. przedstawione zostały przykładowo dwa charakterystyczne przebiegi emisji akustycznej uzyskane podczas prób ściskania wykonanych dla serii betonów (serie 1 i 5). Rys. 8.6. reprezentuje przebieg EA dla serii próbek wykonanych bez dodatku pyłów krzemionkowych natomiast rys. 8.7. jest typowym dla betonów serii 5 i 6 z dodatkiem 10 % mikrokrzemionki.



Rys. 8.6. Charakterystyczny przebieg czasowy EA dla betonów bez dodatku pyłów krzemionkowych (seria 1).

Jako charakterystykę emisji akustycznej oceniano w tych przebiegach liczbę zliczeń impulsów (N) pojawiających się w kolejnych stadiach próby ściskania w przedziałach czasowych odpowiadających częstości powtarzania pomiarów (próbkiowania) równej 0.1 s.



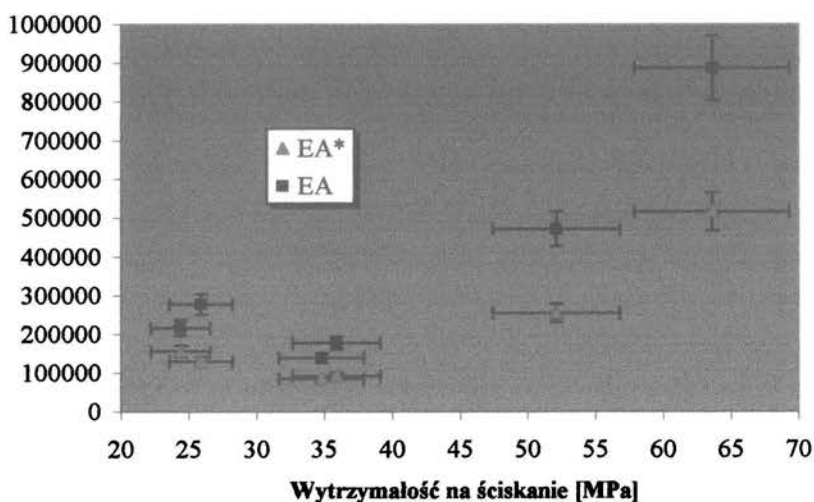
Rys. 8.7. Charakterystyczny przebieg czasowy EA dla betonów z dodatkiem pyłów krzemionkowych (seria 5).

Parametry emisji akustycznej wyznaczone podczas próby ściskania badanych sześciu serii betonów pozwoliły na przeprowadzenie analizy mającej na celu określenie zależności między wytrzymałością betonu, stanowiącą też określony wyróżnik struktury betonu, a emisją akustyczną. Analizę przeprowadzono przyjmując za podstawę dwie globalne sumy zliczeń to jest pierwszą - do chwili rozpoczęcia niestabilnej propagacji i rozwoju rys (ΣEA^*) oraz drugą - obejmującą cały proces niszczenia (ΣEA). Uzyskane wyniki obu wartości dla wszystkich serii, wraz z odpowiadającymi im współczynnikami zmienności, zestawiono w tabeli 8.5. i przedstawiono na rys. 8.8.

TABELA 8.5.

Średnie sumy zliczeń EA zmierzone dla poszczególnych serii betonów.

| Nr serii | Wytrzymałość na ściskanie R [MPa] | Suma zliczeń EA | | | |
|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|---------------------------------|------------------|
| | | do niestabilnej propagacji rys | | w całym procesie ściskania | |
| | | wartość średnia ΣEA^* [-] | wsp. zm. v [%] | wartość średnia ΣEA [-] | wsp. zm. v [%] |
| 1 | 25.9 | 128726 | 8.7 | 277073 | 9.9 |
| 2 | 24.4 | 156273 | 9.3 | 216203 | 8.9 |
| 3 | 34.8 | 84189 | 9.1 | 139024 | 9.0 |
| 4 | 35.9 | 91918 | 9.9 | 176468 | 8.9 |
| 5 | 63.6 | 516097 | 8.9 | 886318 | 11.2 |
| 6 | 52.1 | 254242 | 9.7 | 471905 | 9.8 |



Rys. 8.8. Suma zliczeń EA a wytrzymałość na ściskanie badanych kompozycji.

Rys. 8.8 ujawnia różnicę we wzroście sumy zliczeń emisji akustycznej wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie dla kompozycji 5 i 6. Związane jest to z faktem, że do zniszczenia mocniejszej struktury potrzeba jest więcej energii co przy pomiarach akustycznych przejawia się właśnie wzrostem sumy zliczeń EA. Odmierna struktura tych

betonów jest efektem niższego współczynnika wodno – cementowego, w porównaniu z betonami serii od 1 do 4, jak również dodatkiem do nich pyłów krzemionkowych.

W obu przypadkach rozpatrywanych sum zliczeń emisji akustycznej wyznaczone wartości dają podstawę do ilościowej charakterystyki procesu niszczenia struktury materiału w powiązaniu z jego wytrzymałością końcową na tle samego przebiegu próby ściskania.

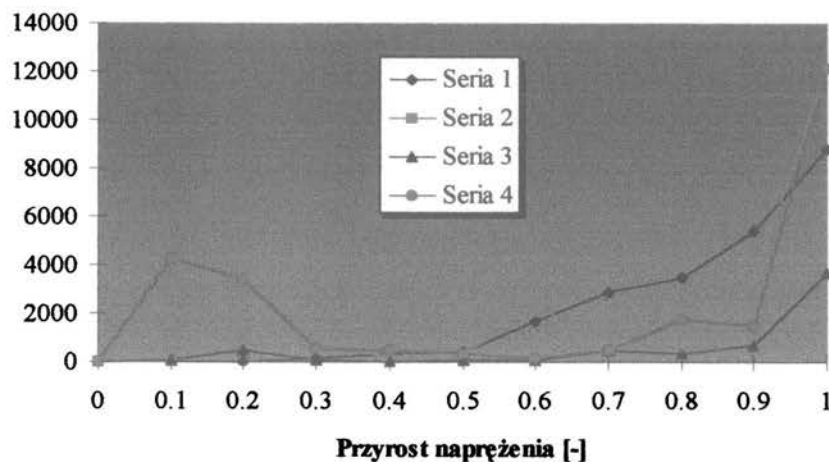
Ze względu na właściwości eksploatacyjne betonu istotne znaczenie ma przebieg zależności σ - ε ujawniający syntetyczną miarę jaką jest moduł sprężystości E . Na krzywej tej można wyróżnić charakterystyczne obszary rozgraniczane naprężeniem inicjującym σ_i oraz naprężeniem krytycznym σ_{cr} (por rys. 4.3a). Jak już wcześniej wspomniano, pierwsze sygnalizuje początek stabilnego rozwoju wewnętrznych mikrozarysowań stanowiąc również granicę sprężystej pracy betonu oraz pełzania liniowego. Drugie natomiast stanowi początek niestabilnego rozwoju zarysowań i pęknięć, początek ujawniania właściwości plastycznych betonu pod obciążeniami doraźnymi oraz granicę pełzania nieliniowego w procesach obciążeń długotrwałych. Obydwie te charakterystyki ujawniają fizyczne efekty reakcji materiału na obciążenia zewnętrzne. W kompozytach betonowych jest to zatem opis intensywności procesów pęknięcia warstwy kontaktowej zaczyn - kruszywo. Potwierdza to analiza krzywych różnicowych przebiegu procesu EA próbek ściskanych [Mierzwa J., Pogan K., Ranachowski Z. 1997]. Za miarę intensywności przyrostu sumy impulsów należy przyjąć tu wskaźnik różnicowy określony zależnością (8.1) – oznaczenia jak we wzorze (4.2):

$$IN = \sum_{i=1}^n N_{i+1} - \sum_{i=1}^n N_i \quad (8.1)$$

Na rysunkach 8.9. i 8.10. przedstawione zostały z kolei graficzne przebiegi tego wskaźnika odpowiednio dla betonów bez i z dodatkiem pyłów krzemionkowych.

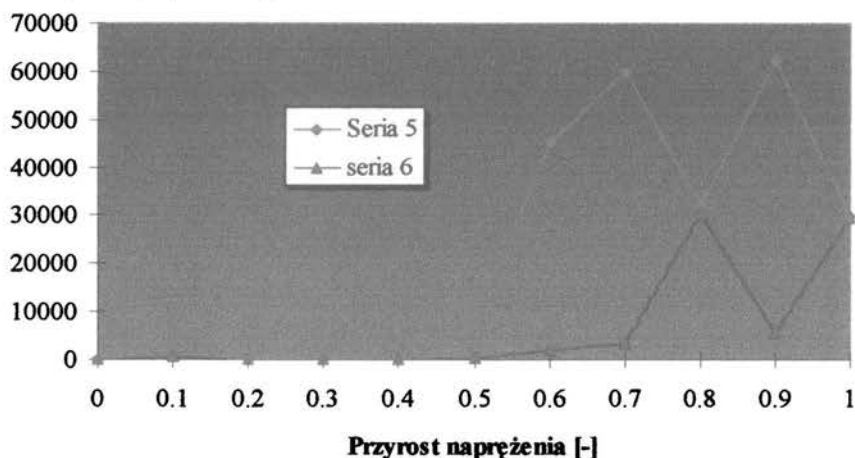
Analiza prezentowanych krzywych pozwala wyróżnić w seriach betonów 1, 2, 3 i 4 poziom σ_i jako równy $(0.3 \div 0.4) \sigma/R$ oraz poziom σ_{cr} równy $(0.6 \div 0.7) \sigma/R$. Zasadniczo różny od tego jest przebieg tych funkcji dla betonów serii 5 i 6. W obu przypadkach trudno jest wyznaczyć poziomy naprężen σ_i i σ_{cr} na podstawie analizy zmienności intensywności przyrostu sumy zliczeń EA.

Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA



Rys. 8.9. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA na tle wzrostu naprężenia dla betonów serii 1, 2, 3 i 4.

Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA



Rys. 8.10. Intensywność przyrostu sumy zliczeń EA na tle wzrostu naprężenia dla betonów serii 5 i 6.

Nie ulega wątpliwości, że tak różny przebieg intensywności przyrostu sumy zliczeń emisji akustycznej w betonach BW jest rezultatem zasadniczej modyfikacji warstwy kontaktowej zaczyn - kruszywo, w której lokalizują się główne uszkodzenia pojawiające się w przedziale $\sigma_i - \sigma_{cr}$. Radykalna zmiana tego przebiegu to efekt przebudowy struktury na skutek [Wolska-Kotańska Cz. 1993]:

- czysto fizycznego zagęszczenia struktury zaczynu cementowego przez drobną fazę mikrokrzemionki,
- transformacji słabych kryształów portlandytu, tworzących w betonach zwykłych „aureole” wokół ziaren kruszywa, w mocną fazę C-S-H dzięki reaktywności mikrokrzemionki.

Jak się okazuje stworzenie takiej formacji w strukturze kompozytu zmienia zasadniczo jego cechy mechaniczne zwiększając wytrzymałość na ściskanie w stosunku do betonów zwykłych (BZ) lecz równocześnie eksponując jego kruchość [Kucharska L., Brandt A. M. 1993].

W przypadku badanych betonów serii 5 i 6 odmienność struktury tych kompozytów wynika z niskiego współczynnika wodno – cementowego $w/c = 0.3$ oraz z dodatku pyłów krzemionkowych. Potwierdzeniem tego spostrzeżenia jest różny przebieg intensywności przyrostu sumy zliczeń EA w stosunku do betonów pozostałych serii (rys. 8.10.) [Mierzwa J., Pogan K., Ranachowski Z. 1997].

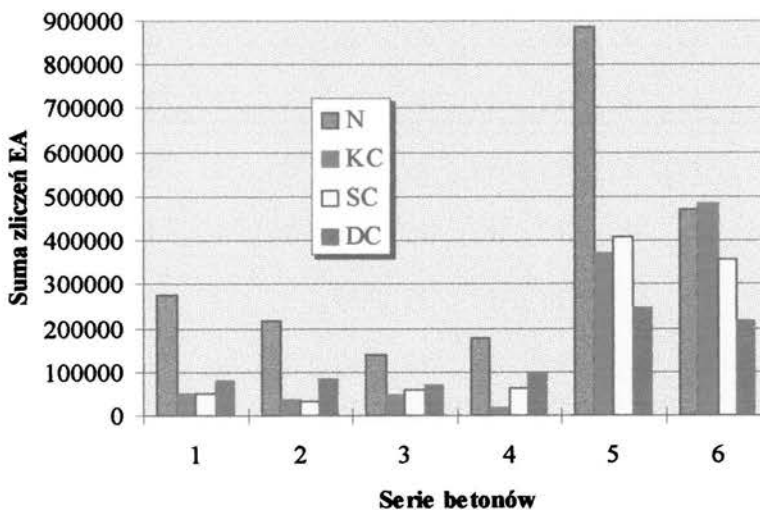
8.4. SUMA ZLICZEŃ EMISJI AKUSTYCZNEJ PODCZAS NISZCZENIA BETONÓW PODDANYCH OBRÓBCE TERMICZNEJ

Dla betonów poddanych obróbce termicznej wykonano pomiary emisji akustycznej podczas próby quasi - osiowego ściskania w dwóch charakterystycznych dla nich terminach: bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki cieplnej oraz po 28-miu dniach dalszego dojrzewania w warunkach normalnych. Na rys. 8.11. i 8.12. przedstawione zostały sumy zliczeń emisji akustycznej dla wszystkich serii betonów dojrzewających w warunkach obróbki termicznej (KC, SC, DC) mierzone odpowiednio bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki termicznej oraz po 28-miu dniach dalszego dojrzewania w warunkach normalnych, a także dla porównania - dojrzewających w warunkach normalnych (N). Wartości sum zliczeń EA dla betonów poddanych obróbce cieplnej zawiera tabela 8.7. Współczynniki zmienności dla uzyskanych wyników pomiarów akustycznych zawierały się w przedziale od 10.4 do 12.3 %.

TABELA 8.7.

Sumy zliczeń EA dla betonów poddanych obróbce termicznej.

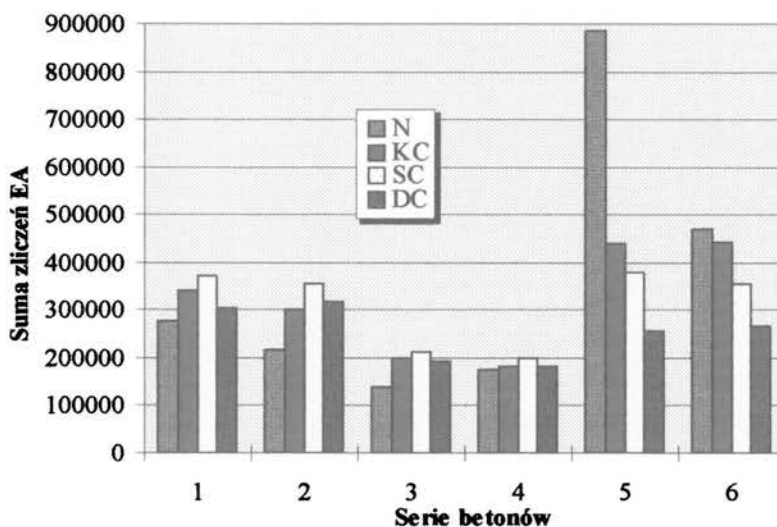
| Nr serii | Suma zliczeń EA zarejestrowana | | | | | |
|-------------|--------------------------------|--------|--------|------------------|--------|--------|
| | po cyklu obróbki cieplnej | | | po 28-miu dniach | | |
| | KC | SC | DC | KC | SC | DC |
| 1 | 49640 | 49751 | 79723 | 342725 | 373783 | 302935 |
| 2 | 37142 | 32162 | 84825 | 302184 | 354971 | 317775 |
| 3 | 49194 | 59630 | 71005 | 198686 | 212593 | 194105 |
| 4 | 19482 | 61359 | 95509 | 183683 | 198896 | 181185 |
| 5 | 370076 | 407427 | 246219 | 439063 | 380296 | 256904 |
| 6 | 485344 | 357255 | 217441 | 442097 | 355356 | 265845 |



Rys. 8.11. Sumy zliczeń EA zarejestrowane bezpośrednio po obróbce cieplnej.

