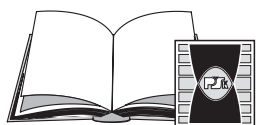


MONOGRAFIE, STUDIA, ROZPRAWY

M8

Grzegorz Świt

**METODA EMISJI AKUSTYCZNEJ
W ANALIZIE USZKODZEŃ
KONSTRUKCJI BETONOWYCH
WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH**



WYDAWNICTWO
POLITECHNIKI ŚWIĘTOKRZYSKIEJ
W KIELCACH

Kielce 2008

MONOGRAFIE, STUDIA, ROZPRAWY NR M8

Redaktor Naukowy serii

NAUKI TECHNICZNE - BUDOWNICTWO

dr hab. inż. Tomasz KOZŁOWSKI, prof. PŚk

Recenzenci

prof. dr hab. inż. Stanisław RADKOWSKI

prof. dr hab. inż. Maria Ewa KAMIŃSKA

Niniejsza publikacja zostanie przedstawiona jako rozprawa habilitacyjna

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2008

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część tej pracy nie może być powielana czy rozpowszechniana w jakiegokolwiek formie, w jakikolwiek sposób: elektroniczny bądź mechaniczny, włącznie z fotokopiowaniem, nagrywaniem na taśmy lub przy użyciu innych systemów, bez pisemnej zgody wydawcy.

PL ISSN 1897-2691



25-314 Kielce, Al. 1000-lecia Państwa Polskiego 7, tel. (0-41) 34 24 581

www.lib.tu.kielce.pl/wydawnictwo; e-mail: wydawca@tu.kielce.pl





UMIEJĘTNOŚCI DOPOTĄD SĄ JESZCZE
PRÓŻNYM WYNALAZKIEM
MOŻE CZCZYM TYLKO ROZUMU
WYWODEM, ALBO PRÓŻNIACTWA
ZABAWĄ, DOPOKĄD NIE SĄ
ZASTOSOWANE DO UŻYTKU NARODÓW

STANISŁAW STASZIC 1755-1826



SPIS TREŚCI

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ	7
STOSOWANA TERMINOLOGIA	8
1. WSTĘP	16
1.1. Wprowadzenie	16
1.2. Cel i zakres pracy	24
1.2.1. Uzasadnienie	24
1.2.2. Zakres pracy	25
2. TRADYCYJNE TECHNIKI DIAGNOZOWANIA OBIEKTÓW MOSTOWYCH	27
2.1. Badania próbek betonowych	27
2.2. Badanie „In-situ” elementów konstrukcji	29
2.3. Podsumowanie	34
3. METODA EMISJI AKUSTYCZNEJ W BADANIACH NIENISZCZĄCYCH	35
3.1. Podstawy emisji akustycznej	37
3.2. Aktualny stan wiedzy nad wykorzystaniem emisji akustycznej (EA) w badaniach mostowych obiektów betonowych	40
3.2.1. Aparatura stosowana w badaniach emisji akustycznej	40
3.2.2. Sprawdzenie czujników	43
3.2.3. Zastosowanie emisji akustycznej w badaniach obiektów mostowych – przegląd	45
3.2.4. Kryteria oceny stopnia uszkodzenia elementów konstrukcji na podstawie pomiarów metodą EA	46
3.3. Podsumowanie	52
4. BADANIA WŁASNE	53
4.1. Weryfikacja procedury japońskiej i amerykańskiej	54
4.1.1. Stanowisko do badań	54
4.1.2. Kryteria zaproponowane w procedurach: japońskiej i amerykańskiej w świetle badań autora monografii	57
4.1.3. Zasady wykonywania pomiarów	63
4.1.4. Podsumowanie	63
4.2. Wieloparametrowa analiza sygnałów EA metodą rozpoznawania obrazu	64
4.2.1. Baza sygnałów wzorcowych	67
5. OCENA ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH W BELKACH STRUNOBETONOWYCH NA PODSTAWIE ANALIZY SYGNAŁÓW EA	71
5.1. Podsumowanie	100

6. ZASTOSOWANIE WIELOPARAMETROWEJ ANALIZY ROZPOZNAWANIA OBRAZU DO KLASYFIKACJI USZKODZEŃ W ELEMENTACH ORAZ OBIEKTACH BUDOWLANYCH Z BETONÓW WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH	101
6.1. Ocena stopnia uszkodzenia belki strunobetonowej typu T27	104
6.2. Ocena stopnia uszkodzenia dwuprzęsłowego mostu w ciągu drogi krajowej Nr 74	107
6.3. Ocena stopnia uszkodzenia dwuprzęsłowego wiaduktu w ciągu ulicy Mielczarskiego w Kielcach	113
6.4. Podsumowanie	124
7. WNIOSKI KOŃCOWE	126
PROJEKT PROCEDURY BADANIA METODĄ EMISJI AKUSTYCZNEJ OBIEKTÓW MOSTOWYCH WYBUDOWANYCH Z BELEK STRUNOBETONOWYCH	129
BIBLIOGRAFIA	143

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

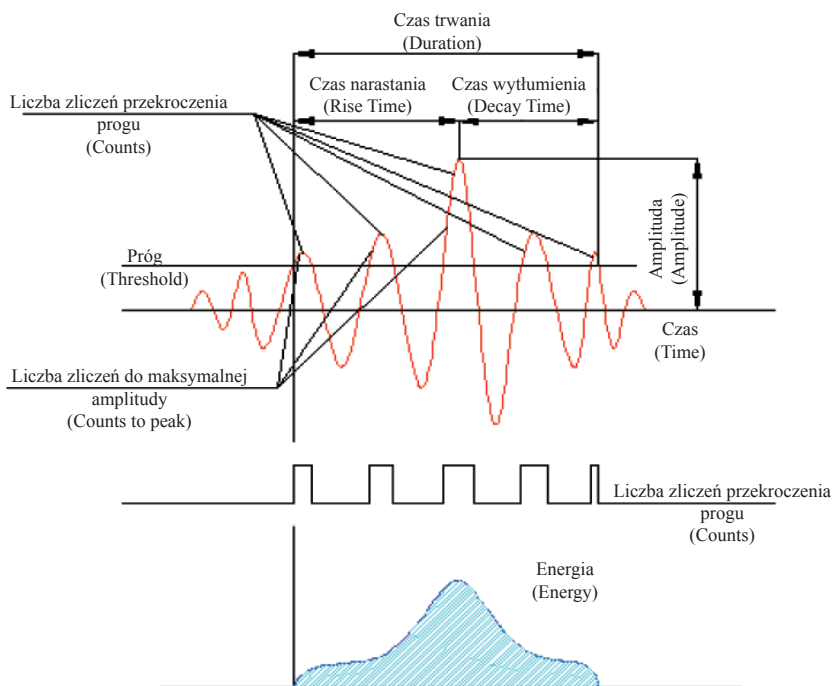
- A_{dB} - Maksymalne (podawane w μV lub dB) napięcie mierzone na wyjściu czujnika w obrębie jednego sygnału emisji akustycznej
- $N(t)$ - Liczba sygnałów EA zarejestrowanych w czasie t
- S_0 - „Moc” sygnału
- S_{0i} - „Moc” i -tego sygnału
- S_r - Bezwzględna moc sygnału (ang. *MARSE*)
- V_0 - Napięcie odniesienia równe $1\mu V$
- V_{AE} - Maksymalne napięcie sygnału EA wyrażone w voltach
- t_1 - Czas, w którym obwiednia sygnału przekracza wyznaczony próg
- t_2 - Czas, w którym obwiednia sygnału schodzi poniżej wyznaczonego progu

STOSOWANA TERMINOLOGIA

Poniżej przedstawiono definicje i interpretację słowną używanych w niniejszym opracowaniu pojęć i terminów związanych z emisją akustyczną. Znajomość tej terminologii jest niezbędna dla zrozumienia stosowanej metody oraz prawidłowego posługiwania się aparaturą pomiarową.

A.1. Emisja akustyczna – definiowana jest jako proces generowania fal sprężystych na skutek defektów powstałych w obciążonym materiale.

A.2. Sygnał – to abstrakcyjny model dowolnej mierzalnej wielkości zmieniającej się w czasie, generowanej przez zjawiska fizyczne lub systemy. Tak jak wszystkie zjawiska może być opisany za pomocą aparatu matematycznego, np. poprzez podanie pewnej funkcji zależnej od czasu. Ponieważ sygnał niesie informację o naturze badanych zjawisk lub systemów, w niektórych dziedzinach nauk jest on traktowany jak nośnik informacji. Sygnał oznacza zatem przepływ strumienia informacji, przy czym przepływ może odbywać się w jednym lub w wielu wymiarach.



Rys.1. Schemat typowego sygnału emisji akustycznej.

A.3. Amplituda sygnału EA (ang. *amplitude*) – maksymalne (podawane w μV lub dB) napięcie mierzone na wyjściu czujnika w obrębie jednego sygnału emisji akustycznej (rys.1). Amplituda wyrażona w dB obliczana jest ze wzoru:

$$A_{\text{dB}} = 20 \log \frac{V_{\text{AE}}}{V_0} - (A_{\text{wzm}}) \quad [\text{dB}] \quad (1)$$

gdzie: V_{AE} – maksymalne napięcie sygnału EA w voltach, V_0 – napięcie odniesienia równe $1\mu\text{V}$, A_{wzm} – wzmocnienie na przedwzmacniaczu podane w decybelach

A.4. Analiza falkowa – dekomponuje sygnał na składowe ortogonalne, będące przesunięciami i przeskalowanymi wersjami tzw. falki podstawowej (np. falka Haara).

A.5. Analiza falowa (harmoniczna) – przedstawia ona sygnał przy użyciu funkcji sinusoidalnych. Ta metoda jest użyteczna przede wszystkim do analizy częstotliwościowej szeregów czasowych stacjonarnych.

A.6. Czas martwy (ang. *rear time*) - czas liczony od zakończenia ostatniego sygnału, w czasie którego aparatura nie rejestruje sygnałów.

A.7. Czas narastania sygnału EA (ang. *rise time*) – czas (podawany w μs), pomiędzy wartością początkową sygnału EA przekraczającą wartość progową a maksymalną wartością amplitudy.

A.8. Czas trwania sygnału EA (ang. *duration*) – czas (podawany w μs), w którym amplituda sygnału przekracza wartość progową.

A.9. Czas uderzenia - czas, odczytany na zegarze procesora, w którym czujnik zarejestrował sygnał AE.

A.10. Częstotliwość pogłosu sygnału EA (ang. *reverberation frequency*) – jest określana dla tej części pojedynczego sygnału EA, która powstaje po osiągnięciu przez sygnał wartości maksymalnej. Wielkość ta jest opisana zależnością przedstawioną poniżej:

$$\text{FR} = \frac{(\text{liczba zliczeń EA} - \text{liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy})}{(\text{czas trwania sygnału EA} - \text{czas narastania sygnału EA})} \quad [\text{kHz}] \quad (2)$$

A.11. Częstotliwość początkowa sygnału EA (ang. *initiation frequency*) – jest określana dla tej części pojedynczego sygnału EA, która powstaje przed osiągnięciem przez sygnał wartości maksymalnej. Wielkość ta jest opisana zależnością przedstawioną poniżej:

$$FI = \frac{\text{(liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy)}}{\text{(czas narastania sygnału EA)}} [\text{kHz}] \quad (3)$$

A.12. Czujnik emisji akustycznej – piezoelektryczny przetwornik sygnału EA (fali sprężystej) na sygnał elektryczny. Czujniki emisji akustycznej dzielą się na:

- Czujniki szerokopasmowe, charakteryzujące się stałą czułością w określonym przedziale częstotliwości,
- Czujniki rezonansowe, w których czułość zależy od częstotliwości sygnału.

A.13. Dyskretna transformata Fouriera (*DFT*) – jest transformatą Fouriera wyznaczoną dla sygnału próbkowanego.

A.14. Efekt Felicity – występuje w przypadkach obciążenia powtarzalnego o narastających w sposób kontrolowany wartościach, gdy podczas kolejnego obciążenia emisja akustyczna ma miejsce przy niższej wartości obciążenia niż maksymalne obciążenie w cyklu poprzednim.

A.15. Efekt Kaisera – polega na braku powtarzalności działania emisji akustycznej przy wartości naprężenia mniejszej od maksymalnej wartości uprzednio przyłożonego („*zapamiętanego*”) naprężenia.

A.16. Energia bezwzględna sygnału EA (ang. *absolut energy*) – rzeczywista energia mierzona podczas procesu generującego sygnał EA, podawana w jednostkach aJ (10^{-18}J).

A.17. Energia sygnału (ang. *energy*) – obszar ograniczony obwiednią wyznaczoną z wartości ekstremalnych sygnału EA, mierzony w jednostkach ($1 \mu\text{Vs}$ /zliczenie). Często jako zamiennik energii sygnału używana jest moc sygnału (ang. *signal strength*). Wartości tych parametrów, jak i metody ich obliczania są podobne, można je, zatem stosować wymiennie zachowując odpowiednią dokładność.

A.18. Filtracja sygnałów – polega na odrzuceniu sygnałów EA uznanych przez osoby prowadzące pomiar za nieistotne dla oceny trwałości i nośności bada-

nego obiektu (np. sygnały o energii zerowej generowane automatycznie przez program).

- A.19. Funkcja Green'a – jest to funkcja, stanowiąca jądro operatora całkowego, będącego odwrotnym do operatora różniczkowego w zwyczajnym bądź cząstkowym równaniu różniczkowym wraz z warunkami początkowymi lub brzegowymi.
- A.20. Grupowanie i klasyfikacja - związane są z podziałem zbioru elementów badanych na podzbiory zwane grupami, klasami bądź klastrami. Cechą tych podzbiorów jest to, że elementy w tym samym podzbiore są do siebie podobne, natomiast elementy w różnych podzbiorach są niepodobne.
- A.21. Grupowanie iteracyjne – polega na iteracyjnym poszukiwaniu zbioru elementów wzorcowych reprezentujących poszczególne klasy. W każdej iteracji poszukuje się kolejnych przybliżeń wzorców. W zależności od przyjętych założeń elementem wzorcowym może być jeden z elementów populacji X należący do pewnego uniwersum $U \supseteq X$. W przestrzeniach metrycznych element wzorcowy jest obliczany jako średnia arytmetyczna i reprezentuje on odpowiednio środek ciężkości klasy. Algorytmy bazujące na tym typie grupowania to np. k -średnich (ang. *k-means*).
- A.22. Grupowanie najbliższego sąsiada – polega na określeniu funkcji odległości lub funkcji podobieństwa pomiędzy poszczególnymi składnikami grupy. Do wad tej metody należy bardzo duża zależność otrzymywanych wyników od kolejności ułożenia grupowanych obiektów. Rozrzut i przypadkowość otrzymywanych wyników są tak duże (w stosunku do innych algorytmów), że wyklucza to stosowanie tego algorytmu w większości zastosowań. Przykładem algorytmu bazującego na tym typie grupowania jest algorytm najbliższego sąsiada (ang. *Nearest-neighbourhood-type*).
- A.23. Grupowanie rozmyte – jest pomocne w przypadku, gdy nie istnieje wyraźna, ostra granica rozdzielająca naturalne grupy obiektów. W rzeczywistym świecie często obserwowane jest zjawisko wielokrotnego bądź częściowego należenia danego obiektu do grupy. Można wyróżnić dwa rodzaje grupowania rozmytego: pierwsze korzysta z rozmytych relacji do dokonania grupowania; drugi rodzaj oparty jest o funkcje kryterium, na podstawie której tworzy się rozmyte grupy. Przykładowe algorytmy wykorzystujące ten typ grupowania to np.: algorytm FCM (ang. *Fuzzy C – Means*), algorytm FERIS (ang. *Fuzzy Equivalence Relation - based Image Segmentation*).

- A.24. Hierarchiczne grupowanie aglomeracyjne – w metodzie tej grupy budowane są poprzez łączenie istniejących klas, ze względu na ich odległości. Wykonanie kolejnego cyklu grupowania skutkuje redukcją klastrów o jeden. Jeżeli dwa obiekty x_1 i x_2 należą do tej samej klasy w kolejnym cyklu k , to również będą przynależą do tej samej grupy w następnym cyklu pracy algorytmu. Podziały otrzymywane w wyniku pracy tego algorytmu tworzą rozłączne podziały, żadna para klastrów istniejących na danym etapie obliczeń nie ma ze sobą części wspólnej. Przykładowymi algorytmami wykorzystującymi ten typ grupowania są np. algorytm BIRCH (ang. *Balanced Iterative Reduction and Clustering Using Hierarchies*), algorytm CURE (ang. *Clustering Using Representatives*).
- A.25. Intensywność (ang. *intensity*) – dwuparametrowa funkcja (zależna od wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń i współczynnika zagrożenia), pozwalająca sklasyfikować zidentyfikowane metodą EA uszkodzenia pod względem zagrożenia, jakie niosą one dla konstrukcji. Wartości S_r w funkcji $H(t)$ nanosi się na wykresy (w skali pół-logarytmicznej) dla każdej strefy, na jaką podzielono elementy konstrukcji; na wykresach intensywności zaznaczone są obszary odpowiadające różnym stopniom zagrożenia, jakie zostały spowodowane przez uszkodzenia.
- A.26. Kanał emisji akustycznej – jest to zestaw złożony z czujnika EA, przedwzmacniacza, wzmacniacza, filtrów sprzętowych i programowych, procesora EA oraz przewodów łączących. Podczas badania metodą EA elementów lub obiektów wielkogabarytowych stosuje się od kilku do kilkudziesięciu kanałów EA.
- A.27. Liczba zliczeń (ang. *counts*) – liczba wskazująca ile razy sygnał emisji akustycznej przekroczył wartość napięcia progowego.
- A.28. Liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy (ang. *counts to peak*) – liczba wskazująca ile razy sygnał emisji akustycznej przekroczył wartość napięcia progowego do chwili uzyskania maksymalnej wartości amplitudy.
- A.29. Lokalizacja źródła sygnałów EA – oznacza lokalizację źródeł sygnałów EA w badanych elementach konstrukcji. Polega na określeniu współrzędnych miejsca, z którego pochodzą rejestrowane sygnały. Obliczenia wykonywane są przez program obsługujący procesor EA na podstawie pomiaru prędkości propagacji fal oraz różnic w czasie dotarcia sygnału od źródła do poszczególnych czujników EA. Rozróżnia się następujące sposoby lokalizacji:
- a) liniowy,
 - b) powierzchniowy,

- c) objętościowy,
- d) strefowy.

W lokalizacji strefowej sygnały rejestrowane przez każdy z czujników pochodzą ze ściśle określonej objętości badanego obiektu.

- A.30. Moc sygnału (ang. *signal strength*) – obszar ograniczony obwiednią całego sygnału EA mierzony w jednostkach (1pVs/zliczenie). Wielkość ta definiowana jest poniższym wzorem:

$$S_o = \frac{1}{2} \int_{t_1}^{t_2} f_+(t) dt + \frac{1}{2} \left| \int_{t_1}^{t_2} f_-(t) dt \right| \quad (4)$$

gdzie: f_+ – funkcja opisująca obwiednię „dodatniej” części sygnału, f_- – funkcja opisująca obwiednię „ujemnej” części sygnału, t_1 – czas, w którym obwiednia sygnału przekracza wyznaczony próg, t_2 – czas, w którym obwiednia sygnału schodzi poniżej wyznaczonego progu.

- A.31. Pomiar tła – polega na rejestrowaniu sygnałów EA generowanych przez procesy reologiczne oraz otoczenie wokół badanego obiektu.
- A.32. Próbkowanie – dyskretyzacja, kwantowanie w czasie to proces stworzenia sygnału impulsowego reprezentującego sygnał ciągły. Zwykle kojarzone jest z jednym z etapów przetwarzania sygnału analogowego na cyfrowy.
- A.33. Strefa pomiarowa – wyodrębniony fragment badanego elementu, którego największy wymiar liniowy wynosi od kilku do kilkuset cm (w zależności od zastosowanych czujników EA i tłumienia w materiale). Sygnały generowane w strefie pomiarowej rejestrowane są przez ściśle określony czujnik.
- A.34. Szybka transformata Fouriera (*FFT*) – to algorytm liczenia dyskretnej transformaty Fouriera.
- A.35. Średnia częstotliwość sygnału EA (ang. *average frequency*) – jest określana dla całego pojedynczego sygnału EA. Wielkość ta jest ilorazem liczby zliczeń i czasu trwania sygnału EA

$$FA = \frac{\text{liczba zliczeń EA}}{\text{(czas trwania sygnału EA)}} [\text{kHz}] \quad (5)$$

- A.36. Średnie napięcie skuteczne (ang. *RMS*) – jest to wartość napięcia, które spowoduje wydzielanie się na nim energii odpowiadającej średniej mocy tego napięcia mierzonego w skali liniowej i podawanego w voltach.
- A.37. Średni poziom sygnału EA (ang. *ASL*) – jest miarą ilości zmian średniej wartości amplitudy podawanej w decybelach [dB].
- A.38. Transformacja Fouriera - transformacja Fouriera, umożliwiająca przedstawienie sygnału zmiennego w czasie w skali częstotliwości. Każdy sygnał analogowy można przedstawić w postaci składowych sinusoidalnych o odpowiedniej amplitudzie, fazie i częstotliwości.
- A.39. Uderzenie (ang. *hit*) – sygnał zarejestrowany przez dowolny czujnik współpracujący z procesorem.
- A.40. Wartość progowa sygnału EA (ang. *treshold*) – ustawiany programowo (w dB) poziom napięcia sygnału – w analizie jest uwzględniana część sygnału powyżej wartości progowej.
- A.41. Wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń (WHRU – $H(t)$) (ang. *historic index*) – jest to miara zmienności mocy (energii) sygnału EA w czasie badań. Parametr ten jest miarą zmian mocy sygnału w czasie badania. $H(t)$ mierzony jest w czasie rzeczywistym podczas prowadzenia pomiaru. Porównuje on średnią wartość mocy ostatnich 20% zarejestrowanych zdarzeń lub ostatnich 200 zdarzeń, przy czym pod uwagę bierze się mniejszą wartość [14].
- A.42. Współczynnik Felicity - CBI (ang. *concrete beam integrity*) – jest to stosunek obciążenia w cyklu wtórnym, przy którym rozpoczyna się emisja akustyczna do maksymalnego obciążenia w cyklu poprzednim.
- A.43. Współczynnik zagrożenia S_r (ang. *severity*) - jest to wartość średnia 50 (lub 20) sygnałów o największej mocy zarejestrowanych podczas badania. Wartość ta określona jest poniższym wzorem:

$$S_r = \frac{H_f}{J} \sum_{m=1}^{m=J} S_{0m} \quad (6)$$

gdzie: H_f – współczynnik określany w zależności od rodzaju badanej konstrukcji [14],
 - moc pojedynczego sygnału, - ilość sygnałów, z której wyznacza się współczynnik zagrożenia.