Na uwagę zasługuje fakt, że dla betonów serii 1, 2, 3 i 4 (zaliczanych do grupy betonów zwykłych) uzyskane w badaniach sumy zliczeń EA są wyższe (o około 20 %) dla próbek poddanych obróbce termicznej (rys. 8.12, tab. 8.7). Potwierdza to wzrost uszkodzeń struktury betonu spowodowany obróbką cieplną. Współczynniki termicznej destrukcji wytrzymałości β dla tych betonów sięgają nawet wartości 1.61 dla krótkiego cyklu obróbki

cieplnej. Większa liczba mikropęknięć i rys skutkuje wzmożonymi efektami akustycznymi podczas próby ściskania. Prace J. Hoły i A. Pszonki [Hoła J., Pszonka A. 1991], [Hoła J., Pszonka A. 1992] również wskazują na podobną tendencję.



Rys. 8.12. Sumy zliczeń EA zarejestrowane po 28-miu dniach dla betonów poddanych obróbce termicznej.

Odmienne zachowanie prezentują dwie pozostałe serie badanych betonów (z dodatkiem pyłów krzemionkowych). Kompozyty te charakteryzują się stosunkowo niskimi wartościami współczynnika termicznej destrukcji wytrzymałości - na poziomie 1.11 dla cyklu średniego i długiego. W tych mocniejszych strukturach daje się zaobserwować niższą aktywność akustyczną w porównaniu z betonami pielęgnowanymi w warunkach normalnych co wskazywałoby na wzmacniające oddziaływanie mikrokrzemionki i odmienną strukturę wywołaną różnym współczynnikiem wodno - cementowym ale równocześnie widać reakcję na zaostrome reżimy obróbki termicznej - przejawiającą się większymi sumami zliczeń EA. Aktywującą rolę obróbki termicznej w twardnieniu betonów serii 5 i 6 oraz budowaniu ich struktury potwierdzają pomiary emisji akustycznej prowadzone bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki cieplnej (rys. 8.11).

O rząd wielkości niższe sumy zliczeń zarejestrowane bezpośrednio po zakończeniu obróbki cieplnej (tab. 8.7.) wraz z niskimi wskaźnikami wytrzymałości natychmiastowej (por. tab. 8.2.) wskazują na niekorzystne oddziaływanie temperatury w kształtowaniu się struktury

betonów o słabszych parametrach. Po obróbce termicznej, zwłaszcza w krótkim cyklu, betony serii 1, 2, 3 i 4 osiągnęły niskie wytrzymałości w odniesieniu do wytrzymałości 28-mio dniowej. Jest to wynikiem przyspieszonych przemian strukturalnych, które z jednej strony prowadzą do osiągnięcia w ciągu 6+8 godzin wytrzymałości budowanej w warunkach normalnych przez kilka dni. Z drugiej jednak strony odbywa się to kosztem obniżenia pułapu jaki osiągną po dalszym dojrzewaniu w warunkach normalnych. Interpretacja tego zjawiska leży w defektach strukturalnych, które powstają w wyniku oddziaływania gradientu temperatury na świeży beton (por. rozdział 3). Szczególnie ostre reżimy temperaturowo - czasowe powodują zniszczenie struktury co skutkuje szybszym przebiegiem procesu destrukcji pod obciążeniem co z kolei przejawiało się w niskiej aktywności akustycznej mierzonej sumą zliczeń EA. Mniejsze sumy zliczeń emisji akustycznej dla tych serii betonów są wynikiem prawie bezgłośnego rozwierania się niezliczonych rys i spękań prowadzące do zniszczenia w krótszym czasie. Struktury te są na tyle osłabione oddziaływaniem temperatury podczas obróbki termicznej, że energia potrzebna do zniszczenia tych struktur jest znacznie niższa niż w przypadku tych samych kompozycji dojrzewających w warunkach normalnych.

8.5. CHARAKTERYSTYKI CZĘSTOTLIWOŚCIOWE SYGNAŁÓW EMISJI AKUSTYCZNEJ

Analizie poddano sześć serii betonów dojrzewających w czterech różnych środowiskach (pielęgnacja w warunkach normalnych oraz trzy cykle obróbki termicznej). Łącznie z tych 24 kombinacji badaniom poddano po 5 próbek betonowych (razem 120 sztuk). Z poszczególnych grup zarejestrowanych sygnałów wybrane zostały, przy użyciu analizy komputerowej opisanej w punkcie 6.5., wzorce widmowe co z kolei dało podstawę do uśrednienia ich (z grupy liczącej 50) dla każdej z badanych serii betonów. Zestawienie wybranych widm średnich dla poszczególnych betonów zamieszczono w załączniku, na kolejnych rysunkach (od Z.1. do Z.6. - dla betonów dojrzewających w warunkach normalnych oraz od Z.7. do Z.42. - dla pozostałych). Dla wykazania, że uzyskane średnie widma charakteryzują poszczególne struktury wyznaczono uogólnione odległości Hamminga (według równania 4.3). Ich zestawienia przedstawione zostały w kolejnych tabelach (8.8, 8.9 i 8.10), prezentowanych poniżej. Literami oznaczono warunki

dojrzewania (n – normalne; k, s, d – cykl krótki, średni i długi obróbki termicznej, badanie bezpośrednio po zakończeniu cyklu; kc, sc, dc – cykl krótki, średni i długi obróbki termicznej, badanie po 28 dniach), pierwszą cyfrą oznaczono numer serii betonu a drugą kolejne widmo średnie. W tabeli nie umieszczono uogólnionych odległości dla identycznych widm (np. n12 – n12) ponieważ uogólniona odległość dla nich wynosi zero a to zaburzyło by obraz całości uzyskanych wyników.

TABELA 8.8.

**Uogólnione odległości dla średnich widm
betony dojrzewające w warunkach normalnych**

| | | | |
|------------|------------|------------|------------|
| | n11 | n12 | - |
| n12 | 2,6 | - | - |
| n13 | 4,7 | 4,6 | - |
| | n21 | - | - |
| n22 | 5,0 | - | - |
| | n31 | n32 | n33 |
| n32 | 3,3 | - | - |
| n33 | 3,5 | 3,0 | - |
| n34 | 3,5 | 2,6 | 1,4 |
| | n41 | - | - |
| n42 | 2,8 | - | - |
| | n51 | n52 | - |
| n52 | 3,9 | - | - |
| n53 | 4,5 | 4,8 | - |
| | n61 | - | - |
| n62 | 3,6 | - | - |

TABELA 8.9.

**Uogólnione odległości dla średnich widm
betony poddane obróbce termicznej a badane bezpośrednio po zakończeniu cyklu**

| | | | | |
|------------|------------|------------|------------|------------|
| | k11 | - | - | - |
| k12 | 2,6 | - | - | - |
| | k21 | - | - | - |
| k22 | 2,8 | - | - | - |
| | s11 | s12 | s13 | s14 |
| s12 | 3,0 | - | - | - |
| s13 | 2,6 | 3,2 | - | - |
| s14 | 2,4 | 2,6 | 3,0 | - |
| s15 | 4,2 | 4,4 | 3,6 | 4,2 |
| | s21 | s22 | s23 | s24 |
| s22 | 3,6 | - | - | - |
| s23 | 3,2 | 3,3 | - | - |
| s24 | 3,2 | 3,6 | 2,4 | - |
| s25 | 3,3 | 3,7 | 3,6 | 3,6 |
| | d31 | - | - | - |
| d32 | 3,7 | - | - | - |

TABELA 8.10.

**Uogólnione odległości dla średnich widm
betony poddane obróbce termicznej a badane po 28 dniach dojrzewania**

| | | | | | |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | kc11 | kc12 | kc13 | kc14 | kc15 |
| kc12 | 3,7 | - | - | - | - |
| kc13 | 4,2 | 2,8 | - | - | - |
| kc14 | 3,5 | 2,8 | 3,5 | - | - |
| kc15 | 3,6 | 3,6 | 4,1 | 2,6 | - |
| kc16 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 3,5 | 3,0 |
| | kc21 | kc22 | - | - | - |
| kc22 | 3,7 | - | - | - | - |
| kc23 | 3,6 | 4,1 | - | - | - |
| | kc31 | - | - | - | - |
| kc32 | 4,1 | - | - | - | - |
| | kc41 | - | - | - | - |
| kc42 | 2,8 | - | - | - | - |
| | kc51 | - | - | - | - |
| kc52 | 3,9 | - | - | - | - |
| | kc61 | - | - | - | - |
| kc62 | 4,0 | - | - | - | - |
| | sc11 | sc12 | - | - | - |
| sc12 | 3,0 | - | - | - | - |
| sc13 | 3,5 | 3,6 | - | - | - |
| | sc21 | sc22 | sc23 | sc24 | sc25 |
| sc22 | 3,5 | - | - | - | - |
| sc23 | 3,7 | 2,4 | - | - | - |
| sc24 | 4,0 | 3,2 | 2,0 | - | - |
| sc25 | 4,7 | 4,0 | 4,0 | 3,7 | - |
| sc26 | 3,6 | 3,9 | 4,4 | 4,4 | 3,9 |
| | sc31 | sc32 | - | - | - |
| sc32 | 2,4 | - | - | - | - |
| sc33 | 3,3 | 2,6 | - | - | - |
| | sc41 | - | - | - | - |
| sc42 | 2,2 | - | - | - | - |
| | sc51 | sc52 | sc52 | - | - |
| sc52 | 3,3 | - | - | - | - |
| sc53 | 2,6 | 3,2 | - | - | - |
| sc54 | 4,0 | 3,6 | 3,3 | - | - |
| | sc61 | - | - | - | - |
| sc62 | 3,3 | - | - | - | - |
| | dc11 | dc12 | dc13 | - | - |
| dc12 | 3,3 | - | - | - | - |
| dc13 | 4,2 | 3,6 | - | - | - |
| dc14 | 4,0 | 3,9 | 4,0 | - | - |
| | dc21 | dc22 | dc23 | - | - |
| dc22 | 3,6 | - | - | - | - |
| dc23 | 3,6 | 4,5 | - | - | - |
| dc24 | 3,0 | 4,0 | 2,8 | - | - |
| | dc31 | - | - | - | - |
| dc32 | 3,3 | - | - | - | - |
| | dc51 | - | - | - | - |
| dc52 | 4,6 | - | - | - | - |
| | dc61 | - | - | - | - |
| dc62 | 4,0 | - | - | - | - |

Analiza przytoczonych wyżej uogólnionych odległości wskazuje na fakt, że kryterium charakteryzującym podobieństwo widm uśrednionych jest uogólniona odległość Hamminga. Dla widm w ramach jednej serii parametr ten wahał się dla betonów dojrzewających w warunkach normalnych od 1.4 do 5.0, dla betonów poddanych obróbce termicznej a badanych bezpośrednio po zakończeniu cyklu od 2.4 do 4.4 a dla badanych po 28 dniach od 2.0 do 4.6. Odległości te nie przekraczają wartości 5.0, która okazuje się być w rozważanym przypadku graniczną. Wynika to z porównania uogólnionych odległości między poszczególnymi seriami. Dla nich odległości Hamminga wahają się od 5.7 do 9.8. Wskazuje to na zróżnicowanie postaci widm dla analizowanych serii betonów różniących się parametrami wytrzymałościowymi i warunkami dojrzewania oraz stopniem destrukcji termicznej. W tym miejscu należy podkreślić, że dla betonów w ramach tych samych serii ale dojrzewających w różnych warunkach uogólnione odległości zawierały się w dolnym przedziale zmienności, to jest od 5.7 do 7.0. Największą uogólnioną odległością, wynoszącą 9.8, charakteryzowały się widma średnie dla betonów serii 2 poddanych obróbce termicznej według cyklu krótkiego a badanych po 28 dniach dojrzewania w porównaniu z betonami serii 5 dojrzewających w warunkach normalnych. Tak ekstremalna wartość potwierdza największe zróżnicowanie w porównywanych strukturach. Pierwsza z nich wykonana została z kruszywa naturalnego, bez domieszek i dodatków oraz charakteryzowała się współczynnikiem wodno – cementowym na poziomie 0.6. Z kolei druga – z kruszywa łamanego, z domieszką upłynniacza i z dodatkiem pyłów krzemionkowych przy współczynniku w/c równym 0.3.

Dla scharakteryzowania postaci uzyskanych widm częstotliwościowych wyznaczone zostały dwa parametry: gęstość sygnału EA M+H oraz iloraz gęstości w średnim i wysokim paśmie częstotliwości M/H (por. punkt 6.5). Te dwa wskaźniki posłużyły do przeprowadzenia dalszej analizy mającej na celu powiązanie parametrów charakteryzujących własności mechaniczne oraz warunki dojrzewania badanych kompozycji z postaciami przypisanych im widm częstotliwościowych [Hoła J., Pogan K., Ranachowski Z. 1998], [Ranachowski Z., Hoła J., Pogan K. 1999].

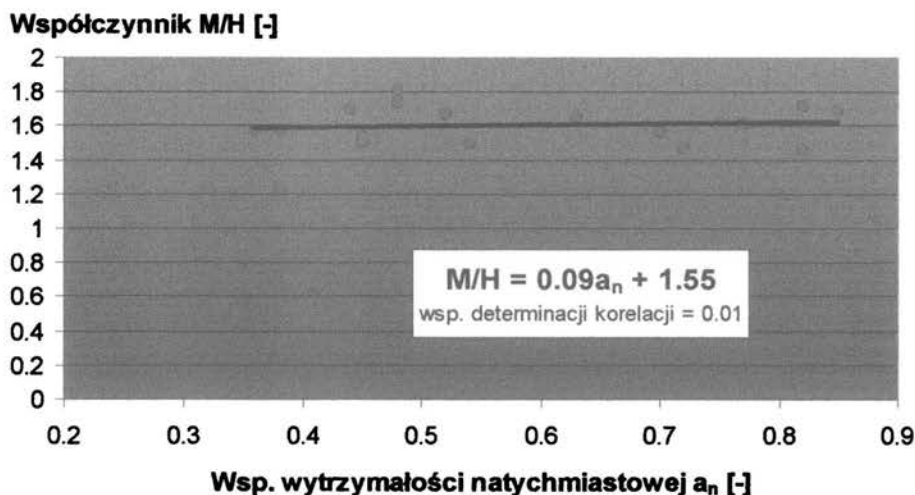
W tabelicy 8.11. przedstawione zostały parametry charakteryzujące postaci widm uśrednionych dla poszczególnych serii betonów poddanych obróbce termicznej a uzyskanych z pomiarów przeprowadzonych bezpośrednio po zakończeniu cyklu naporzania.

TABLICA 8.11.

Wsp. M+H i M/H charakteryzujące postaci widm dla kompozycji badanych bezpośrednio po zakończeniu obróbki termicznej.

| Nr serii | Wytrż. natychm. R_n [MPa] | Wsp. a_n [-] | Wsp. M+H [j. u.] | Wsp. M/H [-] |
|-------------|-----------------------------|----------------|------------------|--------------|
| CYKL KRÓTKI | | | | |
| 1 | 11.7 | 0.45 | 102 | 1.55 |
| | | | 102 | 1.61 |
| 2 | 9.4 | 0.38 | 115 | 1.25 |
| | | | 112 | 1.33 |
| 3 | 13.3 | 0.38 | 102 | 1.68 |
| 4 | 12.8 | 0.36 | 114 | 1.65 |
| 5 | 45.8 | 0.72 | 121 | 1.52 |
| 6 | 36.3 | 0.70 | 114 | 1.65 |
| CYKL ŚREDNI | | | | |
| 1 | 11.5 | 0.44 | 101 | 1.73 |
| | | | 99 | 1.75 |
| | | | 103 | 1.64 |
| | | | 102 | 1.83 |
| | | | 113 | 1.40 |
| 2 | 11.8 | 0.48 | 103 | 1.64 |
| | | | 98 | 1.80 |
| | | | 100 | 1.78 |
| | | | 103 | 1.64 |
| 3 | 16.6 | 0.48 | 109 | 1.48 |
| | | | 113 | 1.82 |
| | | | 120 | 1.67 |
| 4 | 17.3 | 0.48 | 116 | 1.76 |
| | | | 109 | 1.79 |
| 5 | 52.0 | 0.82 | 109 | 1.59 |
| 6 | 44.0 | 0.77 | 107 | 1.74 |
| | | | 106 | 1.52 |
| CYKL DŁUGI | | | | |
| 1 | 13.5 | 0.52 | 109 | 1.72 |
| 2 | 13.1 | 0.54 | 108 | 1.40 |
| 3 | 15.6 | 0.45 | 105 | 1.56 |
| | | | 100 | 1.44 |
| 4 | 22.7 | 0.63 | 120 | 1.45 |
| 5 | 53.8 | 0.85 | 115 | 1.74 |
| 6 | 42.8 | 0.82 | 119 | 1.43 |

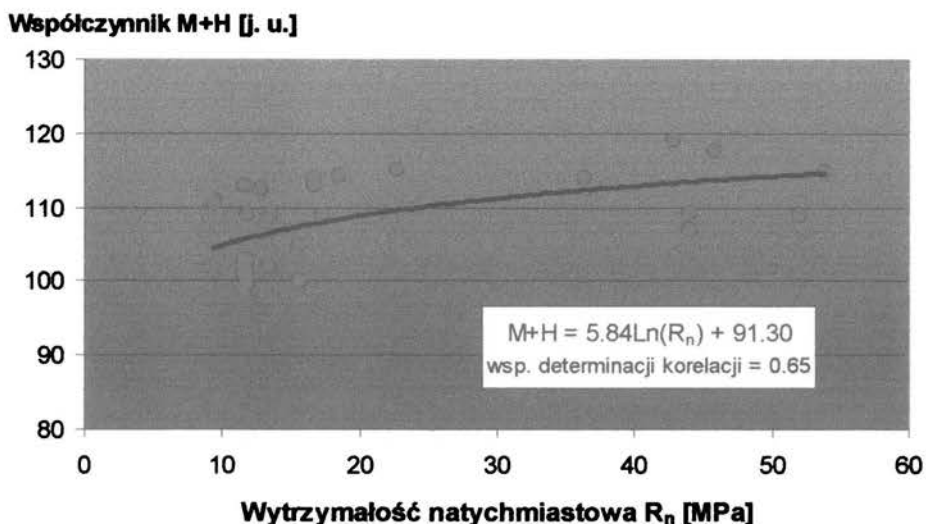
Jak wynika z tego zestawienia udział pasma wyższych częstotliwości H nie wykazuje tendencji do znaczących zmian w funkcji osiągniętej wytrzymałości a co za tym idzie również w zależności od parametrów obróbki termicznej (rys. 8.13). Potwierdza to również brak regresji charakteryzujący się współczynnikiem determinacji korelacji na poziomie 0.01.



Rys. 8.13. Brak zależności wsp. M/H od osiągniętej wytrzymałości na ściskanie bezpośrednio po zakończeniu obróbki termicznej.

Badane w tym terminie betony zwykle charakteryzują się stosunkowo niskim stopniem rozwoju wytrzymałości (współczynnik wytrzymałości natychmiastowej a_n na poziomie $0.36 \div 0.45$) a ponadto zastosowanie obróbki termicznej spowodowało rozwój defektów oraz uszkodzeń tworzącej się struktury. Skutkuje to szybszym procesem destrukcji jak również przewagą źródeł emisji akustycznej generujących sygnały o częstotliwościach głównie niższych.

Z kolei na rysunku 8.14 przedstawiona zależność sumy gęstości sygnału EA w dwóch analizowanych pasmach M+H w funkcji osiągniętej wytrzymałości potwierdza powiązanie korelacyjne tej charakterystyki postaci widma z cechami mechanicznymi badanych struktur. Im wyższy poziom wytrzymałości na ściskanie został osiągnięty bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki tym wyższą gęstością (M+H) charakteryzował się sygnał emisji akustycznej. Z obu przytoczonych tu wykresów wynika, że wzrost gęstości sygnału EA nie pociąga za sobą znaczącego wzrostu udziału sygnałów o częstotliwościach wyższych (z przedziału H). Świadczyć by to mogło z jednej strony o proporcjonalnej zależności mocy sygnału EA i wytrzymałości na ściskanie na tym etapie rozwoju struktury badanych kompozytów ale równocześnie brak znaczącego wzrostu udziału sygnałów o częstotliwościach wyższych podążającego za wzrostem wytrzymałości wskazuje na destrukcję struktury betonów wywołanych obróbką cieplną.



Rys. 8.14. Wzrost wsp. M+H postępujący wraz ze wzrostem wytrzymałości natychmiastowej.

Gęstość sygnału EA (M+H) wykazuje tendencję do wzrostu zgodnego z poziomem osiągniętej wytrzymałości na ściskanie zwłaszcza dla betonów serii 5 i 6 gdzie wyznaczony współczynnik M+H jest wyższy o 5÷15 % w odniesieniu do pozostałych betonów. Wskazuje to na mocniejszą strukturę tych betonów wynikającą z niskiego współczynnika wodno – cementowego w/c oraz z dodatku mikrokrzemionki, co zostało potwierdzone stosunkowo wysokimi współczynnikami wytrzymałości natychmiastowej na poziomie 0.70÷0.85.

Kolejna tabela 8.12. przedstawia parametry charakteryzujące postaci widm uśrednionych dla poszczególnych serii betonów dojrzewających w różnych warunkach a badanych po 28 dniach.

Z analizy tego zestawienia wynikają następujące stwierdzenia. Postaci widm dla betonów badanych po 28 dniach charakteryzują się większym udziałem sygnałów o wyższych częstotliwościach, na co wskazują niższe współczynniki M/H w porównaniu z wynikami uzyskanymi bezpośrednio po zakończeniu obróbki termicznej. Różnice wahają się w zakresie od 13 do 63 % i są większe dla łagodniejszych reżimów temperaturowo - czasowych obróbki cieplnej. Dłuższa faza wstępnego dojrzewania jak również łagodniejsze tempo wzrostu temperatury oddziałują tu korzystnie na budowanie się struktury betonu.

Wartości gęstości sygnału EA zmieniają się odwrotnie proporcjonalnie do współczynnika M/H wskazując na rosnący udział wyższych częstotliwości w sygnałach o wyższym współczynniku M+H (rys. 8.15).

TABELA 8.12.

Wsp. M+H M/H charakteryzujące postaci widm dla kompozycji dojrzewających w różnych warunkach a badanych po 28 dniach.

| Nr serii | Wytrzyma. R [MPa] | Wsp. β [-] | Moc sygnału EA M+H [j. u.] | Wsp. M/H [-] |
|------------------|-------------------|------------------|----------------------------|--------------|
| WARUNKI NORMALNE | | | | |
| 1 | 25.9 | - | 119 | 0.83 |
| | | | 115 | 0.85 |
| | | | 123 | 1.16 |
| 2 | 24.4 | - | 127 | 1.08 |
| | | | 123 | 0.86 |
| 3 | 34.8 | - | 125 | 0.98 |
| | | | 135 | 0.71 |
| | | | 141 | 0.70 |
| | | | 134 | 0.68 |
| 4 | 35.9 | - | 136 | 0.66 |
| | | | 124 | 1.17 |
| 5 | 63.6 | - | 126 | 1.07 |
| | | | 133 | 0.73 |
| 6 | 52.1 | - | 128 | 0.62 |
| | | | 133 | 0.73 |
| | | | 110 | 1.68 |
| 6 | 52.1 | - | 114 | 1.71 |
| | | | 114 | 1.71 |
| CYKL KRÓTKI | | | | |
| 1 | 23.4 | 1.11 | 122 | 1.10 |
| | | | 124 | 0.94 |
| | | | 122 | 0.94 |
| | | | 124 | 1.03 |
| | | | 119 | 1.05 |
| 2 | 19.5 | 1.25 | 114 | 1.00 |
| | | | 107 | 1.18 |
| | | | 117 | 1.02 |
| 3 | 25.3 | 1.37 | 118 | 1.23 |
| | | | 118 | 1.62 |
| | | | 118 | 1.88 |
| 4 | 22.3 | 1.61 | 116 | 1.42 |
| | | | 120 | 1.45 |
| 5 | 48.6 | 1.31 | 111 | 1.31 |
| | | | 121 | 1.20 |
| 6 | 40.3 | 1.29 | 116 | 1.37 |
| | | | 110 | 1.15 |
| CYKL ŚREDNI | | | | |
| 1 | 21.1 | 1.23 | 114 | 1.15 |
| | | | 114 | 1.24 |
| | | | 119 | 1.09 |
| | | | 131 | 1.52 |

| ciąg dalszy tabeli 8.12. | | | | |
|--------------------------|------|------|-----|------|
| 2 | 20.4 | 1.20 | 110 | 1.16 |
| | | | 113 | 1.05 |
| | | | 116 | 1.03 |
| | | | 118 | 1.00 |
| | | | 122 | 1.10 |
| | | | 116 | 1.15 |
| 3 | 29.3 | 1.19 | 106 | 1.34 |
| | | | 110 | 1.34 |
| | | | 113 | 1.35 |
| 4 | 25.3 | 1.42 | 106 | 1.41 |
| | | | 105 | 1.33 |
| 5 | 54.9 | 1.16 | 121 | 1.05 |
| | | | 115 | 1.05 |
| | | | 118 | 1.07 |
| | | | 113 | 1.09 |
| 6 | 47.0 | 1.11 | 119 | 1.09 |
| | | | 124 | 1.00 |
| CYKL DŁUGI | | | | |
| 1 | 22.7 | 1.14 | 118 | 1.11 |
| | | | 115 | 1.13 |
| | | | 107 | 1.18 |
| | | | 117 | 1.13 |
| 2 | 22.8 | 1.07 | 117 | 1.02 |
| | | | 118 | 0.97 |
| | | | 114 | 1.19 |
| | | | 116 | 1.11 |
| 3 | 24.2 | 1.44 | 114 | 1.78 |
| | | | 110 | 1.68 |
| 4 | 26.7 | 1.34 | 100 | 1.56 |
| 5 | 57.2 | 1.11 | 121 | 1.42 |
| | | | 118 | 1.23 |
| 6 | 46.8 | 1.11 | 116 | 1.76 |
| | | | 116 | 1.64 |

Na uwagę zasługują zależności korelacyjne między tymi współczynnikami uzależnione od warunków dojrzewania:

- dla warunków normalnych (N):

$$M/H = 0.0009 \cdot (M+H)^2 - 0.25 \cdot (M+H) + 18.44 \quad (8.2)$$

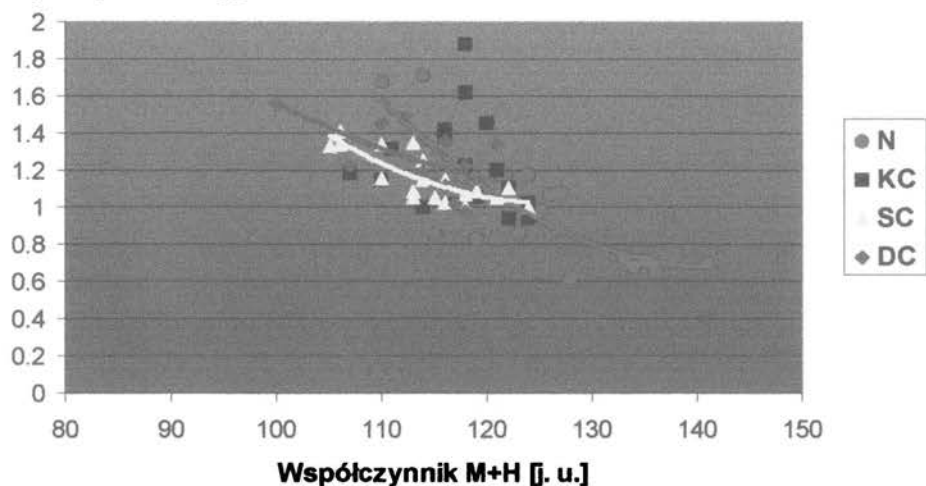
- dla cyklu średniego obróbki termicznej (SC):

$$M/H = 0.0008 \cdot (M+H)^2 - 0.19 \cdot (M+H) + 13.44 \quad (8.3)$$

- dla cyklu długiego obróbki termicznej (DC):

$$M/H = 0.0004 \cdot (M+H)^2 - 0.10 \cdot (M+H) + 8.22 \quad (8.4)$$

Współczynniki determinacji korelacji dla powyższych zależności wynosiły odpowiednio: 0.79, 0.81 i 0.65.

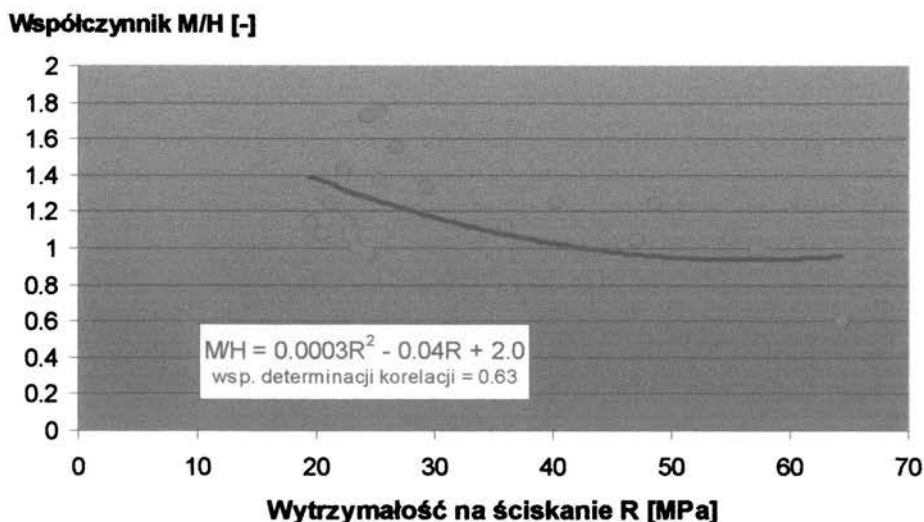
Współczynnik M/H [-]

Rys. 8.15. Rosnący udział wyższych częstotliwości w widmach o wyższej gęstości widmowej sygnału EA.

Betony pielęgnowane w warunkach normalnych oraz te poddane obróbce termicznej według cyklu średniego i długiego wykazują tendencję do wzrostu udziału sygnałów o wyższych częstotliwościach wraz ze wzrostem współczynnika M+H. Jedynie dla cyklu krótkiego obróbki termicznej korelacja nie zachodzi.

Przyczyny takiego zjawiska należy dopatrywać się w ostrym reżimie temperaturowo – czasowym tego cyklu (prędkość rozgrzewu równa 30 °C/h a studzenia wynosząca 60 °C/h) co skutkowało największym stopniem destrukcji struktury (najniższe dla tego cyklu współczynniki wytrzymałości natychmiastowej α_n oraz najwyższe współczynniki termicznej destrukcji wytrzymałości β).

Podobną zależność do prezentowanej na rys. 8.15 wykazuje udział wyższych częstotliwości w widmie badanych kompozycji w stosunku do ich wytrzymałości na ściskanie - co przedstawia rys. 8.16.

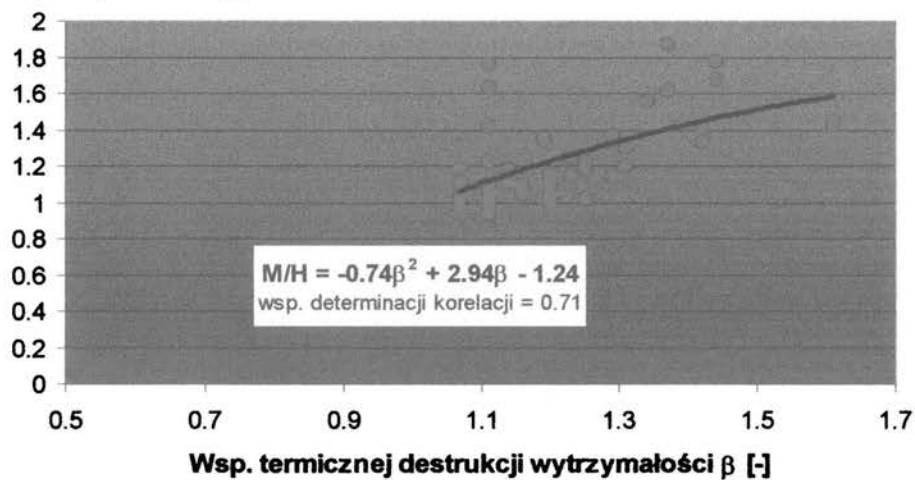


Rys. 8.16. Rosnący udział sygnałów o wyższej częstotliwości wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie badanych struktur betonowych.

Im mocniejsza struktura tym więcej źródeł emisji akustycznej generujących sygnały o wyższej częstotliwości bierze udział w procesie destrukcji materiału, co jest zgodne z przytaczanymi w rozdziale 4 pracami: [Jaroszewska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996], [Ranachowski Z. 1996], [Terrien M. 1980]. Betony o wyższej wytrzymałości, zwłaszcza o niskim współczynniku wodno - cementowym oraz z dodatkiem pyłów krzemionkowych, charakteryzują się niższą porowatością (por. tab. 8.4) dzięki czemu utrudniona staje się propagacja pierwotnych szczelin.