Parametr ten może być wyznaczony, jeśli zarejestrowano, co najmniej 50 zdarzeń akustycznych. Współczynnik zagrożenia podczas badań może tylko wzrastać. Nagły wzrost wartości S_r sygnalizuje pojawienie się istotnych uszkodzeń.

A.44. Zdarzenie EA (ang. *EA event*) – lokalna zmiana stanu materiału generująca sygnał EA.

1. WSTĘP

1.1. WPROWADZENIE

Obserwując dynamikę zmian gospodarczych w poszczególnych krajach europejskich można dostrzec, jak istotną rolę odgrywa w nich rozwój sieci transportowych. Drogi mają duże znaczenie przy globalizacji rynku pracy i produkcji, gdzie wymagana jest mobilność zarówno siły roboczej jak i baz materiałowych. Istotnym problemem, ograniczającym rozwój sieci transportowych jest stan techniczny obiektów mostowych znajdujących się w ciągu tych dróg.

W ostatniej dekadzie wybudowano wiele nowych obiektów drogowych o skomplikowanych układach konstrukcyjnych, wykorzystując najnowsze rozwiązania technologiczne i materiałowe zwiększające trwałość i nośność tychże konstrukcji [8, 9, 25, 36, 138, 169]. Jednakże większość obiektów mostowych została zaprojektowana i wybudowana w latach 1946 do 1980. Konstrukcje te nie są przystosowane do pracy w tak ekstremalnych warunkach, jakie stwarza obecne natężenie ruchu i tonaż przewożonych ładunków. Zaniedbania w ich bieżącym utrzymaniu wynikające z braku funduszy na remonty, przyczyniły się do znacznej degradacji stanu technicznego tych budowli [78]. Mosty i wiadukty najczęściej były poddawane drobnej kosmetyce polegającej na reprofilacji ubytków, bądź wzmocnieniu umożliwiającemu przejście przez nie zwiększonego ruchu i tonażu [162]. Wzrost natężenia ruchu pojazdów powoduje jednak dalszy niekontrolowany wzrost uszkodzeń w takich obiektach [100]. Czasowe wyłączenie wiaduktu, czy mostu z eksploatacji powoduje powstawanie znacznych strat ekonomicznych i społecznych [85].

W ostatnich latach częściej niż dotychczas media informują o katastrofach obiektów mostowych. W większości awarie tych konstrukcji wystąpiły pomimo wykonania obowiązujących przeglądów i badań oraz uzyskania wymaganych dokumentów dopuszczających do dalszego ich użytkowania. Należy tu wspomnieć o zawaleniu się wiaduktu w Quebecu (Kanada) w 2006 roku, jak również mostu drogowego na rzece Missisipi w Minneapolis (USA) w 2007. Obie katastrofy pociągnęły za sobą duże straty materialne i niestety śmierć kilkunastu osób. Szacuje się, że straty wynikające ze skutków katastrofy oraz z potrzeby odbudowania mostu w Minneapolis sięgają 500 milionów dolarów. Przykładowe zdjęcia przedstawiające wymienione obiekty mostowe pokazują fotografie 1 i 2.

Katastrofy i awarie obiektów mostowych przekonały ich administratorów, że obecnie stosowane metody oceny stanu technicznego nie są doskonałe. Z uwagi na to, istnieje potrzeba opracowania nowych technik badawczych pozwalających z większym prawdopodobieństwem określić zachodzące procesy destrukcyjne, które to techniki będą równocześnie uzupełnieniem obecnie stosowanych metod [32, 137, 159]. Pozwolą one na uzupełnienie danych potrzebnych do oceny obiektu, co umożliwi równocześnie optymalizację czasu i zakresu ewentualnego remontu. W przy-

padku stwierdzenia uszkodzeń zagrażających bezpieczeństwu konstrukcji, stworzą podstawy do podjęcia decyzji o wyłączeniu obiektu z eksploatacji.



Fot. 1. Skutki zawalenia się przęsła wiaduktu w Quebecu (Kanada 2006) wywołane uszkodzeniem przyczółka (fot. *Ryan Remiorz/Canadian Press-www.onet.pl*).



Fot. 2. Skutki zawalenia się mostu na rzece Missisipi w Minneapolis (USA 2007) wywołane uszkodzeniem elementów stalowych podtrzymujących przęsła mostu (fot. *Associated Press – www.onet.pl*).

Eksploatacji obiektów mostowych wykonanych z betonu zbrojonego poświęcano znacznie mniej uwagi niż mostom wybudowanym z innych materiałów i to zarówno w krajach Europejskich, jak i pozaeuropejskich [97]. Niektórzy użytkownicy uważali wręcz konstrukcje betonowe, za „bezobsługowe” [34, 67].

Istotną część europejskiej infrastruktury transportu, energetyki konwencjonalnej i nuklearnej oraz budownictwa wodnego i przemysłowego stanowią również konstrukcje betonowe wstępnie sprężone. Naturalne starzenie materiału, wpływ środowiska, a w przypadku mostów znaczny wzrost obciążenia, przyspieszyły procesy destrukcyjne oraz przyczyniły się do zwiększenia liczby katastrof tych konstrukcji. W efekcie w Wielkiej Brytanii czasowo zakazano budowy wstępnie sprężonych mostów betonowych (informacja uzyskana na sympozjum COST534 w Zurychu 2005). Informacje o coraz częstszych awariach i katastrofach obiektów mostowych oraz wysokie i nieprzewidziane koszty, jakie ponoszone są na naprawy tych konstrukcji, stworzyły pilną potrzebę badań nad oceną ich trwałości i nośności. Należy podkreślić, że metody stosowane w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych nie zawsze w pełni mogą oszacować stan techniczny konstrukcji wstępnie sprężonych. Stąd wynika potrzeba weryfikacji obecnych i opracowania nowych procedur badań.

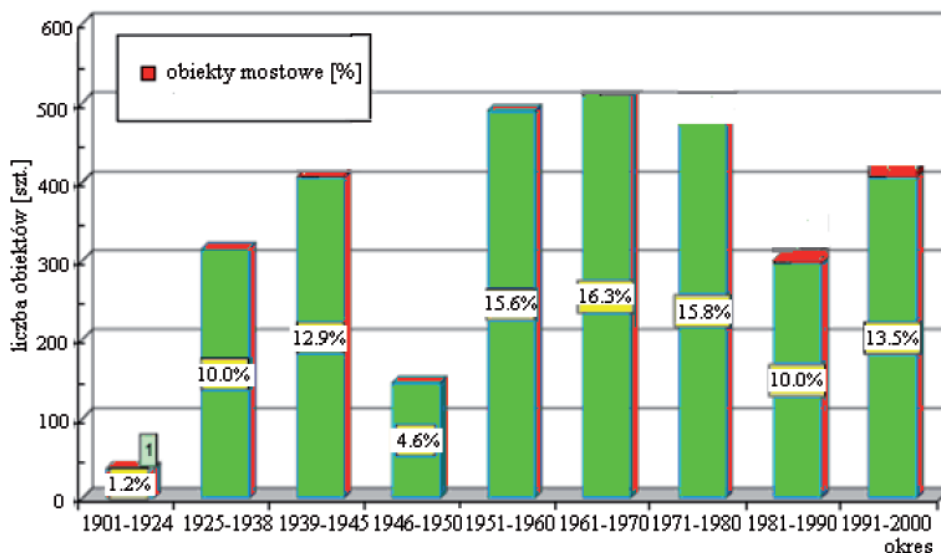
W Polsce w sieci dróg publicznych użytkowanych jest ponad 30 000 obiektów mostowych o różnej konstrukcji, w tym na drogach krajowych zarządzanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) znajduje się ich blisko 4 000. Około 25% procent z nich na sieci dróg krajowych stanowią konstrukcje wybudowane z betonu sprężonego (tabela nr 1 – dane uzyskane z materiałów informacyjnych GDDKiA).

Tabela nr 1

Podział drogowych obiektów mostowych, tuneli i przejść podziemnych ze względu na rodzaj materiału konstrukcyjnego na drogach krajowych zarządzanych przez GDDKiA (stan z 01.09.2006r).

Rodzaj materiału konstrukcyjnego	Liczba		Łączna Długość		Łączna Powierzchnia	
	szt.	%	m	%	m ²	%
Stal	489	12,15	38 675	24,02	494 907	24,98
Beton zbrojony	2 429	60,35	59 499	36,96	676 383	34,13
Beton sprężony	1 010	25,09	61 832	38,41	799 127	40,33
Kamień, cegła, beton	97	2,41	977	0,61	11 136	0,56

Znaczna część mostów są to konstrukcje wybudowane w latach 50-tych, 60-tych i 70-tych XX wieku. Na rysunku 2 przedstawiono procentowo ilość obiektów wybudowanych w różnych latach ubiegłego wieku i znajdujących się w zarządzie GDDKiA.



Rys. 2. Zestawienie drogowych obiektów mostowych obecnie użytkowanych, oddanych do użytku na drogach zarządzanych przez GDDKiA w poszczególnych okresach XX wieku.

Z końcem XX wieku i początkiem XXI wieku rozpoczęto budowę szeregu obiektów mostowych o nietypowych rozwiązaniach konstrukcyjnych, bądź z wykorzystaniem nowych materiałów i technologii [9, 24, 40]. Projektanci prześcigają się w wysokości projektowanych podpór konstrukcji, jak i rozpiętości. Powstają z architektonicznego i konstrukcyjnego punktu widzenia dzieła sztuki. Jednakże projektanci powinni również przewidzieć możliwość wykonywania okresowych kontroli stanu technicznego obiektów mostowych, co przy wielkości tych obiektów jest rzeczą bardzo trudną [5, 36].

Przykłady obiektów mostowych o skomplikowanej budowie ze względu na dużą rozpiętość i wysokość, zastosowanie nowych materiałów, czy rozwiązań konstrukcyjnych, przedstawiono na fotografiach 3 i 4.

Prezentowane konstrukcje są obiektami nowymi, jednakże ich stan techniczny nie jest niezmienny i może ulegać z roku na rok pogorszeniu. W rezultacie powstanie kwestia oceny wpływu uszkodzeń na trwałość i nośność konstrukcji [26, 27, 28, 38, 49, 50, 143, 144, 145].



Fot. 3. Widok mostu podwieszanego Millau Viaduct– najwyższy most na świecie – na autostradzie łączącej Paryż z Barceloną (www.onet.pl).



Fot. 4. Widok Mostu Milenijnego we Wrocławiu – konstrukcja mostu zwyciężyła w konkursie na „Dzieło Mostowe Roku 2004” (<http://fotowroclaw/blox.pl>).

Obecnie problemem w Polsce jak i w Europie są obiekty wybudowane w II połowie ubiegłego wieku. Wynika to z faktu wzrostu ich obciążenia oraz naturalnego starzenia. Przykłady takich obiektów pokazane są na fotografiach 5 do 8. Degradacja obiektów postępuje nie tylko ze względu na ich przeciążenie, proces starzenia czy korozję, lecz głównie spowodowana jest ograniczonymi funduszami przeznaczonymi na ich remonty i rewitalizację.



Fot. 5. Widok uszkodzeń obiektu kablobetonowego.



Fot. 6. Most z belek typu Kujan ze śladami przecieków i nacieków, wpływającymi na jakość i wytrzymałość belek strunobetonowych.