Na uwagę zasługuje również zależność postaci widm od poziomu destrukcji badanej struktury kompozytów. Wraz ze wzrostem destrukcji wywołanej obróbką termiczną a mierzonej współczynnikiem β , daje się zaobserwować malejący udział pasma wyższych częstotliwości w widmach kompozytów badanych po 28 dniach (rys. 8.17). Struktury osłabione oddziaływaniem gradientu temperatury na świeży beton, wykazujące wyższy stopień destrukcji emitują sygnały z przewagą niższych częstotliwości.

Współczynnik M/H [-]



Rys. 8.17. Malejący udział pasma wyższych częstotliwości wraz ze wzrostem poziomu destrukcji struktury kompozytów poddanych obróbce termicznej.

9. PODSUMOWANIE ROZPRAWY

9.1. Program pracy zawarty we wniosku o wszczęcie przewodu doktorskiego został zrealizowany.

9.2. Studia literaturowe, przeprowadzone badania własne i analiza ich wyników udowodniły:

a) słuszność tezy 1 – bowiem zróżnicowane co do struktury i cech mechanicznych kompozycje betonowe, dojrzewające w warunkach normalnych jak również te poddawane obróbce termicznej, podczas próby ściskania generowały sygnały emisji akustycznej o charakterystycznych postaciach widm częstotliwościowych. Podstawą do ich kwalifikacji może być uogólniona odległość Hamminga. W badaniach widma średnie dla tej samej serii betonów charakteryzowały się uogólnioną odległością nieprzekraczającą 5.0. Między poszczególnymi kompozycjami, zróżnicowanymi pod względem wytrzymałości na ściskanie, warunków dojrzewania i destrukcji termicznej uogólnione odległości dla ich charakterystycznych widm częstotliwościowych były większe od 5.7.

b) tezę 2 - bowiem wprowadzone do analizy parametry: gęstość widmowa sygnału M+H a także iloraz gęstości w przedziałach średnich i wyższych częstotliwości M/H charakteryzują postaci widm częstotliwościowych sygnału EA dla kompozycji betonowych zróżnicowanych pod względem wytrzymałości na ściskanie jak również i poziomu destrukcji termicznej. Wykazano związki korelacyjne tych wskaźników z parametrami wytrzymałościowymi badanych kompozytów. W badanych betonach wzrost gęstości widmowej sygnału EA M+H związany był ze zwiększającym się udziałem sygnałów o wyższych częstotliwościach (rys. 8.15) co z kolei było związane z rosnącą wytrzymałością na ściskanie (rys. 8.16). Współczynnik M/H wykazuje malejący udział sygnałów EA o wyższych częstotliwościach postępujący ze wzrostem poziomu termicznej destrukcji wywołanej obróbką cieplną betonu (rys. 8.17).

c) że metody mechaniczne i akustyczne badań kompozycji betonowych (poszerzone o analizę postaci widm częstotliwościowych sygnału EA) wzajemnie się uzupełniają. Wyższa wytrzymałość na ściskanie, będąca odzwierciedleniem niskiego współczynnika wodno – cementowego i dodatku pyłów krzemionkowych (dla betonów serii 5 i 6), określona w próbie quasi - osiowego ściskania, potwierdzona

została większymi sumami zliczeń EA (tab. 8.5, rys. 8.8) w porównaniu z betonami zwykłymi. Betony zwykłe (serie 1, 2, 3 i 4) badane bezpośrednio po zakończeniu cyklu obróbki termicznej osiągnęły niższe wytrzymałości natychmiastowe w porównaniu z betonami (serii 5 i 6) charakteryzującymi się niskim współczynnikiem wodno – cementowym i dodatkiem mikrokrzemionki. Fakt ten potwierdziły o rząd wielkości niższe sumy zliczeń EA zarejestrowane przy ich ściskaniu (tab. 8.7, rys. 8.11). Analiza przebiegu sumy zliczeń emisji akustycznej wskazała na zróżnicowanie postępu procesu niszczenia dla betonów serii od 1 do 4 oraz tych z serii 5 i 6 (rys. 8.6 i 8.7 oraz 8.9 i 8.10). Destrukcja wywołana obróbką termiczną znalazła odzwierciedlenie w większej aktywności akustycznej betonów zwykłych (tab. 8.7, rys. 8.12) oraz w niższym udziale w postaci widma sygnałów o wyższych częstotliwościach (tab. 8.12, rys. 8.17).

- 9.4. Rozprawa jest konstruktywną kontynuacją wcześniejszych badań i prac J. M. Berthelota, J. Hoły, A. Jaroszewskiej, J. Mierzwy, A. Moczki, K. Pogana, A. Pszonki, Z. Ranachowskiego: [Berthelot J. M. i in. 1993], [Hoła J. 1990], [Hoła J., Moczko A. 1984], [Hoła J., Pogan K., Ranachowski Z. 1998], [Hoła J., Pszonka A. 1991], [Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. 1996], [Mierzwa J., Pogan K., Ranachowski Z. 1996], [Mierzwa J., Pogan K. 1997], [Pogan K. 1998], [Ranachowski Z. 1991], [Ranachowski Z. 1996b], [Ranachowski Z., Hoła J., Pogan K. 1999].

10. WNIOSKI WYNIKAJĄCE Z ROZPRAWY

W świetle uzyskanych wyników badań doświadczalnych i przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że

- 10.1. Połączenie metody mechanicznej i akustycznej (poszerzonej o analizę postaci widm częstotliwościowych sygnału EA) daje spójne narzędzie dla badań poznawczych.
- 10.2. Obraz widma częstotliwości sygnału emisji akustycznej jest powiązany z określonymi parametrami mechanicznymi badanego kompozytu jak również z poziomem jego destrukcji termicznej. W analizie pomocne są wprowadzone w rozprawie współczynniki M+H oraz M/H.

- 10.3. Celowym wydaje się podjęcie badań będących kontynuacją przedstawionych w niniejszej rozprawie celem wykazania bardziej ścisłych zależności parametrów charakteryzujących postaci widm częstotliwościowych sygnału EA (M+H i M/H) od cech mechanicznych i charakterystyk strukturalnych badanych kompozytów.
- 10.4. Warto również zmienić zakresy częstotliwości opisywane przez parametry M i H a być może trzeba by wprowadzić również jeszcze jeden dla zawężenia analizowanych przedziałów częstotliwości.
- 10.5. Słusznym wydaje się podjęcie badań wyrobów żelbetowych z zastosowaniem opisanej metody w celach diagnostyki elementów konstrukcji.

Na podstawie powyższych stwierdzeń autor wyraża nadzieję, że cele rozprawy zostały osiągnięte a niniejsza praca przyczyni się do lepszego poznania zjawisk destrukcyjnych zachodzących w strukturze betonu zwykłego jak i z dodatkiem pyłów krzemionkowych podczas obciążania co z kolei pozwoli na bardziej racjonalne wykorzystanie tego materiału w budownictwie. Zastosowanie wprowadzonej w rozprawie analizy widm częstotliwościowych zarejestrowanych sygnałów emisji akustycznej może znaleźć również zastosowanie w badaniach innych materiałów kompozytowych.

11. LITERATURA

- ACI Committee Report (1987) - Silica fume in concrete. ACI Materials Journal, March-April 1987.
- Alexanderson J. (1972) - Strength losses in heat cured concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology. Stockholm 1972.
- Barnes B. D. i in. (1979) - Micro-morphology of the interfacial zone around aggregates in portland cement mortar. Journal of the American Ceramics Society, vol. 62, 1979.
- Barret P. (1986) - Hydration mechanism of calcium silicates cement compound through the general concepts of the reactivity of solids. Proceedings of the 8th International Congress on the Chemistry of Cement, vol. 3, Rio de Janeiro, 1986.
- Berthelot J. M. i in. (1993) - Frequency analysis of acoustic emission signals in concrete. Journal of Acoustic Emission, vol.11, No. 1/ January-March 1993.
- Błociszewska G., Krzywobłocka-Laurow R. (1986) - Ocena przydatności cementów portlandzkich do betonu aktywowanego termicznie. XXXII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1986.
- Błociszewska G., Nowikow M. (1987) - Wytyczne określania przydatności cementów handlowych do obróbki cieplnej. Wyd. COBRPB „CEBET”, Warszawa 1987.
- Brandt A. M. (1998) - Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych (BWW). II Konferencja Naukowo - Techniczna „Zagadnienia Materiałowe w Inżynierii Lądowej MATBUD'98, Kraków - Mogilany, 17-19 czerwca 1998.
- Brown P. W. i in. (1983) - Kinetics modelling of hydration processes. Cement Research Progress, American Ceramic Society, 1983.
- Brown P. W. i in. (1985) - A kinetic model for the hydration of tricalcium silicate. Cement and Concrete Research, vol. 15, No. 1, 1985.
- Brunauer S. i in. (1973) - Hardened portland cement pastes of low porosity VI. Mechanism of the hydration process. Cement and Concrete Research, vol. 3, No. 2, 1973.
- Brunauer S., Greenburg S. A. (1960) - The hydration of tricalcium silicate and X-dicalcium silicate at room temperature. Proceedings of the 4th International Congress on the Chemistry of Cement, vol. 3, Washington D.C. 1960.
- Brunauer S., Kantro D. L. (1964) - The hydration of tricalcium silicate and beta-dicalcium silicate from 5°C to 50°C. The Chemistry of Cements, Academic Press, 1964.

- Chrabczyński G. (1980) - Obróbka cieplna betonu w przemysłowej produkcji prefabrykatów. Podstawy naukowe projektowania. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Prace Naukowe. Budownictwo. Z. 68. Warszawa 1980.
- Cong X. i in. (1992) - Role of silica fume in compressive strength of cement paste, mortar and concrete. *ACI Material Journal*, vol. 89, 4/1992.
- Copeland L. E., Kantro D. L. (1968) - Hydration of portland cement. *Proceedings of the 5th International Congress on the Chemistry of Cement*, Tokyo, 1968.
- Detwiler R. J., Mehta P. K. (1989) - Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behaviour of concrete. *ACI Materials Journal*, Nov.-Dec. 1989.
- Diamond S. (1986) - The microstructure of cement paste in concrete. *Proceedings 8th International Congress on the Chemistry of Cement*, vol. 1, Rio de Janeiro, 1986.
- Diamond S., Huang J. (1998) - The interfacial transition zone: reality or myth? *RILEM 2nd International Conference on: The Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites*. Ed. A. Katz, A. Bentur, M. Alexander and G. Arliguie, NBRI Technion, Haifa Israel, March 1998.
- Flaga K. (1971) - Energetyczne podstawy wzrostu wytrzymałości betonu tężącego w warunkach obróbki termicznej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej. Budownictwo. Z.3*, Kraków 1971.
- Flaga K. (1991) - Naprężenia własne termiczne „makro” w elementach i konstrukcjach z betonu. *Cement - Wapno - Gips* 4-5/1991.
- Flaga K. (1995) - Wpływ naprężeń własnych na destrukcję naprężeniową i parametry wytrzymałościowe betonu. *Inżynieria i Budownictwo* 6/1995.
- Flaga K., Al J. Jabor (1990) - The role of interior stresses in the structural destruction of fibre reinforced concrete. *Proceedings of Conference „Fibre Reinforced Cements and Concretes. Recent Developments”*. Elsevier Applied Science, London and New York 1990.
- Flaga K., Furtak K. (1981) - Wpływ rodzaju kruszywa na poziomy naprężeń krytycznych w betonie ściskanym. *Archiwum Inżynierii Lądowej* 4/1981.
- Flaga K., Moczko A. (1990) - Evaluation of the ability of microcracked concrete to self healing. *Fracture Behaviour and Design of Materials and Structures*. Ed. by D. Firrao, Engineering Materials Advisory Services, Warley, 1990.
- Flaga K., Wilk K. (1974) - O spadkach wytrzymałości naparzanego betonu. *XX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Krynica 1974.

- Fujii K., Kondo W. (1974) - Kinetics of the hydration of tricalcium silicate. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 57, No. 11, 1974.
- Fujii K., Kondo W. (1979) - Rate and mechanism of hydration of beta-dicalcium silicate. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 62, No. 3-4, 1979.
- Green A. T. (1971) - Stress wave emission and fracture of prestressed concrete reactor vessel materials. Technical Report DRC-73-3. Livermore 1971.
- Grudziński F. (1976) - Procesy cieplne w technologii betonu. PWN, Warszawa 1976.
- Hertz J., Krogh A., Palmer R. A. (1995) - Wstęp do teorii obliczeń neuronowych. Wyd. Naukowo - Techniczne, Warszawa 1995.
- Hoła J. (1990) - Wybrane zagadnienia mechaniki niszczenia betonu poddanego przyspieszonemu dojrzewaniu. *Cement - Wapno - Gips* 10-11/1990.
- Hoła J. (1992) - Effects of aggregate grading on stress degradation of compressed concrete. *Archives of Civil Engineering*, 1-2/1992.
- Hoła J. (1994a) - Emisja akustyczna w betonach. [w:] *Emisja akustyczna - źródła, metody, zastosowania*. Pr. zb. pod red. I. Maleckiego i J. Ranachowskiego. Wyd. Pascal, Warszawa 1994.
- Hoła J. (1994b) - Effect of heat treatment on stress destruction of concrete with different grading. *Brittle Matrix Composites 4*, ed. by A. M. Brandt, V. C. Li and I. H. Marshall, IKE and Woodhead Publ., Warszawa 1994.
- Hoła J. (1997) - Destrukcja naprężeniowa betonu ściskanego dojrzewającego w różnych warunkach wilgotnościowo - temperaturowych. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej* Nr 69, Seria: Konferencje Nr 22, Wrocław 1997.
- Hoła J., Moczko A. (1984) - Analiza procesów niszczenia wybranych struktur betonowych przy wykorzystaniu metody ultradźwiękowej i emisji akustycznej. Praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1984.
- Hoła J., Moczko A. (1986) - Efekt Kaisera w betonie. XXXII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kraków - Krynica 1986.
- Hoła J., Pogan K., Ranachowski Z. (1998) - Application of the acoustic emission method to determine the mechanical properties of the constructional materials. III Międzynarodowe Sympozjum Naukowo - Techniczne "Nowe kierunki technologii i badań materiałowych", Białowieża 8-10 czerwca 1998.

- Hoła J., Pszonka A. (1991) - The influence of heat treatment on stress-induced destruction in concrete. *Brittle Matrix Composites 3*, ed. by A. M. Brandt and I. H. Marshall, Elsevier Applied Science, London and New York 1991.
- Hoła J., Pszonka A. (1992) - Pomiar emisji akustycznej podczas niskoprężnej obróbki termicznej betonu. *Cement - Wapno - Gips* 4/1992.
- Hoła J., Pysznik J. (1990) - Wpływ wilgotności betonu na przebieg niszczenia ocenianego metodami akustycznymi. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, 4/1990.
- Hoła J., Pysznik J., Stus R. (1989) - Niektóre zagadnienia dotyczące mechaniki niszczenia betonu poddanego obróbce termicznej. XXXV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław - Krynica 1989.
- Hoła J., Ranachowski Z. (1992) - Wykorzystanie metody emisji akustycznej w ocenie wpływu czynników technologicznych i eksploatacyjnych na proces niszczenia betonu. *Prace IPPT PAN*, 37/1992, Warszawa 1992.
- Jaroszevska A., Ranachowski J., Rejmund F. (1996) - Emisja akustyczna w betonie przy naprężeniach termicznych i mechanicznych. [w:] *Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu*. Pr. zb. pod red. J. Ranachowskiego i F. Rejmunda, wyd. IPPT PAN, Warszawa 1996.
- Kaiser J. (1950) - Untersuchungen über das auftreten Geräuschen beim Zugversuch. PhD Thesis, Technischen Hochschule München 1950.
- Kjellsen K. O. (1990) - Physical and Mathematical Modelling of Hydration and Hardening of Portland Cement Concrete as a Function of Time and Temperature. Dr Ing. Dissertation 1990:76, The Norwegian Institute of Technology, Division of Building Materials, Trondheim, Norway, November 1990.
- Kjellsen K. O., Detwiler R. J. (1990) - Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, vol. 20, No. 2, 1990.
- Kjellsen K. O. i in. (1990) - Pore structure of plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, vol. 20, No. 6, 1990.
- Kjellsen K. O., Detwiler R. J. (1991) - Development of microstructure in plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research* vol.21, No.1, 1991.