Fot. 7. Ubytki betonu, widoczne zbrojenie, osady i nacieki wapnia – obiekt mostowy o konstrukcji monolitycznej z betonu zbrojonego



Fot. 8. Nacieki na trasie przebiegu kabla świadczące o migracji wody wzdłuż kanału – most z belek kablobetonowych.

W rezultacie obiekty te w szybkim czasie ulegają zniszczeniu.

Poczynając od przełomu lat 80/90 XX wieku, powstało szereg programów badawczych głównie w Japonii, Stanach Zjednoczonych oraz w państwach Unii Europejskiej, obejmujących tematyką bezpieczeństwo, diagnostykę i trwałość mostowych konstrukcji betonowych, szczególnie wstępnie sprężonych [1, 2, 5, 14, 43, 44, 84, 135, 175, 176]. Dla Polski szczególne znaczenie mają prace prowadzone w Europie w ramach programów międzynarodowych [31, 35, 49, 167]. Badania zmierzają do ujednoczenia kryteriów oceny stopnia uszkodzenia mostów oraz opracowania przepisów, które będą w przyszłości obowiązywały w Unii [155, 157]. Przykładem mogą być wymienione niżej programy badawcze, realizowane w różnych krajach w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku oraz w pierwszych latach XXI wieku:

- BRITE-EURAM: MILLENIUM: Monitoring of large civil engineering structures for improved maintenance
- BRITE-EURAM: SMART STRUCTURES: Integrated monitoring systems for durability assessment of concrete structures
- COST 521: Corrosion in steel reinforced concrete structures
- BRITE-EURAM: 4062: The residual service life of reinforced concrete structures
- CONVECVET: EC Innovation Programme IN30902I: A validated User's Manual for assessing the residual life of concrete structures
- BRIME: Bridge Management in Europe [31]
- COST 323: Weighing in motion of road vehicles
- FIB: Working party 5.3-1 Assessment and residual service life evaluation of concrete structures
- RIMES: Road information and management Euro-system
- COST 534: New Materials and Systems for Prestressed Concrete Structures

Celem tych programów jest rozwój wiedzy o trwałości istniejących i nowo wybudowanych wstępnie sprężonych konstrukcji betonowych.

Wiedza ta ma przyczynić się do przedłużenia czasu eksploatacji obiektów wybudowanych w latach 1950 do 2000, przedłużenia trwałości obiektów nowo budowanych (np. COST 534), a równocześnie do obniżenia kosztów napraw i nadzoru oraz do podniesienia poziomu bezpieczeństwa wszystkich wstępnie sprężonych konstrukcji budowlanych.

Problemom diagnostyki wstępnie sprężonych betonowych obiektów mostowych poświęcona jest poniższa praca.

1.2. CEL I ZAKRES PRACY

Celem prowadzonych przeze mnie badań, których wyniki przedstawione są w tej monografii jest opracowanie podstaw systemu diagnozowania betonowych konstrukcji wstępnie sprężonych wykorzystującego kryteria oceny bazujące na procesach destrukcyjnych. Podstawową techniką badawczą jest metoda emisji akustycznej. Proponowane podejście umożliwia obserwację rozwoju uszkodzeń w różnych warunkach dotyczących natężenia ruchu jak i zmian środowiskowych. Metoda umożliwia również obserwację zachodzących procesów destrukcyjnych wraz z ich lokalizacją, co jest trudne do zrealizowania obecnie stosowanymi technikami badawczymi. System tworzą metoda monitoringu wraz z analizą danych, bazy danych umożliwiające klasyfikację procesów destrukcyjnych oraz centrum gromadzące wyniki uprzednio badanych obiektów mostowych.

1.2.1. Uzasadnienie

Uczestnicy dotychczas realizowanych programów badawczych dotyczących problemu oceny stanu technicznego konstrukcji mostowych z betonów wstępnie sprężonych, jak i administratorzy tych obiektów stwierdzają, że obecnie stosowane badania prowadzone są głównie pod kątem eksploatacji i remontów [37, 166]. Ich wyniki nie pozwalają na ocenę **procesów destrukcyjnych zachodzących w obiekcie**, oraz **intensywności rozwoju uszkodzeń**, a więc istotnych informacji dla prognozy bezpiecznego czasu eksploatacji, oceny nośności obiektu oraz wyboru optymalnego czasu remontów [25, 26, 35, 50].

Wszystkie przeglądy obiektów mostowych bazują głównie na wizualnych obserwacjach uszkodzeń [70 - 75], a w szczególnych przypadkach wykonuje się dodatkowe badania nieniszczące w wybranych miejscach konstrukcji. W konsekwencji ocena stopnia uszkodzenia i stanu technicznego określana jest subiektywnie. Jak każda metoda uznaniowa powoduje, że ten sam element konstrukcji może uzyskać różną ocenę w zależności od stosowanej kodyfikacji uszkodzeń. Ocena zależy głównie od wiedzy i doświadczenia osoby oceniającej. Inną wadą tego systemu jest jego ograniczenie do analizy uszkodzeń zewnętrznych z pominięciem istotnych dla nośności konstrukcji sprężonych uszkodzeń we-wnętrznych. Nawet w przeglądzie szczegółowym, podczas którego przeprowadza się badania nieniszczące na obiekcie lub na pobranych próbkach, nie uzyskujemy pełnego obrazu defektów. Miejsca pobierania próbek są bowiem wybierane losowo, a o stanie technicznym konstrukcji wnioskujemy przede wszystkim na podstawie badań wytrzymałościowych oraz analizy uszkodzeń korozyjnych. Obecnie stosowane metody nieniszczące nie analizują intensywności zachodzących procesów destrukcyjnych a jest to istotna informacja mówiąca o stopniu bezpieczeństwa badanej konstrukcji.

Należy zaznaczyć, że przedmiotem oceny konstrukcji w stosowanych obecnie procedurach są pojedyncze uszkodzenia traktowane rozdzielnie. Tym samym nie uwzględnia się wzajemnego oddziaływania różnych defektów. Stosowane metody nieniszczące nie są również w stanie przeprowadzić lokalizacji miejsc niebezpiecznych w całej konstrukcji, a jedynie wskazują uszkodzenia w miejscach, w których badania są wykonywane. Ponadto nie są w stanie oszacować stopnia zagrożenia, jakie zespół współdziałających uszkodzeń stanowi dla obiektu [100]. Tradycyjne badania stanu technicznego także nie dostarczają wystarczających danych statystycznych do modelowania i prognozowania rozwoju uszkodzeń oraz trwałości resztkowej i nośności obiektów mostowych.

1.2.2. Zakres pracy

Monografia składa się z siedmiu rozdziałów oraz projektu procedury zastosowania EA w badaniu obiektów mostowych wykonanych z belek strunobetonowych. W pierwszym z nich przedstawiono wstępne informacje o obecnych problemach występujących w diagnostyce obiektów mostowych z betonu sprężonego. Drugi rozdział omawia współczesne techniki diagnostyki konstrukcji mostowych z uwzględnieniem ich możliwości badawczych. W rozdziale trzecim opisano podstawowy sprzęt oraz oprogramowanie najczęściej stosowane w badaniach z użyciem emisji akustycznej. Podano przykładowe typy czujników EA oraz metody ich kalibracji, typy procesorów EA. Zamieszczono aktualne informacje dotyczące stanu wiedzy na temat zastosowania metody emisji akustycznej w badaniach elementów z betonu zbrojonego. Rozdział czwarty zawiera wyniki badań własnych, uwagi dotyczące stosowanych obecnie kryteriów oceny stanu technicznego konstrukcji betonowych z zastosowaniem emisji akustycznej oraz prezentuje sposób budowy bazy danych sygnałów wzorcowych. W rozdziale opisano badania modeli belek żelbetowych i strunobetonowych, podczas których przeprowadzono weryfikację kryteriów, zaproponowanych przez japońskich oraz amerykańskich badaczy [14, 166, 173, 174, 175, 177]. Miały one potwierdzić ich przydatność w diagnostyce. Ponadto zaprezentowano badania wykonane w warunkach laboratoryjnych na specjalnych próbkach i stanowiskach zbudowanych w celu badania powstawania i propagacji różnych typów uszkodzeń, jakie spotykane są w czasie eksploatacji obiektów budowlanych. Kształt próbek był tak dobrany, aby w trakcie prób wytrzymałościowych uzyskać sygnały EA jak najmniej zakłócone przez inne procesy. Posłużyły one do utworzenia plików wzorcowych. W tym celu zastosowano samouczącą się metodę rozpoznawania obrazu. Pliki te pozwoliły sklasyfikować procesy destrukcyjne zachodzące w badanej konstrukcji.

Rozdział piąty obejmuje analizę rozwoju uszkodzeń w belkach strunobetonowych w skali naturalnej podczas obciążeń próbnych do zarysowania a następnie zniszczenia. Badania te zostały rozszerzone poprzez dołączenie metody emisji

akustycznej do obecnie stosowanych procedur badań uszkodzeń belek. Pomiarzy miały za zadanie weryfikację otrzymanych na próbkach i belkach modelowych sygnałów wzorcowych [168, 170, 171]. Równocześnie pozwoliły na poznanie dotychczas nieopisanych w literaturze procesów destrukcyjnych zachodzących w belkach strunobetonowych podczas badań niszczących.

Rozdział szósty obejmuje analizę belki, monitoringu mostu oraz wiaduktu drogowego z zastosowaniem nowej procedury badania z użyciem metody EA. Obiekty te badano w trakcie normalnej eksploatacji, jak również w trakcie obciążeń próbnych [156, 178 - 197]. Miały one na celu potwierdzenie założeń dotyczących kryteriów przyjętych w nowej wersji procedury monitoringu obiektów mostowych z betonu sprężonego.

W rozdziale siódmym zostały sformułowane wnioski dotyczące możliwości, zalet i wad zastosowania procedury badania obiektów mostowych metodą emisji akustycznej.

Dodatkowo na końcu pracy zamieszczono propozycję nowej procedury badawczej elementów z betonu wstępnie sprężonego wykorzystującą technikę EA. Procedura ta bazuje na analizie obrazu sygnałów EA oraz wykorzystaniu bazy danych sygnałów wzorcowych. Dodatkowo podano metody dostosowania wyników EA do obowiązujących skali ocen stanu technicznego w tradycyjnym przeglądzie obiektów mostowych zalecanym przez GDDKiA [70 - 75].

2. TRADYCYJNE TECHNIKI DIAGNOZOWANIA OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Ocena stanu technicznego obiektu budowlanego zazwyczaj zaczyna się od wykonania jego przeglądu oraz interpretacji wyników, uzyskanych początkowo na podstawie oceny wizualnej [44, 46, 70 - 75]. Obecnie nie istnieje procedura eksperymentalnego badania stanu technicznego pozwalająca w pełni ocenić obiekty mostowe [124, 125]. Zazwyczaj pierwszym etapem oceny konstrukcji są przeglądy bieżące. W razie konieczności, wyniki uzupełniane są dodatkowymi badaniami będących podstawą ekspertyz [1, 2, 60].

Ekspertyzy konstrukcji zmierzają do oceny:

- Parametrów wytrzymałościowych materiałów w konstrukcji,
- Uszkodzeń i ich wpływu na nośność elementów konstrukcji,
- Jej pracy w warunkach eksploatacji.

Tym celom podporządkowany jest dobór odpowiednich technik badawczych i środków [29, 36, 60]. Wyniki uzyskane w trakcie tych badań uzupełniają się, dając pełniejszy obraz stanu technicznego konstrukcji [4,7].