- Kjellsen K. O., Detwiler R. J. (1992) - Reaction kinetics of Portland cement mortars hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research* Vol.22, No. 1, pp. 112-120, 1992.
- Kondo R., Ueda S. (1968) - Kinetics and mechanism of the hydration of cements. *Proceedings of the 5th International Congress on the Chemistry of Cement*, Tokyo, 1968.
- Kondo W., Daimon M. (1969) - Early hydration of tricalcium silicate: a solid reaction with induction and acceleration periods. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 52, No. 9, 1969.
- Kucharska L. (1992) - Kształtowanie struktury wysokosprawnych betonów. Rola dodatków i domieszek. *Przegląd Budowlany* 8-9/1992.
- Kucharska L., Brandt A. M. (1993) - Skład, technologia i właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych. *Inżynieria i Budownictwo* 9/1993.
- Kuczyński W. i in. (1972) - *Budownictwo Betonowe t. I, cz. 2. Technologia Betonu*. Wyd. Arkady, Warszawa 1972.
- Kurdowski W. (1991) - *Chemia cementu*. PWN, Warszawa 1991.
- Lusche M. (1972) - Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit Geschlossenen Gefüge. *Schriftenreihe der Zement Industrie*. Heft 39, 1972.
- Lusche M. (1974) - The fracture mechanism of ordinary and lightweight concrete under uniaxial compression. [w:] *Właściwości mechaniczne i struktura kompozytów betonowych*. Pr. zb. pod red. A. M. Brandta, Wyd. Ossolineum, Wrocław 1974.
- L'Hermite R. G. (1960) - Volume change of concrete. *4th International Symposium Chemistry of Cement Monograph* 43, NBS, Washington 1960.
- Malecki I. (1994) - Rozwój historyczny badań emisji akustycznej. [w:] *Emisja akustyczna - źródła, metody, zastosowania*. Pr. zb. pod red. I. Maleckiego i J. Ranachowskiego. Wyd. Pascal, Warszawa 1994.
- Malecki I., Opilski A. (1994) - Charakterystyka i klasyfikacja sygnałów EA. [w:] *Emisja akustyczna - źródła, metody, zastosowania*. Pr. zb. pod red. I. Maleckiego i J. Ranachowskiego. Wyd. Pascal, Warszawa 1994.
- Malecki I., Ranachowski J. (1994) (red.) - *Emisja Akustyczna. Źródła, metody, zastosowania*. Wyd. Pascal, Warszawa 1994.

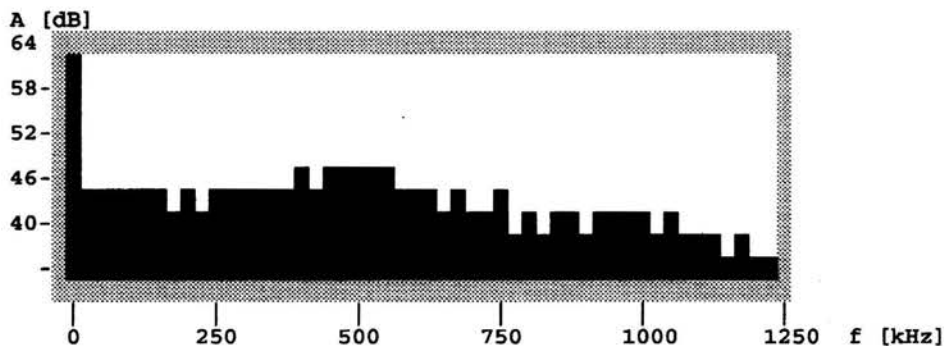
- Malinina L. A. (1977) - Teplovlažnostnaja obrabotka tjaželowo betona. Strojizdat. Moskwa 1977.
- Mehta P. K., Gjojr O. E. (1982) - Properties of portland cement concrete containing silica fume. *Cement and Concrete Research*, vol. 12, No. 5, 1982.
- Mehta P. K. (1986) - Hardened cement paste-microstructure and its relation to properties. *Proceedings of the 8th International Congress on the Chemistry of Cement*, vol. 1, Rio de Janeiro, 1986.
- Mierzwa J., Pogan K. (1997) - Thermal destruction of concrete in research with an acoustic emission method. *Zbornik Prednášok zo sekcie č.10 Stavebné Látky. VI Vadecká konferencia s medzinárodnou účasťou. Košice-Bukovec (Slovak Republic), 6-8 máj 1997.*
- Mierzwa J., Pogan K., Ranachowski Z. (1997) - The correlation between the fracture induced acoustic emission and the compressive static strength in plain and high strength concrete. *Archives of Acoustics*, vol. 22, 3 (1997).
- Mironow S. A., Malinina L. A. (1964) - Uskorieenje twardienja bietona. ILPS, Moskwa 1964.
- Moczko A. (1989a) - Autogenous healing of plain concrete. *Brittle Matrix Composites 2*, ed. by A. M. Brandt and I. H. Marshall, Elsevier Applied Science, London and New York 1989.
- Moczko A. (1989b) - Wykorzystanie metody emisji akustycznej w badaniach zjawiska samoregeneracji struktury betonu. *XXXV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław - Krynica 1989.*
- Moczko A. (1989c) - The evaluation of the Kaiser's effect in plain concrete. *Scientific Papers of the institute of Civil Engineering. Technical University of Wroc³aw*, vol. 40, 1989.
- Moczko A. (1991) - The age effect in cracking behaviour of plain concrete. *Brittle Matrix Composites 3*, ed. by A. M. Brandt and I. H. Marshall, Elsevier Applied Science, London and New York 1991.
- Moczko A. (1996) - Emisja akustyczna w badaniach betonu. *Inżynieria i Budownictwo* 1/1996.
- Neville A. M., Brooks J. J. (1990) - *Concrete Technology*. John Wiley & Sons, New York 1990.

- Nielsen U. i in. (1992) - Influence of mineral admixtures on the transition zone in concrete. [w:] Interfaces in cementitious composites. Ed. J. C. Maso, Proceedings of the International Conference RILEM Toulouse 1992.
- Penkala B., Piasta J. (1971) - Własności wapieni i dolomitów decydujące o ich przydatności do produkcji kruszywa do betonów. XVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1971.
- Piasta J. (1971) - Badanie kruszyw węglanowych z województwa kieleckiego i ich zastosowanie do betonów konstrukcyjnych. Praca doktorska. Politechnika Warszawska, Warszawa 1971.
- Piasta J., Krzywobłocka R., Stebnicka I. (1969) - Struktura betonu z kruszywem z wapienia zbitego. Cz. I i II, Cement - Wapno - Gips 4/1969 i 7-8/1969.
- Pogan K. (1998) - Frequency characteristic of the acoustic emission signal in concrete under compressive loading. Archives of Acoustics, vol. 23, 3 (1998).
- Ranachowski Z., Hoła J., Pogan K. (1999) - The influence of the concrete hardening time reduction methods on the generated acoustic emission signal parameters measured in plain and in high strength concrete. Archives of Acoustics (przyjęto do druku).
- Ranachowski J., Rejmund F. 1996 (red.) - Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu. Wyd. IPPT PAN, Warszawa 1996.
- Ranachowski J., Rejmund F., Librant Z. (1992) - Badanie ośrodków kruchych metodą emisji akustycznej na przykładzie ceramiki i betonów. Prace IPPT PAN 28/1992, Warszawa 1992.
- Ranachowski Z. (1990) - Wyznaczanie naprężeń krytycznych w betonie przy pomocy zautomatyzowanych pomiarów emisji akustycznej. Praca doktorska. Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1990.
- Ranachowski Z. (1991) - Application of acoustic emission method to determine the limit of proportionality and the static strength in concrete. Brittle Matrix Composites 3, ed. By A. M. Brandt and I. H. Marshall, Elsevier Applied Science, London and New York 1991.
- Ranachowski Z. (1996a) - Metoda sieci neuronowej w badaniu zależności emisji akustycznej od wytrzymałości betonu na ściskanie. [w:] Procesy niszczenia i wytrzymałość ceramiki, kości, betonu. Pr. zb. pod red. J. Ranachowskiego i F. Rejmun, wyd. IPPT PAN, Warszawa 1996.

- Ranachowski Z. (1996b) - Application of a neural network to classify the acoustic emission waveforms emitted by the concrete under thermal stress. Archives of Acoustics, vol. 21, 1, Warszawa 1996.
- Ranachowski Z. (1996c) - Pomiar i analiza sygnału emisji akustycznej. Prace IPPT PAN, 6/1996, Warszawa 1996.
- Ranachowski Z. (1997) - Metody pomiaru i analiza sygnału emisji akustycznej. Prace IPPT PAN, 1/1997, Warszawa 1997.
- Rüsch H. (1969) - Physicalische fragen der betonprüfung. Zement - Kalk - Gips, 1/1959.
- Scrivener K. L., Wieker W. (1992) - Advances in hydration at low, ambient and elevated temperatures. 9th Int. Congress on the Chemistry of Cement, New Delhi, India, 1992.
- Teoreanu I., Muntean M. (1974) - The kinetics of the hydration process of the silicate constituents of portland cement clinker under the influence of electrolytes. Silicates Industries, No. 2, 1974.
- Terrien M. (1980) - Emission acoustique et „comportement mecanique post-critique” d'un beton sollicite en traction. Bull. Liaison, Lab. P. et Ch. - 105, janv.-fevr. 1980.
- Verbeck G. J., Helmuth R. H. (1968) - Structures and physical properties of cement paste. Proceedings of the 5th International Congress on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968.
- Weksler E. S. (1962) - Migracja włogi w twierdejuszczym bietonie pri jego nagriewie. Bieton i Żelezobieton 3/1962.
- Witos F. (1994) - Fale sprężyste emisji akustycznej. [w:] Emisja akustyczna - źródła, metody, zastosowania. Pr. zb. pod red. I. Maleckiego i J. Ranachowskiego. Wyd. Pascal, Warszawa 1994.
- Wolska-Kotańska Cz. (1991) - Pyły krzemionkowe - wartościowy dodatek pucolanowy do betonu. Materiały Budowlane 2/1991.
- Wolska-Kotańska Cz. (1993) - Kształtowanie właściwości betonu pyłami krzemionkowymi. Inżynieria i Budownictwo 9/1993.
- Wyrwał J. (1989) - Ruch wilgoci w porowatych materiałach i przegrodach budowlanych. WSI w Opolu, Studia i monografie z.31, Opole 1989.
- Yokomichi H. (1966) - Experiments on crack detection in concrete. Cement and Concrete Research, 1966.
- Zaitsev Y. B., Wittmann F. H. (1981) - Simulation of crack propagation and failure of concrete. Materials and Structures, RILEM, vol. 14, No. 83, 1981.

12. ZAŁĄCZNIK - Średnie widma częstotliwości sygnału EA dla badanych betonów

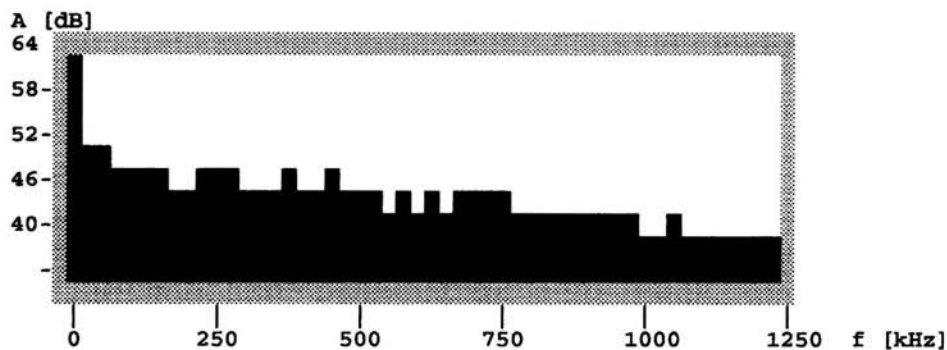
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n11



P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 54 j.u. P w w.pasmie= 65j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.1. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=25.9 MPa, M+H=119, M/H=0.83

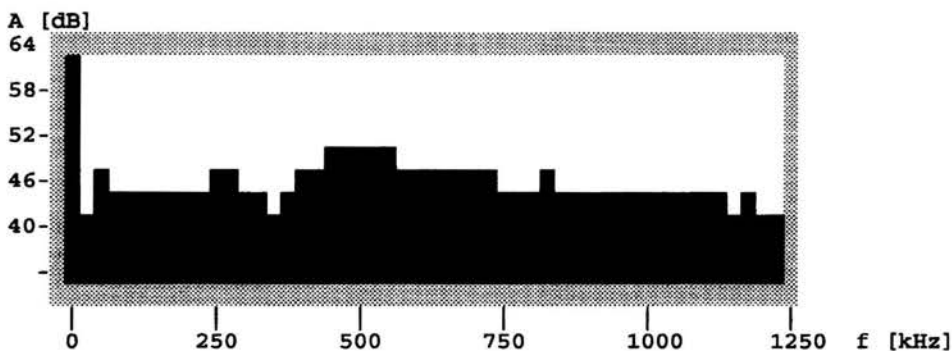
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n22



P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 66 j.u. P w w.pasmie= 61j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.2. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=24.4 MPa, M+H=127, M/H=1.08

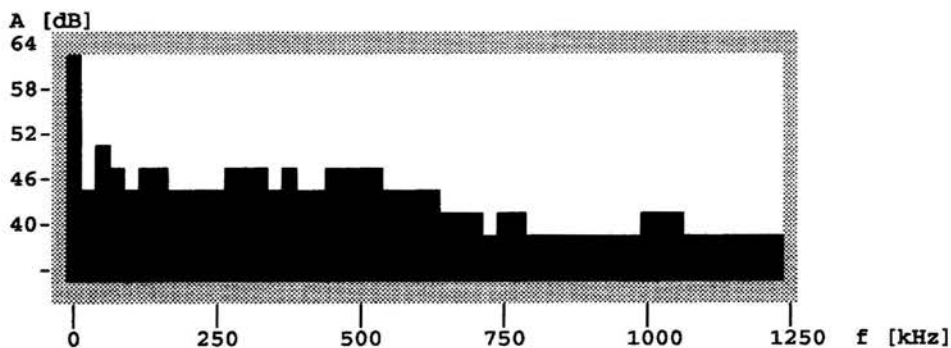
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n33



P w n.pasmie= 13 j.u. P w sr.pasmie= 58 j.u. P w w.pasmie= 83j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

**Rys. Z.3. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3
 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=34.8 MPa, M+H=141, M/H=0.70**

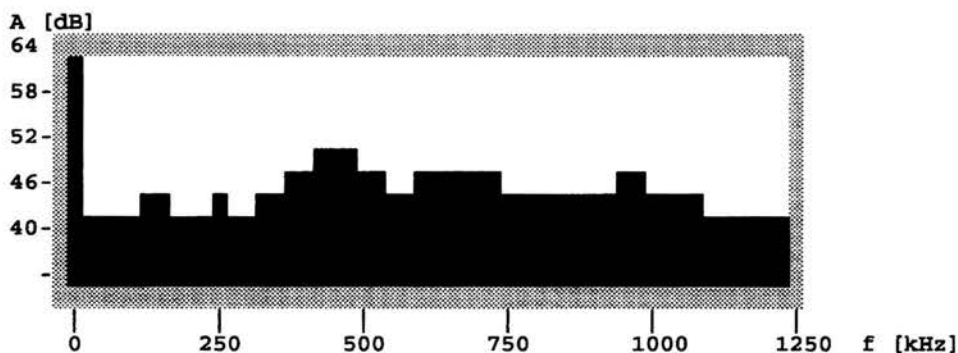
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n42



P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 65 j.u. P w w.pasmie= 61j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

**Rys. Z.4. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4
 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=35.9 MPa, M+H=126, M/H=1.07**

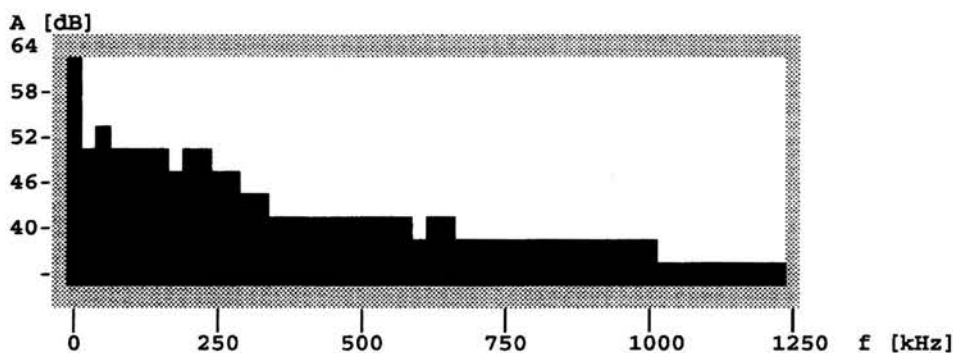
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n52



P w n.pasmie= 13 j.u. P w sr.pasmie= 49 j.u. P w w.pasmie= 79j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.5. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=63.6 MPa, M+H=128, M/H=0.62

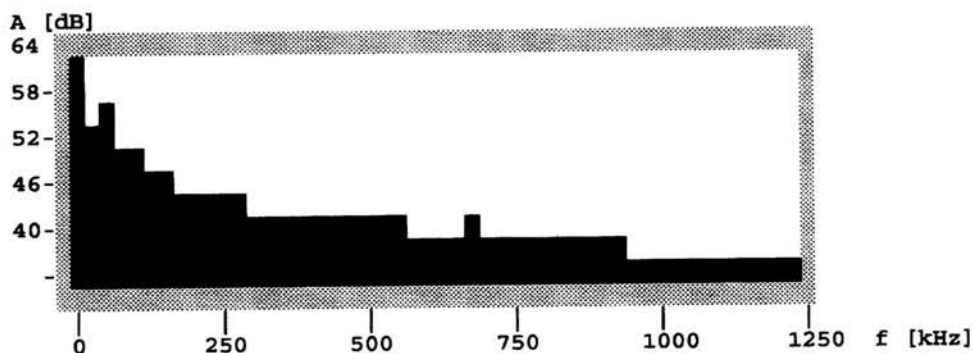
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? n62



P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 72 j.u. P w w.pasmie= 42j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.6. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 dojrzewającego w warunkach normalnych. R=52.1 MPa, M+H=114, M/H=1.71

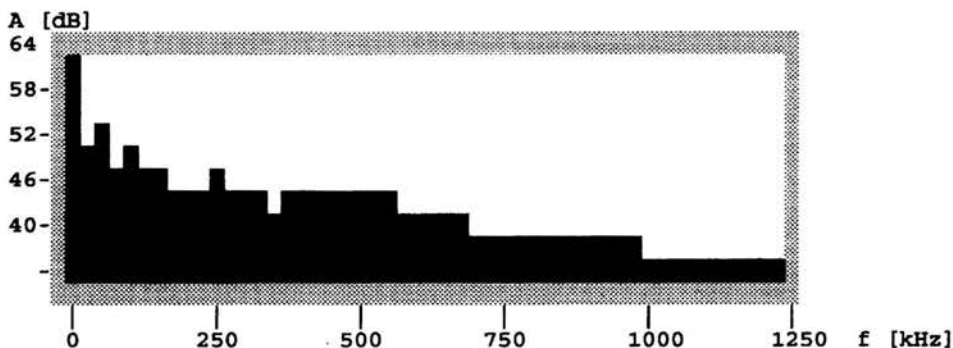
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k11



P w n.pasmie= 17 j.u. P w sr.pasmie= 62 j.u. P w w.pasmie= 40j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.7. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=11.7$ MPa, $M+H=102$, $M/H=1.55$

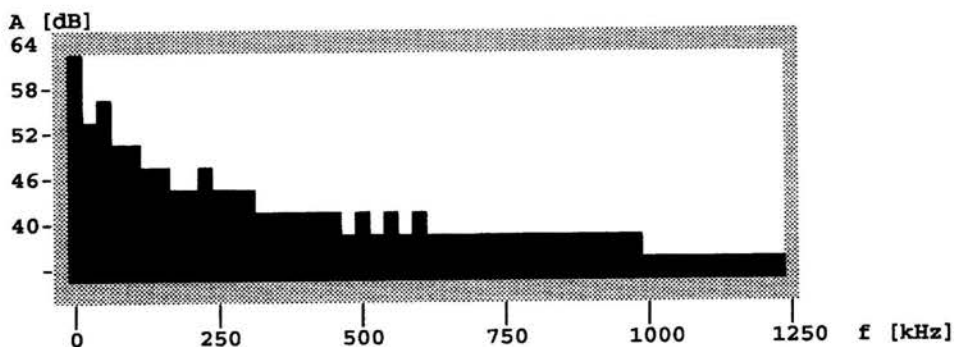
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k21



P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 64 j.u. P w w.pasmie= 51j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.8. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=9.4$ MPa, $M+H=115$, $M/H=1.25$

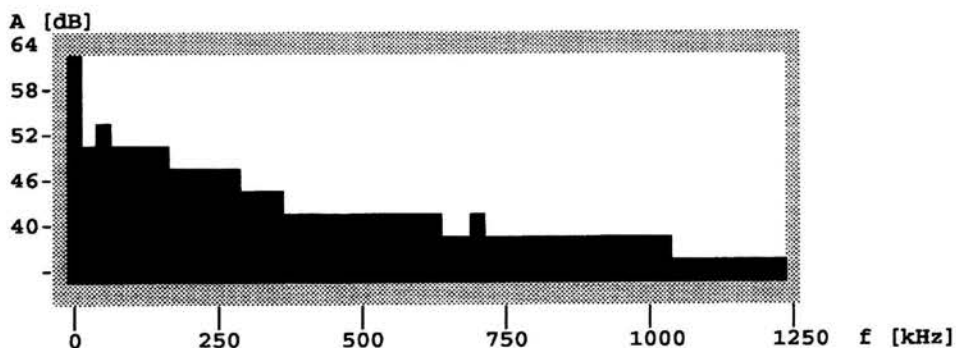
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k31



P w n.pasmie= 17 j.u. P w sr.pasmie= 64 j.u. P w w.pasmie= 38j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.9. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=13.3$ MPa, $M+H=102$, $M/H=1.68$

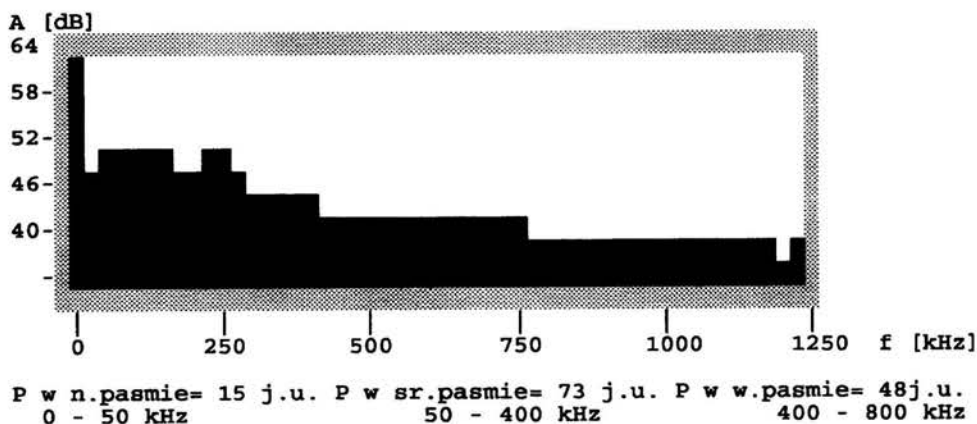
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k41



P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 71 j.u. P w w.pasmie= 43j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

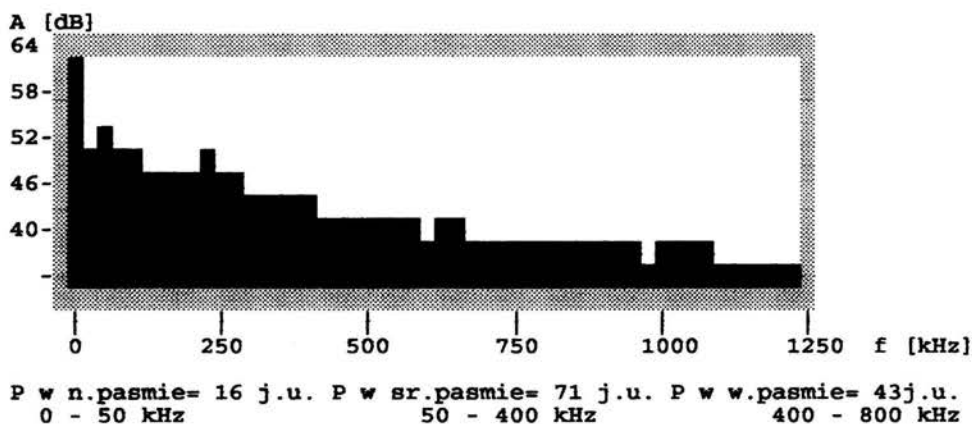
Rys. Z.10. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=12.8$ MPa, $M+H=114$, $M/H=1.65$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k51



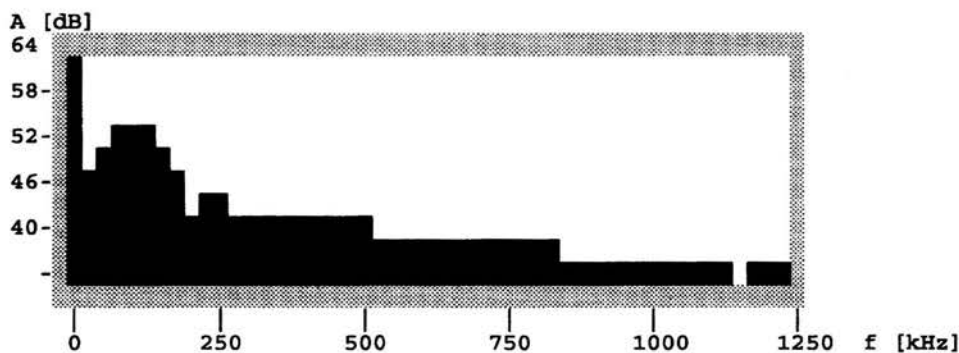
Rys. Z.11. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=45.8$ MPa, $M+H=121$, $M/H=1.52$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? k61



Rys. Z.12. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=36.3$ MPa, $M+H=114$, $M/H=1.65$

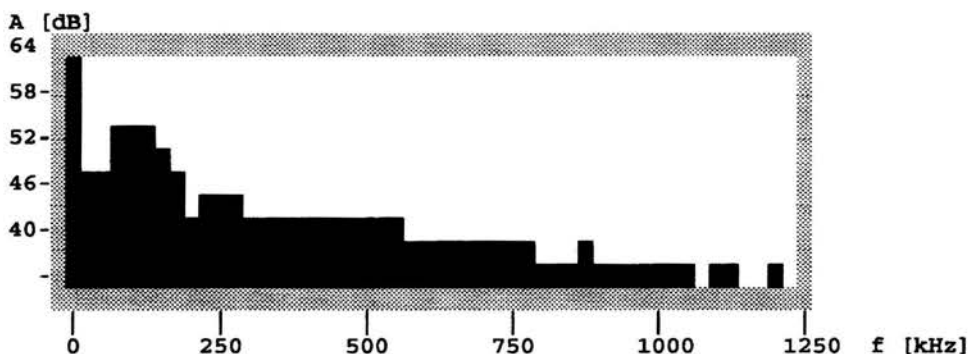
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s11



P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 64 j.u. P w w.pasmie= 37j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.13. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=11.5$ MPa, $M+H=101$, $M/H=1.73$

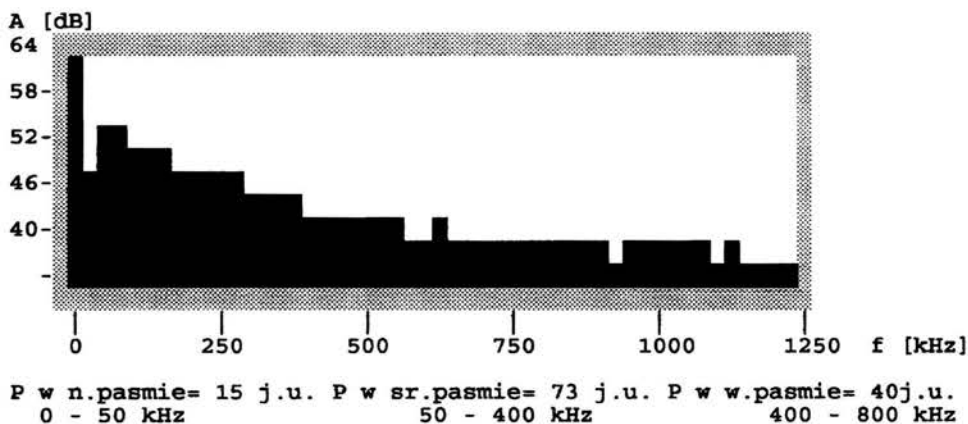
nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s21



P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 64 j.u. P w w.pasmie= 39j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

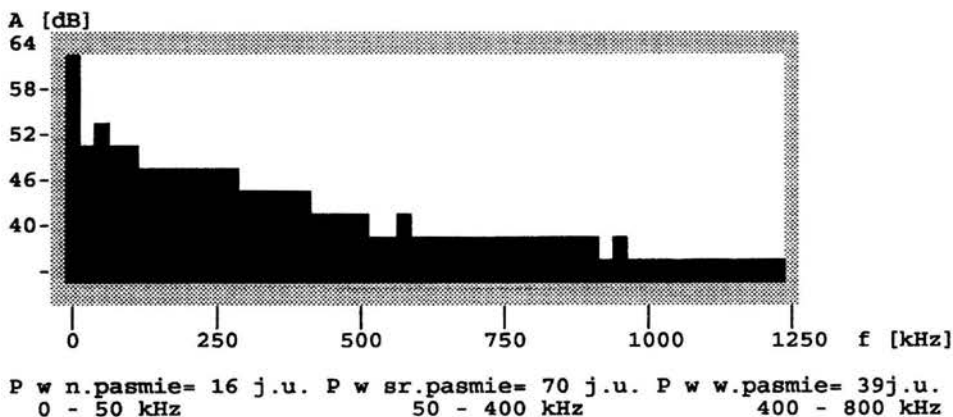
Rys. Z.14. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=11.8$ MPa, $M+H=103$, $M/H=1.64$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s31



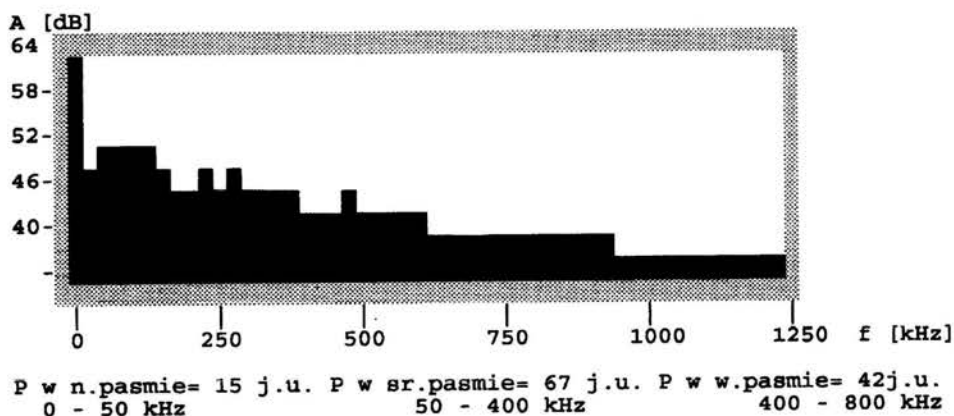
Rys. Z.15. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=16.6$ MPa, $M+H=113$, $M/H=1.82$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s41



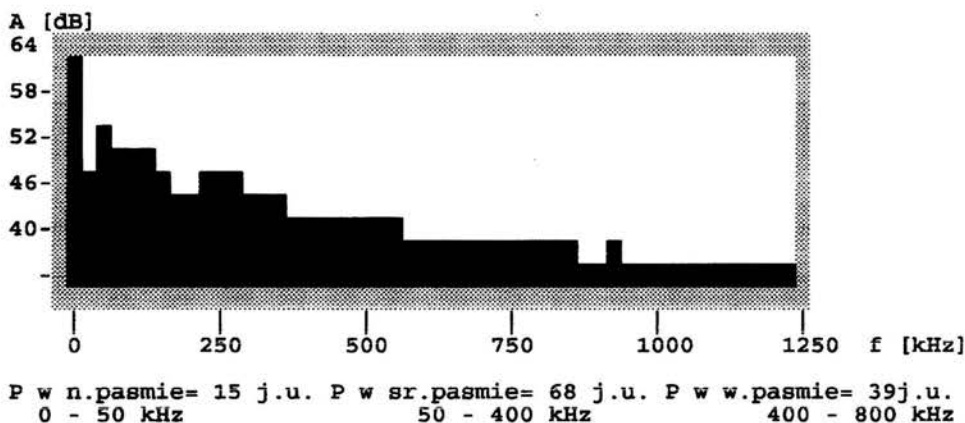
Rys. Z.16. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=17.3$ MPa, $M+H=109$, $M/H=1.79$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s51