Właściwości wytrzymałościowe mające wpływ na ocenę stanu i jakości użytych materiałów uzyskuje się wykonując:

- Badania próbek,
- Badania materiałów in-situ.

Techniki oceny pracy konstrukcji są różne i często stosuje się kilka metod podczas jednego badania [15 - 19, 54, 133, 134]. Wśród najczęściej stosowanych można wyróżnić [12, 31]:

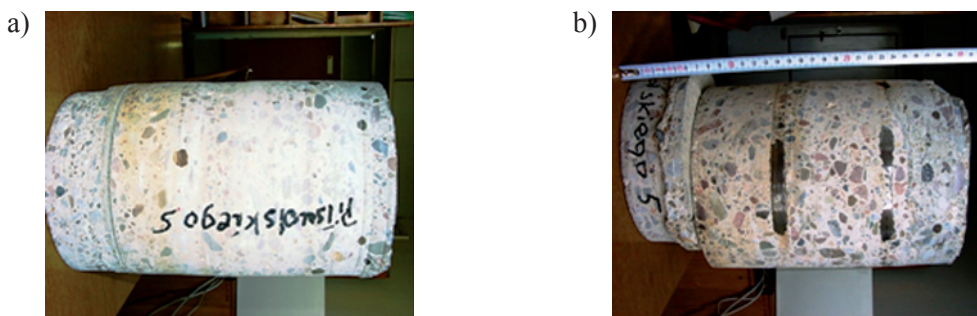
- Pomiar geodezyjne i geometryczne (odkształcenie i przemieszczenie),
- Pomiar siły (wciągach),
- Pomiar lokalne (pomiar lokalnej deformacji, pomiar odkształcenia),
- Badania chemiczne materiałów,
- Badania korozji zbrojenia,
- Pomiar średnic i rozmieszczenia prętów zbrojenia,
- Badania wytrzymałości powierzchniowej betonu (sklerometria).

2.1. BADANIA PRÓBEK BETONOWYCH

Badania próbek mają głównie dwa cele: identyfikację materiałów, z których zbudowana jest konstrukcja i ocenę ich właściwości mechanicznych i chemicznych. Próbki służą porównaniu oraz uzupełnieniu informacji uzyskanych podczas nieniszczących badań, przeprowadzonych na obiekcie. Wykonując odwierty w celu uzyskania materiału badawczego do badań niszczących, z elementów konstrukcji pobiera się możliwie jak najmniejsze próbki, w ograniczonej liczbie i z elementów

mniej istotnych dla nośności obiektu. Tradycyjne badania właściwości mechanicznych (ściskanie, przyczepność, inne) są zazwyczaj przeprowadzane na próbkach walcowych, których forma i wymiary mogą wyraźnie różnić się od wymagań normowych.

Przykładowe próbki pobierane z konstrukcji przedstawiono na fotografii 9. Służą one do oceny właściwości mechanicznych, fizycznych i chemicznych betonu, z którego zbudowany jest badany obiekt.



Fot. 9. Przykłady odwiertów pobranych z konstrukcji:
a) beton, b) beton+zbrojenie.

W interpretacji wyników otrzymanych z badań pobranych próbek należy uwzględnić także obserwacje poczynione z miejsc ich pobierania.

Niektóre badania nieniszczące ukierunkowane są głównie na pomiar fizycznych własności betonu, jak np. gęstość, porowatość, nasiąkliwość [102]. Dodatkowo dla dokładniejszej oceny jakości betonu stosuje się badania chemiczne w celu oceny zawartości chlorków, siarczków, azotanów. Umożliwia to ocenę właściwości ochronnych betonu względem zbrojenia [64, 65, 83, 90].

Pobranie próbek z konstrukcji jest działaniem częściowo destrukcyjnym, co jest jedną z wad tej metody. Uzyskane w ten sposób informacje nie mogą być reprezentatywne dla całej konstrukcji, co jest drugą, istotną wadą opisanej metody. Wykonywane badania chemiczne oceniają stan elementów konstrukcji poprzez uwzględnienie ilościowej zawartości poszczególnych związków chemicznych w badanym betonie [64, 65, 83, 90]. Trudno odnieść te informacje do stanu technicznego całej konstrukcji, gdyż pomiary chemiczne wykonuje się tylko w wybranych losowo punktach. Na podstawie wyników testów przeprowadzonych na pobranych z obiektu próbkach podejmuje się próby wnioskowania o czasie użytkowania konstrukcji [51, 68]. Jednakże, ze względu na losowość miejsc pobierania próbek do badań, otrzymane wyniki mogą być obarczone znacznymi błędami.

2.2. BADANIE IN-SITU ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

Badania te obejmują różne elementy konstrukcji i mają na celu ocenę ich stanu technicznego [29, 80].

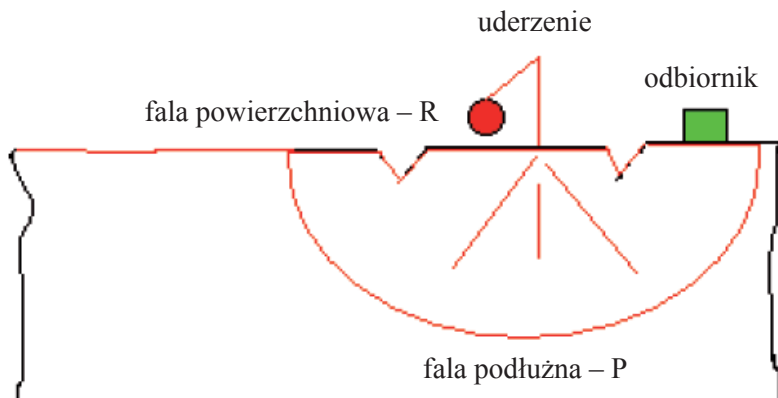
W tabeli 2 zestawiono najbardziej znane i stosowane metody badawcze. Poniżej opisano techniki najczęściej używane do oceny uszkodzeń elementów betonowych konstrukcji inżynierskich. Pozostałe metody ze względu na incydentalne zastosowanie są tylko wymienione w celach informacyjnych.

Dla konstrukcji zbrojonych kablami, w celu wykrycia defektów mogących spowodować uszkodzenie kabli, takich jak korozja i zerwanie pojedynczej struny, stosuje się metodę magnetyczną, metodę potencjometryczną i metodę emisji akustycznej [45, 47, 61, 165, 167].

Badania metodami magnetycznymi i potencjometrycznymi pozwalają na wykrycie uszkodzeń już istniejących [61, 163, 170], natomiast emisja akustyczna pozwala na wykrywanie procesów destrukcyjnych zachodzących w trakcie monitoringu [62, 76, 77, 165, 167, 171].

Właściwości mechaniczne betonu bada się metodą ultradźwiękową polegającą na pomiarze prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w materiale. Mierzy się czas przebycia impulsu dźwiękowego przy znanej odległości pomiędzy nadajnikiem a odbiornikiem. Pomiar prędkości fali podłużnej oraz poprzecznej pozwala określić moduły sprężystości podłużnej (moduły Younga) i współczynnik Poissona [82, 175]. Niejednorodność oraz mikropeknięcia, w których znajduje się woda, wpływają istotnie na propagację fal w betonie, co wpływa na dokładność wyznaczania wymienionych wyżej własności [41, 82, 87, 88, 101, 132].

Odmianą metody ultradźwiękowej jest metoda „impact echo”. Zasada pomiaru w tej metodzie polega na krótkotrwałym, punktowym wzbudzeniu fal sprężystych o wysokich częstotliwościach. Fale te powstają poprzez uderzenie o powierzchnię badanej konstrukcji odpowiedniej wielkości kulki stalowej, jak pokazano na rysunku 3. Jedną z mierzonych fal jest tzw. fala typu-P, zwana także falą pierwotną lub falą podłużną. Fala tego typu wędruje w głąb obiektu, jest odbijana od wewnętrznych wad lub zewnętrznych powierzchni granicznych i powraca na powierzchnię, po czym ponownie wędruje w głąb badanego elementu. Każdorazowo, gdy fala typu-P powraca na powierzchnię, powoduje jej niewielkie przemieszczenie rejestrowane przez specjalnie do tego celu skonstruowany piezoelektryczny przetwornik drgań, zamocowany zwykle w pobliżu miejsca wzbudzenia impulsu. Tak uzyskane przebiegi zmienności przemieszczeń powierzchni w funkcji czasu, są następnie przekształcane z pomocą szybkiej transformaty Fourier’a (FFT) w rozkłady częstotliwościowe. Analiza uzyskanych tą drogą wykresów pozwala na lokalizację i wiarygodną ocenę wielkości wewnętrznych wad w betonie [122, 125, 127, 164, 168].



Rys. 3. Powstanie fali w wyniku uderzenia wzorcową kulką stalową.

Do podstawowych, praktycznych zastosowań metody *“impact-echo”* należy zaliczyć:

- możliwość dokonania nieniszczącej oceny jakości zabezpieczenia kabli sprężających - kontrola efektywności iniekcji,
- możliwość szybkiego określania grubości płytowych elementów betonowych, dostępnych jednostronnie (płyty pomostowe, nawierzchnie jezdni),
- możliwość nieniszczącej oceny ciągłości wielowarstwowych konstrukcji betonowych, w tym wykrywanie delaminacji w płytach pomostowych i nawierzchniach dróg,
- możliwość nieniszczącej oceny ciągłości i jakości wykonania membran izolujących nawierzchnie mostów,
- możliwość lokalizacji wszelkiego rodzaju wewnętrznych uszkodzeń konstrukcji żelbetonowych, spowodowanych np. niewłaściwym zagęszczaniem betonu w strefach o dużym zagęszczeniu zbrojenia,
- możliwość bezpośredniej kontroli poprawności wykonania iniekcji zarysowanych fragmentów istniejącej konstrukcji betonowej.

Wadą tej metody są zakłócenia pomiaru poprzez wielokrotne odbicie fal, co utrudnia interpretację otrzymanego obrazu. Metoda ta jest również czuła na wielkość frakcji kruszywa użytego w betonie. Zgodnie z obowiązującymi standardami należy zawsze wprowadzać współczynniki korygujące uwzględniające niedoskonałości materiału [135]. Informacje, które uzyskujemy tą metodą, dotyczą uszkodzeń już istniejących, natomiast nie uzyskujemy informacji o warunkach i czasie ich powstania. Aparaturę pomiarową wykorzystywaną w badaniach metodą *„impact-echo”* pokazuje fotografia 10.



Fot. 10. Przykład kompletu aparatury badawczej do badań ultradźwiękowych metodą „*impact-echo*” wraz z oprzyrządowaniem.

W celów wykrywania pustek i zbrojenia stosowana jest także radiografia przemysłowa [54]. Obecność ciała o gęstości większej niż beton (np. kabel, zbrojenie) jest ukazywana, jako jaśniejszy ślad; obecność pustki (np. brak betonu) powoduje mocniejsze zaczernienie filmu. Metoda ta w Polsce jest rzadko stosowana. W przypadku konstrukcji kablobetonowych, nawet, jeśli nie istnieją żadne podejrzenia, co do ciągłości kabli, dobrze jest sprawdzić poprawność iniekcji. Pozwala to ewentualnie na wykrycie migracji wody wzdłuż kabli, a tym samym umożliwia wykonanie odpowiedniej ochrony kabli przed korozją. Jej wadami są problemy logistyczne związane z prowadzeniem badań na wysokości, gabarytami aparatury, dużym polem radiacyjnym oraz wysokim napięciem. Metoda ta również pokazuje tylko stan zastany, a nie opisuje dynamiki procesów destrukcyjnych.