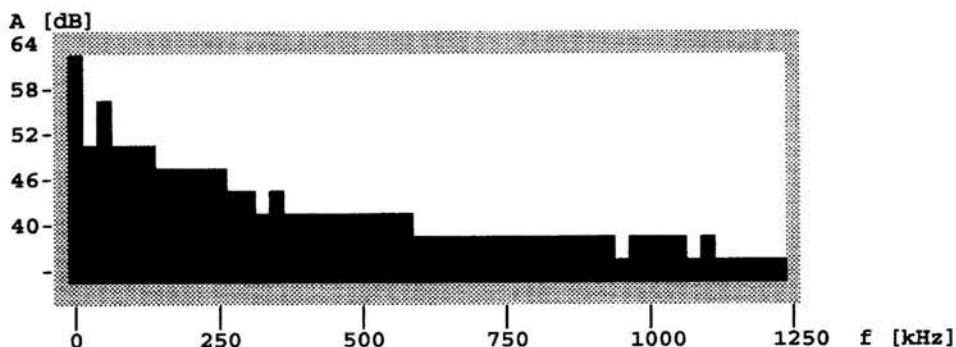
Rys. Z.17. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=52.0$ MPa, $M+H=109$, $M/H=1.59$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? s61



Rys. Z.18. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu. $R_n=47.0$ MPa, $M+H=107$, $M/H=1.74$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? d11

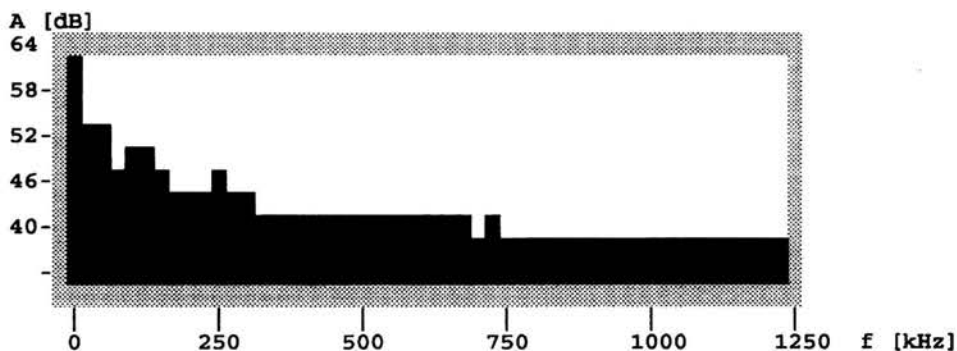


P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 69 j.u. P w w.pasmie= 40j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.19. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=13.5$ MPa, $M+H=109$, $M/H=1.72$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? d21

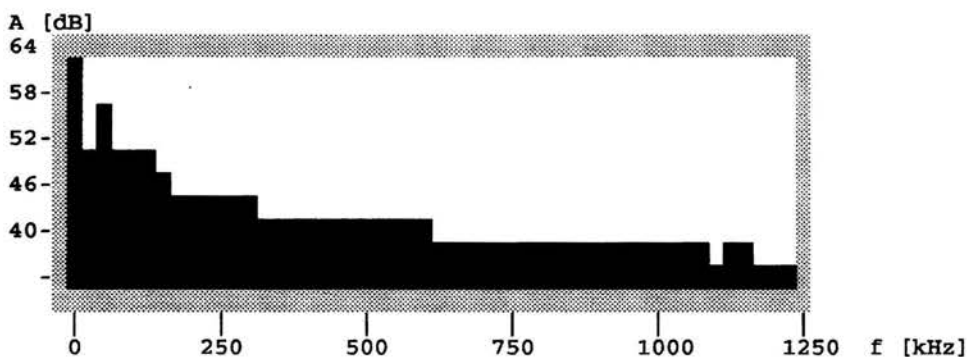


P w n.pasmie= 17 j.u. P w sr.pasmie= 63 j.u. P w w.pasmie= 45j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.20. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=13.1$ MPa, $M+H=108$, $M/H=1.40$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? d31

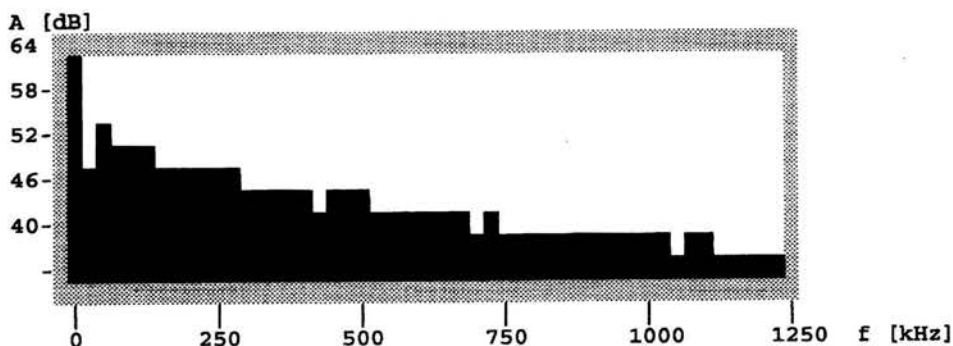


P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 64 j.u. P w w.pasmie= 41j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.21. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=15.6$ MPa, $M+H=105$, $M/H=1.56$

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? d41

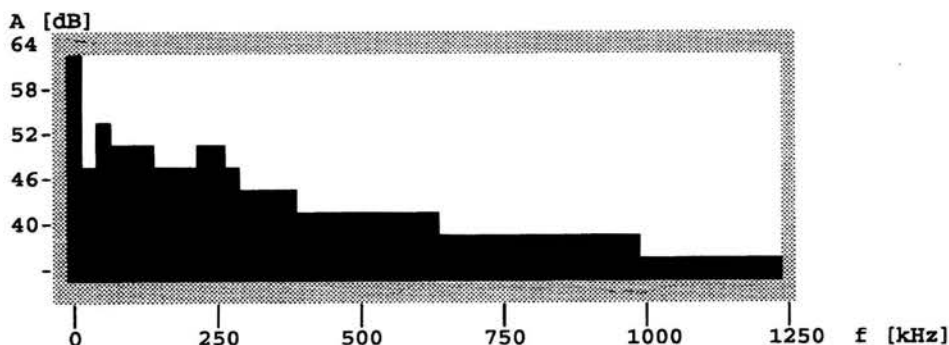


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 71 j.u. P w w.pasmie= 49j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.22. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=22.7$ MPa, $M+H=120$, $M/H=1.45$

nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? d51

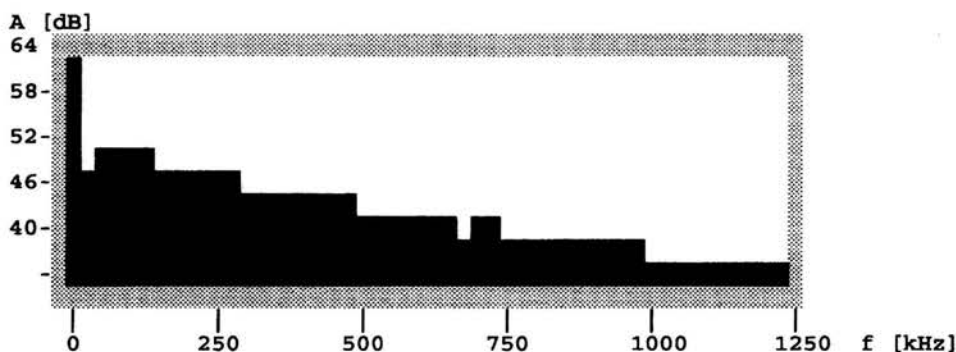


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 73 j.u. P w w.pasmie= 42j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.23. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=53.8$ MPa, $M+H=115$, $M/H=1.74$

nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? d61

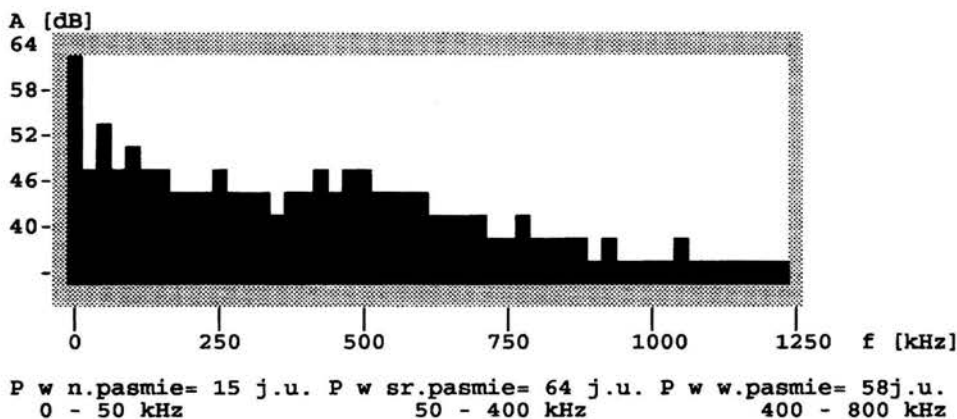


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 70 j.u. P w w.pasmie= 49j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.24. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego bezpośrednio po zakończeniu cyklu.

$R_n=42.8$ MPa, $M+H=119$, $M/H=1.43$

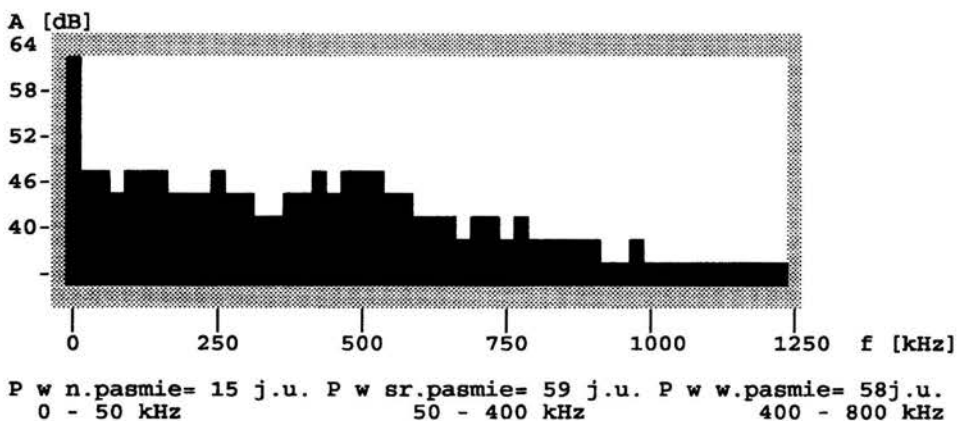
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? kc11



Rys. Z.25. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.

R=23.4 MPa, M+H=122, M/H=1.10

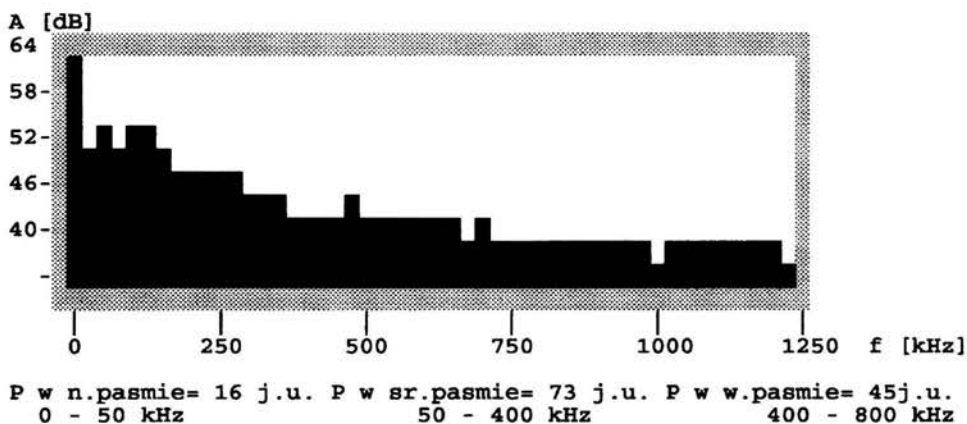
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? kc22



Rys. Z.26. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.

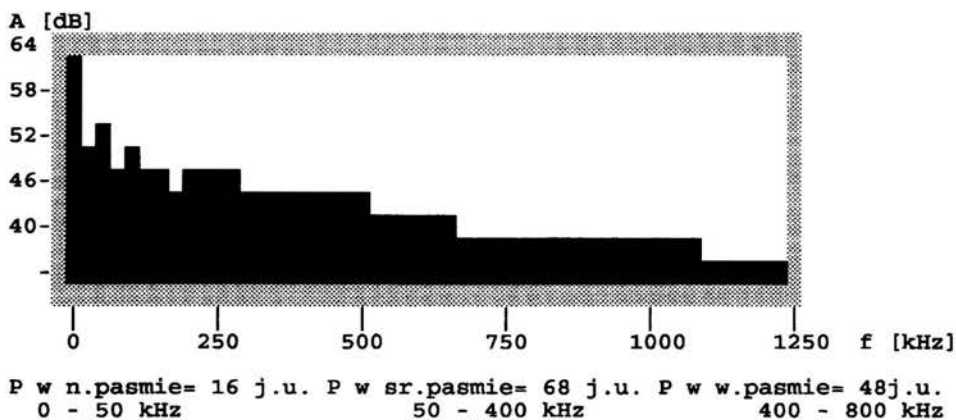
R=19.5 MPa, M+H=117, M/H=1.02

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? kc31



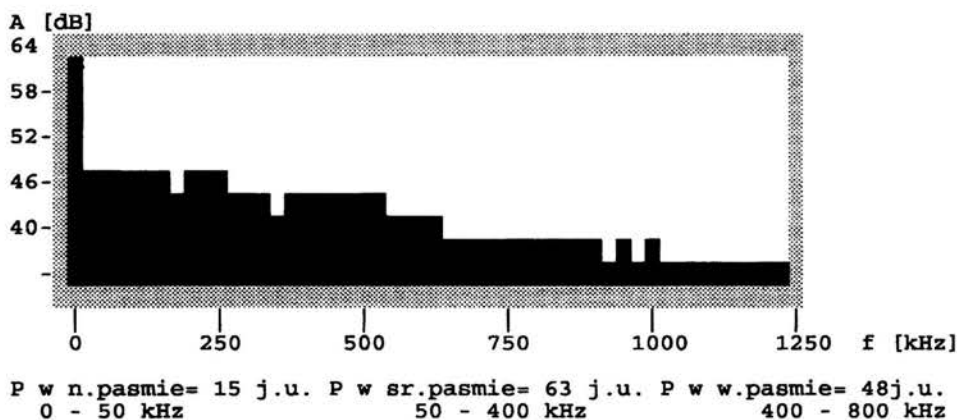
Rys. Z.27. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.
R=25.3 MPa, M+H=118, M/H=1.62

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? kc41



Rys. Z.28. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.
R=22.3 MPa, M+H=116, M/H=1.42

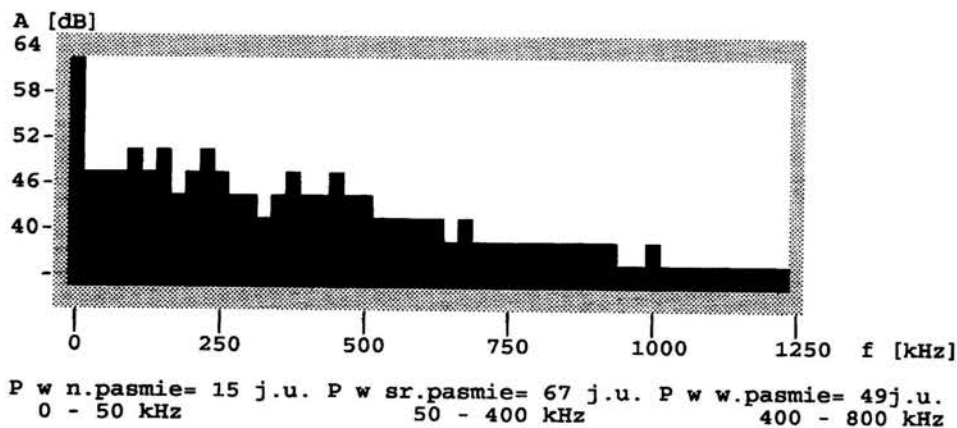
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? kc51



Rys. Z.29. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.