W badaniach defektoskopowych wykorzystuje się także technikę holografii. Holografia zajmuje się technikami uzyskiwania obrazów przestrzennych (trójwymiarowych) metodą rekonstrukcji fali (głównie światła, ale też np. fal akustycznych). Przez rekonstrukcję fali rozumie się odtworzenie w pewnym obszarze przestrzeni zarówno jej kierunku ruchu, amplitudy i częstotliwości, jak i fazy. Holografia polega na trójwymiarowym zapisie obrazu przedmiotu (obiektu). Jest doskonalszą techniką niż fotografia. O ile tradycyjna fotografia zapisuje jedynie modulację amplitudy, to holografia odnotowuje także zmiany fazy fali świetlnej. Dzięki temu możemy o fotografowanym przedmiocie uzyskać znacznie więcej informacji. Rejestracja obrazu (uzyskanie hologramu) polega na zapisie (np. na kliszy fotograficznej) interferencji fali rozproszonej przez przedmiot z falą niezaburzoną (tzw. wiązką odniesienia). Powstające prążki interferencyjne muszą być stabilne przez cały czas naświetlania. W warunkach polowych uzyskanie poprawnych wyników jest trudne, o czym świadczy brak literatury poświęconej temu problemowi.

W ostatnich latach uszkodzenia betonowych obiektów mostowych monitoruje się coraz częściej georadarem. Badanie to umożliwia wykrywanie pustek i zarysowań w elementach konstrukcyjnych, pozwala na wykrycie położenia i średnicy zbrojenia oraz umożliwia precyzyjną ocenę jednorodności i grubości elementów [96]. Zaletą tej metody jest możliwość badania dużych powierzchni oraz dużych elementów. Również ta metoda posiada pewne ograniczenia. Jednym z nich jest konieczność pobierania odwiertów z badanego elementu w celu kalibracji aparatury. Inną wadą badań georadarem jest duży wpływ zawartości wody w badanym elemencie na dokładności pomiarów.

Prostą metodą oceny wytrzymałości betonu na ściskanie, należąca do grupy metod nieniszczących, jest badanie za pomocą młotka Schmidta. Jest ona stosowana w sytuacji, kiedy konieczna jest ocena wytrzymałości betonu w konstrukcji istniejącej. Jest to metoda sklerometryczna, która bazuje na zależności między powierzchniową twardością betonu, a jego wytrzymałością na ściskanie. Młotek Schmidta jest przyrządem umożliwiającym ocenę powierzchniowej twardości betonu na podstawie pomiaru odskoku od betonowej powierzchni masy trzpienia z układem sprężynowym, uderzającego z określoną energią. Wartością mierzoną jest tzw. liczba odbicia (L), którą odczytuje się na skali młotka.

Rozróżnia się 4 typy młotków Schmidta, różniące się energią uderzenia:

- N – średni (normalny), o energii uderzenia 2,21 Nm, stosowany do badania betonu zwykłego w konstrukcjach monolitycznych i prefabrykowanych,
- L – lekki, o energii uderzenia 0,74 Nm, przeznaczony do badań betonów lekkich i zapraw,
- M – ciężki (masywny), o energii uderzenia 29,5 Nm, używany do badania betonu nawierzchni dróg i lotnisk, mostów, fundamentów i innych masywnych konstrukcji,
- P – wahadłowy, o energii uderzenia 0,88 Nm, przeznaczony do badań betonów o małej twardości i wytrzymałości.

Stosując młotek Schmidta do nieniszczącego badania wytrzymałości betonu na ściskanie, należy zwrócić uwagę na fakt, iż najwięcej błędów popełnianych jest na etapie interpretacji wyników badań.

Obecnie coraz częściej stosuje się metodę „*pull-out*”. Jej istota sprowadza się do wymuszenia stanu naprężenia, który jest zbliżony do warunków rzeczywistych, obserwowanych w czasie niszczenia betonu w próbie ściskania osiowego. Metoda polega na montowaniu kotew w betonie, a następnie ich wyciąganie. Rejestrowana siła wrywająca jest ściśle skorelowana z wytrzymałością betonu na ściskanie, określaną na standardowych próbkach laboratoryjnych. Wyniki badań z nielicznymi wyjątkami są w zasadzie niezależne od wpływu parametrów materiałowych i technologicznych (*materiały informacyjne firmy Tarcopol*). Metoda pozwala na dokonanie wiarygodnej oceny wytrzymałości betonu na ściskanie bezpośrednio na

obiekcie, bez konieczności wykonywania pracochłonnych i kosztownych laboratoryjnych badań odwiertów kontrolnych.

Inną metodą oceny wytrzymałości betonu jest metoda „pull-off”, gdzie pomiar siły służy do określenia wytrzymałości betonu na rozciąganie, w której jest uwzględniona wytrzymałość kruszywa i zaprawy oraz współpraca zaprawy z kruszywem grubym. Metoda jest stosowana głównie przy ocenie możliwości wykonania wzmocnienia konstrukcji poprzez doklejenie wzmocnienia kompozytowego na dźwigarach oraz ocenie wykonania poprawności napraw powierzchniowych elementów betonowych.

Wykaz metod nieniszczących wraz z ich zastosowaniem w badaniach betonowych obiektów mostowych zawiera tabela 2.

Tabela 2

Nieniszczące metody stosowane w badaniach betonowych obiektów mostowych

Zastosowanie	Metoda badawcza	MW	Zastosowanie	Metoda badawcza	MW
Wytrzymałość betonu	Ultradźwiękowa	P	Gęstość betonu	Radiometryczna	P
	Młotek Schmidta	P			
	Próba twardości metodą wciskania kulki	P			
	Metoda „pull-off”	P			
	Metoda „pull-out”	P			
	Próba ścieralności	P			
Wykrywanie pęknięć	Ultradźwiękowa	(P)	Jakość betonu	Ultradźwiękowa	P
	Optyczna	P		Młotek Schmidta	P
	Emisja akustyczna	P		Metoda naświetlania	P
	Fotografia Moiré	P		Badanie nasiąkliwości	P
	Holografia	(P)			
Korozja zbrojenia	Metoda potencjo-metryczna	P	Rozmieszczenie zbrojenia	Radiografia	P
	Metoda naświetlania	P		Radar	P
Niejednorodność struktury betonu			Korozja kabli oraz kanałów	Indukcyjno-termograficzna	P
	Zdjęcie rentgenowskie	P		Endoskopia	P
	Ultradźwięk	(P)		Radiografia	P
	Radar	P		Metoda emisji akustycznej	(P)

Rozdzielenie stref w przypadku betonowych płyt mostowych	Metody akustyczne Ultradźwiękowe Radar	P P P	Brak iniekcji oraz wadliwe miejsca na kanałach	Endoskopia Radiografia Metoda emisji akustycznej	P P (P)
Pomiar siły sprężającej oraz naprężeń	Metoda odwiertów kontrolnych Metoda flat-jack Analiza naprężeń termosprężystych Pomiar sił sprężających metodą mikro-magnetyczną	P P L L	Pomiar wilgotności	Mikrofale Pomiar oporności Sonda neutronowa Metoda naświetlania z sondą neutronową	(P) P L P
Monitorowanie pracy konstrukcji	Analiza drgań Analiza sygnałów emisji akustycznej Pomiar deformacji	P (P) P	Pomiar nasiąkliwości	Badanie przepływu penetranta Metoda przepływu gazowego Metoda próżni	P P P

gdzie: MW – miejsce wykonywania procedury

P – procedura wykonywana jest w warunkach polowych

(P) – procedura testowana w warunkach polowych

L – procedura stosowana tylko w laboratorium

2.3. PODSUMOWANIE

Omówione wyżej techniki nie dają pełnych informacji ważnych dla bezpieczeństwa i trwałości konstrukcji.

Zdecydowana większość metod wykrywa i rejestruje tylko istniejące już uszkodzenia, natomiast nie opisuje intensywności rozwoju procesów destrukcyjnych i warunków ich inicjacji. W sposób istotny utrudnia to ocenę nośności obiektów w warunkach prowadzonej eksploatacji. Również metody te nie uwzględniają efektu wzajemnego oddziaływania różnych defektów. Wykrywają one tylko te uszkodzenia, które znajdują się w polu działania aparatury. W rezultacie badaniom podlega fragment konstrukcji, co powoduje, że istotne dla nośności uszkodzenia mogą ująć uwadze. Z wymienionych wyżej względów tradycyjne metody diagnozowania nie dają pełnego obrazu o stanie technicznym obiektu. Niezbędna jest zatem zmiana podejścia do problemu diagnozowania konstrukcji, w której ocena stopnia uszkodzenia powiązana będzie z warunkami eksploatacji obiektu. Taką techniką badawczą jest metoda emisji akustycznej.

3. METODA EMISJI AKUSTYCZNEJ W BADANIACH NIENISZCZĄCYCH

Duże konstrukcje, takie jak mosty, są strukturami złożonymi, trudnymi do diagnozowania. Stan taki wynika z szeregu czynników. W tych obiektach występują różne uszkodzenia wzajemnie oddziaływające na siebie. Efekt ten nie jest uwzględniany w dotychczasowych procedurach badawczych. Ponadto trudno stosując tradycyjne techniki diagnostyki ustalić miejsce, w którym zachodzą niebezpieczne procesy destrukcyjne. Wynika to zarówno ze skali obiektów jak i z faktu, że znaczny procent defektów nie jest widoczny na powierzchni badanego elementu. Należy również dodać, że mechanizmy destrukcyjne, jakie mają miejsce w konstrukcjach z betonu sprężonego, nie są obecnie w pełni rozpoznane, co dodatkowo utrudnia ich ocenę. W takim stanie rzeczy przy obecnie stosowanych technikach diagnostycznych brak jest możliwości oszacowania tolerancji wady przez konstrukcję w warunkach obciążenia eksploatacyjnego oraz na ocenę wpływu uszkodzeń na nośność konstrukcji.

Doświadczenia z dotychczas prowadzonych badań diagnostycznych wskazują, że ocena polegająca na wykrywaniu i opisie istniejących uszkodzeń jest niewystarczająca do postawienia diagnozy charakteryzującej stan konstrukcji. Rozwiązanie tej kwestii wymaga nowego spojrzenia na problem badania i analizy tych konstrukcji [32].

Ze względu na zmieniające się losowo warunki obciążenia obiektu, jak i warunki środowiskowe (temperatura, wilgotność), ocena stanu technicznego powinna bazować raczej na procesach destrukcyjnych, a nie jak dotychczas wyłącznie na opisie poszczególnych defektów. Tym samym w diagnostyce powinny znaleźć zastosowania oprócz metod tradycyjnych nowe techniki i systemy pomiarowe.

Również ocena stanu konstrukcji tylko na podstawie badań laboratoryjnych, przeprowadzonych na próbkach pobranych z obiektu oraz badań polowych, przeprowadzonych w określonych punktach konstrukcji, może prowadzić do błędnych decyzji, co między innymi było przyczynami omawianych w rozdziale I katastrof obiektów mostowych.

Duże możliwości w ocenie procesów destrukcyjnych w elementach konstrukcji stwarza zastosowanie metody emisji akustycznej wraz z nowym podejściem do analizy sygnałów EA. Istotną cechą tej techniki jest to, że rejestrując sygnały generowane przez różne procesy destrukcyjne umożliwia ocenę wzajemnego oddziaływania różnorodnych defektów oraz ich wpływu na stan badanego obiektu [23].