R=48.6 MPa, M+H=111, M/H=1.31

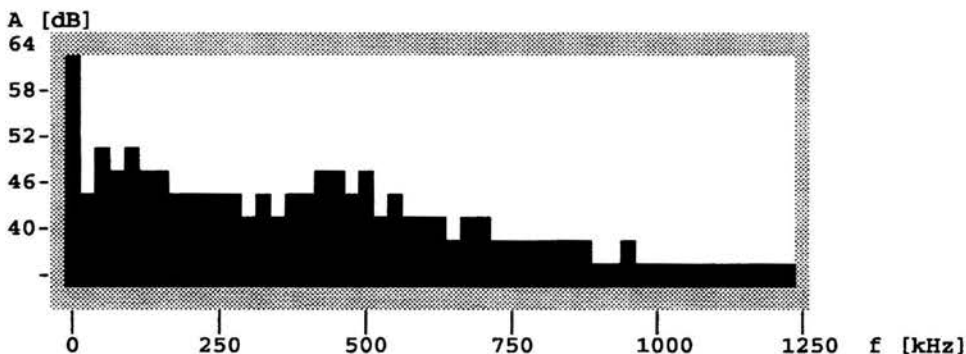
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? kc61



Rys. Z.30. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu krótkiego, badanego po 28-miu dniach.

R=40.3 MPa, M+H=116, M/H=1.37

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? sc11

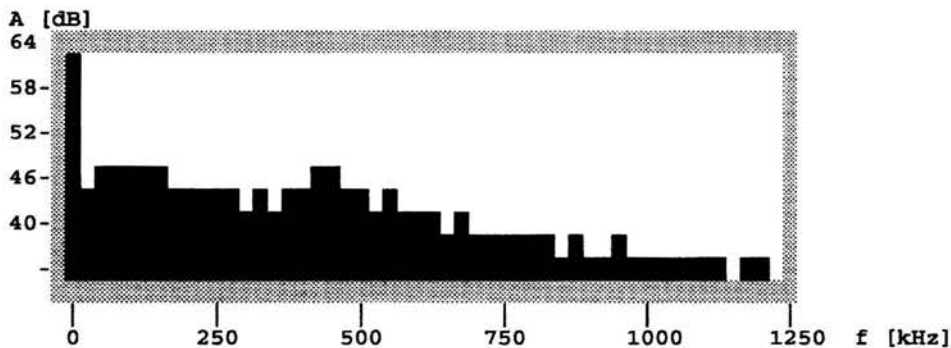


P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 61 j.u. P w w.pasmie= 53j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.31. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=21.1 MPa, M+H=114, M/H=1.15

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? sc21

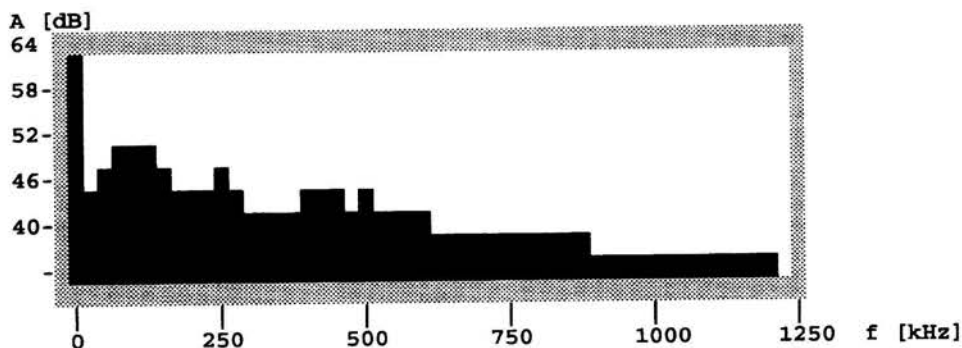


P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 59 j.u. P w w.pasmie= 51j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.32. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=20.4 MPa, M+H=110, M/H=1.16

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? sc31

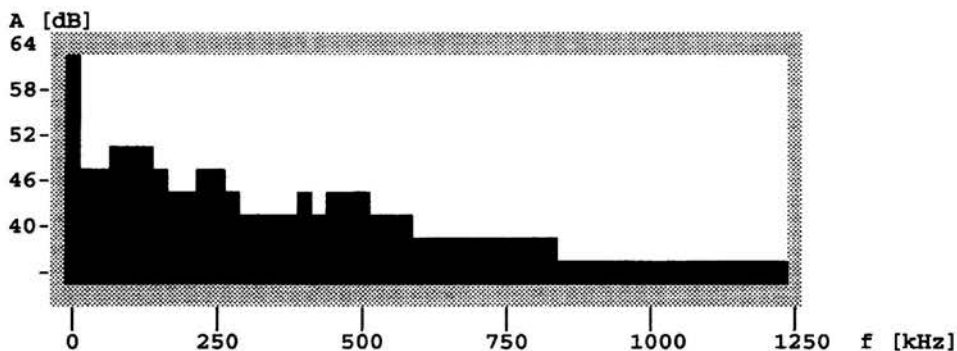


P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 61 j.u. P w w.pasmie= 45j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.33. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=29.3 MPa, M+H=106, M/H=1.34

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? sc41

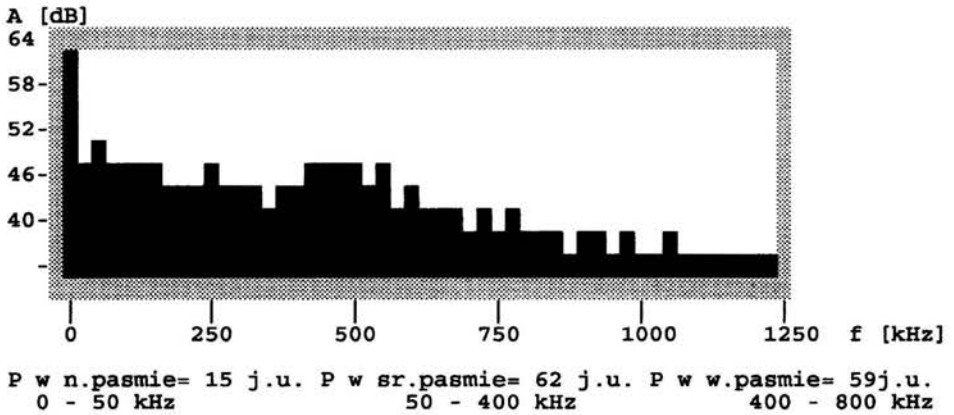


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 62 j.u. P w w.pasmie= 44j.u.
0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.34. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=25.3 MPa, M+H=106, M/H=1.41

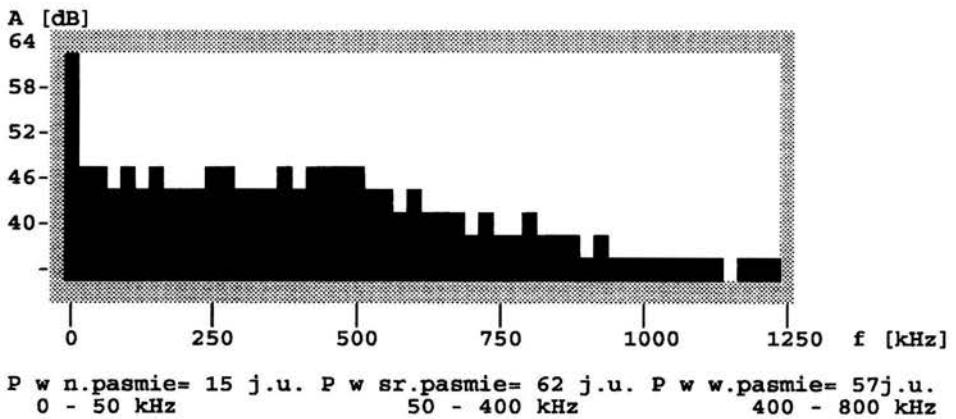
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? sc51



Rys. Z.35. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=54.9 MPa, M+H=121, M/H=1.05

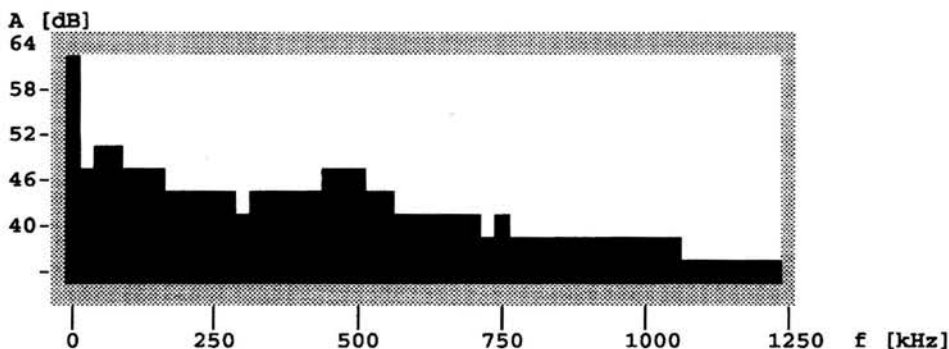
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? sc61



Rys. Z.36. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu średniego, badanego po 28-miu dniach.

R=47.0 MPa, M+H=119, M/H=1.09

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? dc11

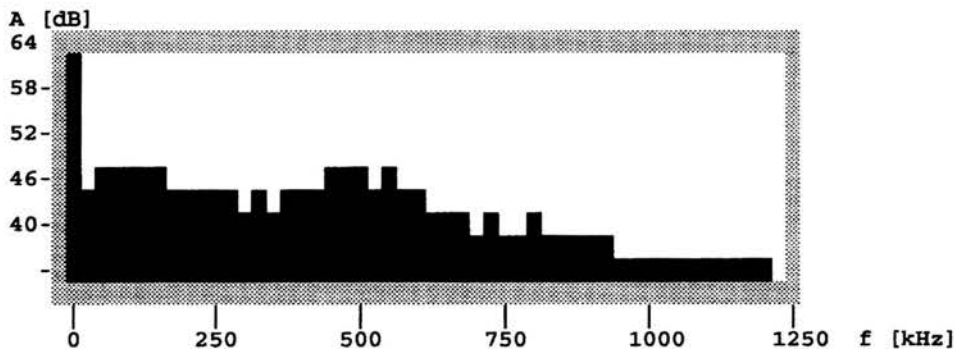


P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 62 j.u. P w w.pasmie= 56j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.37. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 1 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

R=22.7 MPa, M+H=118, M/H=1.11

nazwa zbioru punktów modelowych w katalogu /eaneur ? dc21

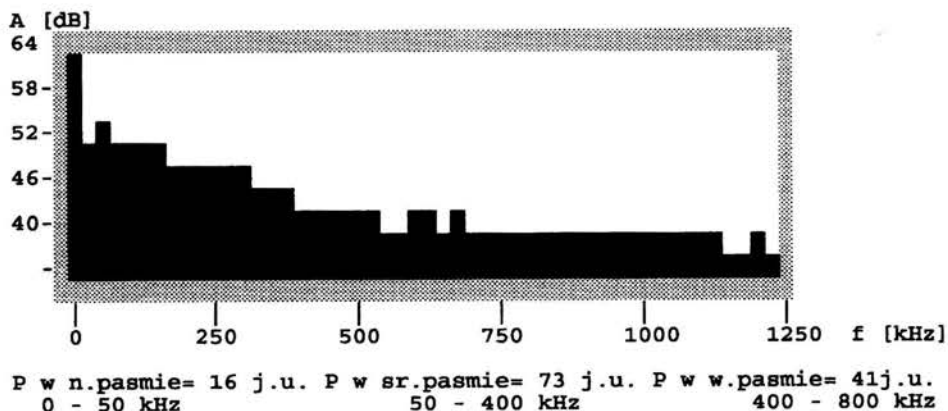


P w n.pasmie= 14 j.u. P w sr.pasmie= 59 j.u. P w w.pasmie= 58j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.38. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 2 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

R=22.8 MPa, M+H=117, M/H=1.02

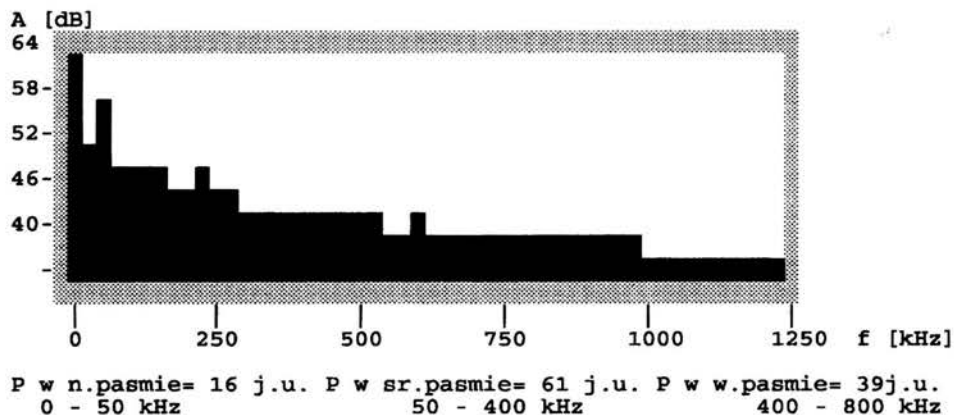
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? dc31



Rys. Z.39. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 3 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

R=24.2 MPa, M+H=114, M/H=1.78

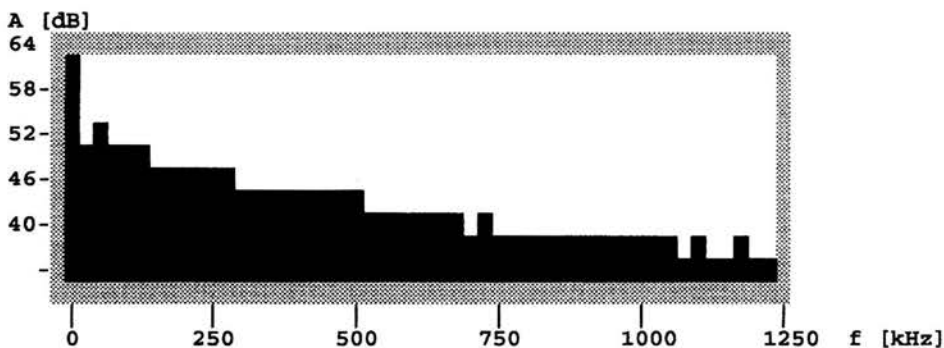
nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? dc41



Rys. Z.40. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 4 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

R=26.7 MPa, M+H=100, M/H=1.56

nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? dc51

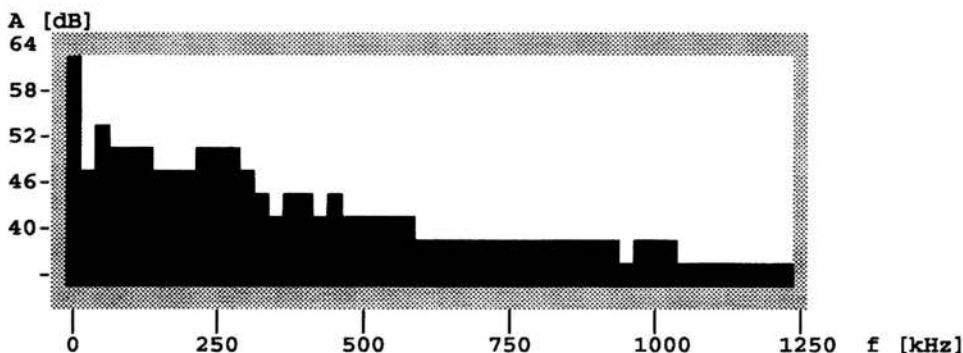


P w n.pasmie= 16 j.u. P w sr.pasmie= 71 j.u. P w w.pasmie= 50 j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.41. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 5 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

$R=57.2$ MPa, $M+H=121$, $M/H=1.42$

nazwa zbioru punktow modelowych w katalogu /eaneur ? dc61



P w n.pasmie= 15 j.u. P w sr.pasmie= 74 j.u. P w w.pasmie= 42 j.u.
 0 - 50 kHz 50 - 400 kHz 400 - 800 kHz

Rys. Z.42. Uśrednione widmo częstotliwości sygnału EA dla betonu serii 6 poddanego obróbce termicznej wg cyklu długiego, badanego po 28-miu dniach.

$R=46.8$ MPa, $M+H=116$, $M/H=1.76$