Prace nad zastosowaniem emisji akustycznej do wykrywania uszkodzeń w elementach z betonu były prowadzone w wielu ośrodkach naukowych na świecie [14, 21, 33, 37] w tym także w Polsce [129 - 131, 147 - 149]. Prowadzono w nich

badania nad opracowaniem metodyki umożliwiającej zastosowanie metody EA do badań nieniszczących elementów z betonu. Prace te polegały głównie na badaniu, lokalizacji i rejestracji sygnałów EA generowanych przez pojedyncze uszkodzenia powstałe w konstrukcji. Dopiero badania prowadzone na przełomie lat 80 i 90 ubiegłego wieku przez zespół profesora Masayatsu Ohtsu z Uniwersytetu Kumamoto w Japonii zmierzały do szukania związków pomiędzy aktywnością sygnału EA a stopniem uszkodzenia elementów konstrukcji [112 - 117]. Prace badawcze ograniczały się tylko do badania belek żelbetonowych swobodnie podpartych, obciążonych symetrycznie dwoma siłami (potocznie zwane czteropunktowym zginaniem) z wykorzystaniem wielokanałowej aparatury emisji akustycznej. Brak natomiast informacji o pomiarach prowadzonych w warunkach polowych przy obciążeniu wynikającym z ruchu pojazdów. Wyniki były na tyle obiecujące, że pozwoliły na opracowanie procedury oceny stopnia uszkodzenia zbrojonych belek betonowych stanowiących elementy konstrukcyjne mostów przy użyciu metody emisji akustycznej [79, 174, 175]. Dalsze prace Ohtsu ukierunkowane były na możliwość przewidywania powstawania i kierunku propagacji rys. W tym celu wykorzystał on sygnały EA rejestrowane w trakcie niszczenia belki do wyznaczenia stałych składowych funkcji Green'a. Pozwoliło to na opracowanie programu oceniającego prawdopodobieństwo pojawienia się pęknięcia i jego prawdopodobny kierunek propagacji [103, 111, 118, 146, 172, 173, 174]. Program ten znany jest pod handlową nazwą jako Moment Tensor. Jest on tak skonstruowany, że istnieje również możliwość określenia występowania jednego z dwóch typów pęknięć spowodowanych naprężeniem stycznym bądź normalnym [91]. Podsumowaniem tych badań było opublikowanie projektu normy japońskiej dotyczącej badania konstrukcji betonowych metodą emisji akustycznej w roku 2000 [177].

Nad zastosowaniem EA do diagnozowania konstrukcji betonowych są również prowadzone badania w Stanach Zjednoczonych, gdzie opracowano własną procedurę badania belek strunobetonowych. Wiodącym ośrodkiem badań jest Uniwersytet Teksański w Austin we współpracy z Teksańskim Departamentem Transportu [10, 11, 14, 21, 42, 43, 81, 161]. Prace badawcze wykonywano na swobodnie podpartych belkach strunobetonowych obciążonych dwoma symetrycznymi siłami. Przyjęte w tej procedurze kryteria bazowały głównie na współczynniku Felicity, współczynniku Kaisera i mocy sygnału.

Prace Ohtsu [174, 175, 176, 177] oraz zespołu badawczego z uniwersytetu w Austin [14, 161] są jedynymi znanymi dokumentami określającymi procedury badań stopnia uszkodzenia elementów konstrukcji betonowych metodą emisji akustycznej.

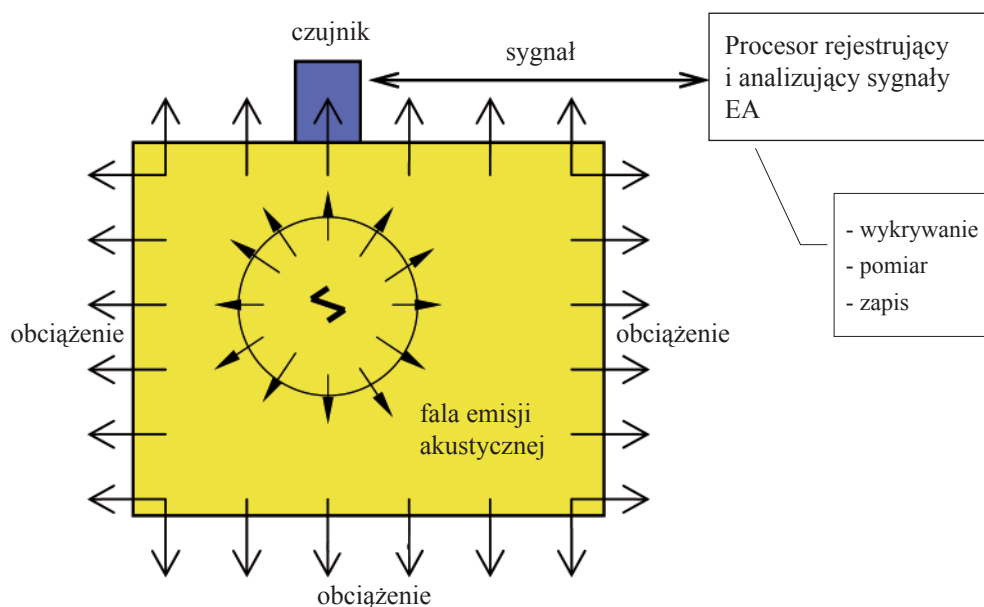
W Europie dotychczas nie opublikowano podobnych dokumentów, a w nielicznych pracach np. [37, 69, 95], dotyczących badań konstrukcji betonowych metodą EA nie formułuje się kryteriów dla oceny uszkodzeń. Jednym z nielicznych przykładów europejskiego dokumentu obejmującego badania elementów konstrukcji

jest norma „*Management on Application Acoustic Emission Diagnostic Objects of the Rised Danger*” opublikowana przez Ministerstwo Transportu Ukrainy w roku 2003. Jest to zbiór zaleceń dotyczący techniki monitorowania, doboru czujników oraz mierzonych parametrów. Jednakże brak jest kryteriów opisujących wpływ mierzonych parametrów na intensywność zachodzących zmian, a tym samym brak sposobu oceny obiektu uwzględniającego ewentualny spadek nośności badanej konstrukcji.

3.1. PODSTAWY EMISJI AKUSTYCZNEJ

Każdy proces zachodzący w materiale, który prowadzi do obniżenia energii wewnętrznej, generuje sygnały EA. Informacje na temat pęknięć oraz innych procesów powodujących powstawanie sygnałów EA, w szczególności miejsca powstawania, kinetyki akumulacji, ewolucji pęknięć niebezpiecznych i pośrednio ich wielkości można uzyskać wykorzystując emisję akustyczną [56].

Schemat rejestracji i generowania fal przez procesy destrukcyjne pokazany jest na rysunku 4.



Rys.4. Schemat generowania fal przez procesy destrukcyjne i ich rejestrowanie.

W przypadku obiektów mostowych źródłami fal akustycznych są różnego rodzaju uszkodzenia takie jak [98, 114]:

- zarysowanie betonu,
- pęknięcie na granicy zbrojenia – beton,
- korozja betonu,
- uplastycznienie zbrojenia,
- przemieszczanie zbrojenia względem betonu,
- tarcie wzajemne między powierzchniami pęknięcia w betonie lub na granicy betonu i zbrojenia.

Procesy generujące sygnały EA towarzyszą tylko uszkodzeniom czynnym – to jest takim, które powstają lub rozwijają się w warunkach panujących podczas prowadzenia pomiaru. Sygnały emisji akustycznej nie są generowane przez defekty, które fizycznie są obecne w obiekcie, lecz nie występuje proces ich rozwoju. Tym samym w warunkach pomiaru nie są one identyfikowane jako zagrożenia dla konstrukcji. W pracy analizowano wyłącznie procesy destrukcyjne związane z tworzeniem i rozwojem pęknięć lub osłabieniem materiału wynikające np. z procesów korozyjnych. Dlatego też w dalszej części monografii przez uszkodzenie rozumie się tylko proces czynny, towarzyszący powstawaniu lub rozwojowi różnego rodzaju defektów.

Metoda EA pozwala na całościową analizę obiektu, co oznacza, że wykrywane i lokalizowane są uszkodzenia w obrębie konstrukcji lub wydzielonego jej elementu, bez względu na to, czy są one widoczne, oraz bez względu na ich położenie w stosunku do założonych czujników. Równocześnie z ujawnieniem uszkodzenia intensywność pojawiających się sygnałów emisji sygnalizuje poziom zagrożenia, jakie wada stanowi dla konstrukcji.

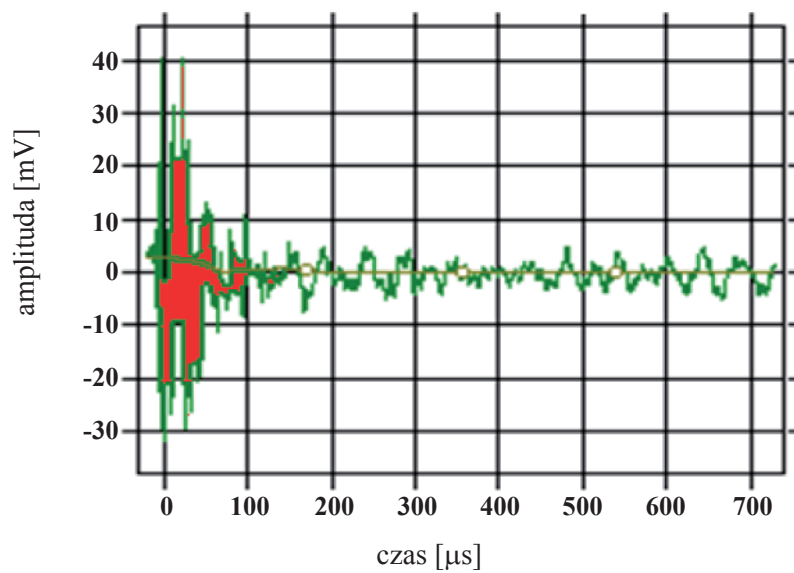
Rejestrację i analizę sygnałów zapewniają wielokanałowe procesory emisji akustycznej wyposażone w wyspecjalizowane programy komputerowe. Najczęściej stosowane programy oraz procesory EA zostaną omówione w dalszej części tego rozdziału.

Sygnały EA rejestrowane są przez zespół czujników piezokwarcowych i charakteryzowane przez szereg parametrów, które dostarczają informacji o źródle emisji akustycznej – w tym przypadku o uszkodzeniu [20]. Najczęściej stosowanymi w analizie uszkodzeń parametrami są [126, 127]:

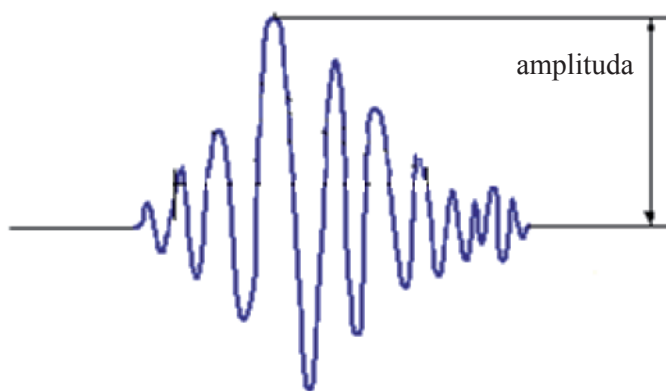
- liczba sygnałów,
- liczba zliczeń,
- czas trwania sygnału,
- czas narastania sygnału,
- amplituda sygnału, podawana w mV lub dB,
- energia sygnału.

Rzeczywisty i schematyczny kształt sygnału emisji akustycznej pokazany jest na rysunku 5.

a)



b)



Rys.5. Typowy kształt sygnału emisji akustycznej:
a) sygnał rzeczywisty,
b) schemat.

Sygnaly emisji akustycznej prezentowane są w formie graficznej na wykresach sumacyjnych, intensywności lub punktowych, gdzie każdemu sygnałowi przyporządkowany jest punkt na płaszczyźnie odpowiadający jednemu z parametrów, najczęściej w funkcji czasu lub obciążenia. Dodatkowo w analizie procesów metodą EA wykorzystuje się kształt sygnału, jego częstotliwość (szybka transformata Fouriera) i analizę falkową [55].

Ważną informacją jest czas dotarcia sygnałów do poszczególnych czujników. Różnice w czasie dojścia sygnałów z tego samego źródła EA do różnych czujników pozwalają na jego zlokalizowanie. Informację o stopniu degradacji materiału można uzyskać dodatkowo poprzez pomiar prędkości fal akustycznych oraz ich tłumienia.

O wyborze emisji akustycznej, jako metody badawczej decydują głównie jej zalety w stosunku do innych metod nieniszczących. Są to:

- możliwość lokalizacji tych uszkodzeń, które nie zostały wykryte metodami tradycyjnymi,
- EA rejestruje tylko uszkodzenia czynne, czyli takie, które rozwijają się w warunkach, w jakich prowadzony jest monitoring,
- monitoring można prowadzić w różnych warunkach, np. podczas eksploatacji obiektu względnie pod obciążeniem próbnym, a wyniki badań uzyskiwane są na bieżąco,
- EA jest w stanie wykryć wszystkie rodzaje rozwijających się uszkodzeń, podczas gdy większość metod koncentruje się tylko na wybranych typach defektów,
- EA charakteryzuje dobrze intensywność rozwoju uszkodzeń podczas użytkowania obiektu,
- emisja akustyczna pozwala na scharakteryzowanie źródeł generujących sygnały.

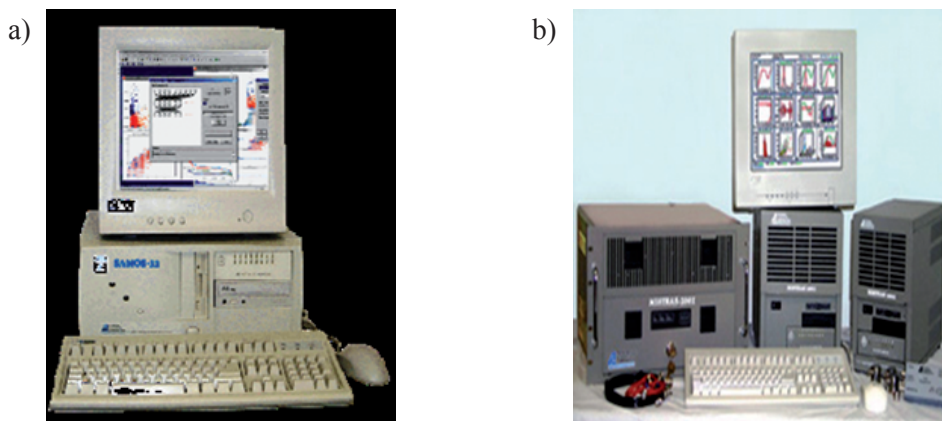
3.2. AKTUALNY STAN WIEDZY NAD WYKORZYSTANIEM EMISJI AKUSTYCZNEJ W BADANIACH

3.2.1. Aparatura stosowana w badaniach emisji akustycznej

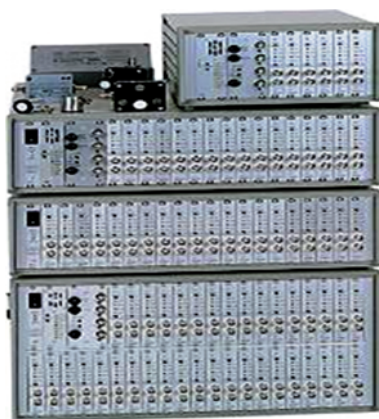
Na świecie są dwie wiodące firmy oferujące aparaturę i oprogramowanie do badań techniką EA. Są to: *Physical Acoustic Corporation (PAC)* ze Stanów Zjednoczonych, twórca procesorów: „MISTRAS”, „SAMOS”, oraz „*Vallen*” *Systeme GmbH* z Niemiec, twórca procesora AMSY.

W przypadku aparatury amerykańskiej, pojedynczy procesor „MISTRAS 2001” może mieć dwa lub cztery kanały i można rozbudować układ pomiarowy do 32 kanałów pomiarowych. W przypadku procesora „SAMOS” pojedynczy procesor ma 8 kanałów i można rozbudować układ do 64 kanałów pomiarowych.

W przypadku aparatury niemieckiej można zastosować trzy konfiguracje procesorów, składających się różnych liczb kanałów, i tak w pierwszym zestawie możemy stosować od 2 do 12 kanałów, w drugiej konfiguracji od 2 do 32 oraz trzeci układ składający się z 2 do 74 kanałów. Przykłady aparatury amerykańskiej i niemieckiej pokazano na fotografii 11 i 12.



Fot.11. Procesory emisji akustycznej firmy PAC ze Stanów Zjednoczonych
a) SAMOS
b) MISTRAS (www.pacndt.com).



Fot.12. Procesor emisji akustycznej AMSY-5 firmy „VALLEN” System GmbH z Niemiec (www.vallen.de).

W obu przypadkach zasada pomiaru jest taka sama i polega na pomiarze fal akustycznych, generowanych przez uszkodzenie, poprzez czujniki piezoelektryczne, które przekazują je w formie sygnału elektrycznego do procesora EA. Odpowiednie ustawienie parametrów programu pomiarowego, np. Mistras, Mi-loc, Visuall Class, umożliwia w formie graficznej przedstawić poszczególne mierzone parametry EA. Te dwa typy procesorów (firmy PAC i firmy Vallen) różnią się głównie filozofią dotyczącą formy programów archiwizujących i obrabiających dane.

W przypadku firmy PAC programy do analizy danych z pomiarów wykorzystują głównie parametry energetyczne sygnału EA, analizę obrazu [139] oraz grupowanie sygnałów uwzględniających jeden z wielu algorytmów, np. k-średnich, FCM, najbliższego sąsiada [3, 6, 39, 142]. Analiza fal jest wykorzystywana jako narzędzie samodzielne, bądź jako uzupełnienie analizy obrazu tylko w wyjątkowych przypadkach (materiał jednorodny) [140].

Programy analizujące dane pomiarowe wykorzystywane przez firmę Vallen bazują natomiast głównie na analizie fal wykorzystując szybką transformację Fouriera oraz analizę falkową [99]. Analiza stanu technicznego konstrukcji betonowych z wykorzystaniem analizy falowej napotyka na poważne trudności wynikające z dużych zakłóceń kształtu fal spowodowanych niejednorodnością betonu. Dlatego też Kanji Ono (prywatna informacja) wyraził opinię, iż wykorzystując oprogramowanie firmy Vallen do analizy stanu technicznego konstrukcji betonowych należy być bardzo czujnym na błędy wynikające z zakłóceń rejestrowanych fal.

Ogólnie założenia programowe jak i procedury pomiarowe w obu programach są takie same, dlatego też sprzęt pomiarowy jak i oprogramowanie może być stosowane zamiennie.

Przystępując do jakichkolwiek badań metodą emisji akustycznej należy dobrać parametry pomiaru odpowiednie do postawionego problemu. Parametry te to:

- Charakterystyki czujników,
- Stopień wzmocnienia przedwzmacniaczy,
- Ustawienia filtrów,
- Wartości progowe amplitudy,
- Częstotliwość próbkowania,
- Czas rejestrowania sygnału.

Bazując na badaniach prowadzonych równoległe w ośrodkach naukowych w Japonii oraz Stanach Zjednoczonych, opracowano tam niezależnie od siebie zalecenia [10, 11, 12, 14, 174, 175, 177] dotyczące ustawień pomiarowych. Większość tych zaleceń jest wspólna dla procedury japońskiej i amerykańskiej.

W tabeli 3 przedstawiono parametry sprzętowe oraz programowe zalecane w obu omawianych procedurach.

Tabela 3

Parametry sprzętowe oraz programowe zalecane w obu procedurach w badaniach elementów betonowych

Porównywany parametr	Procedura japońska	Procedura amerykańska
Częstotliwość czujnika EA	60 kHz lub 150 kHz	150 kHz
Wzmocnienie na przedwzmacniaczu	40 dB	40 dB
Wartość progowa	45 dB	45 – 55 dB
Częstość próbkowania	1MHz	2 MHz
Czas pomiędzy końcem sygnału a początkiem następnego (HDT)	1000 μ s	400 μ s
Częstotliwość pomiarowa (ustawienia filtrów)	20 do 150 kHz	20 do 200 kHz
Czas martwy kanału (rear time)	50 – 200 μ s	50 – 200 μ s

3.2.2. Sprawdzenie czujników

Równie istotne jak odpowiednie ustawienie parametrów sprzętowych jest wykalibrowanie czujników EA [58]. Kalibracja polega na odczycie wartości parametrów sygnałów EA, generowanych przez wzorcowe źródło. Jako źródło powszechnie stosuje się łamanie grafitu ołówka firmy *Pentel* o średnicy 0,3 mm i twardości 2H, ustawionego pod kątem 30 stopni do powierzchni badanego elementu. Długość wysuniętego grafitu powinna wynosić około 2,5 mm [10, 11, 12, 14, 106, 173, 174].

W przypadku pomiarów z użyciem wielu czujników procedura amerykańska zakłada, że wartość amplitudy sygnałów EA zarejestrowanych na poszczególnych kanałach nie powinna odbiegać od wartości średniej o więcej niż +4 dB. Dodatkowo podano typową wartość amplitudy w zależności od odległości czujnika od łamanego ołówka.

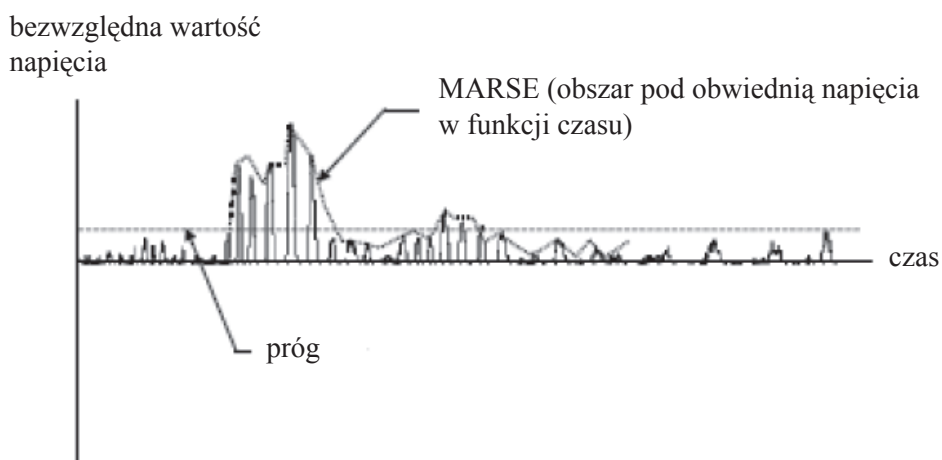
Procedura amerykańska proponuje również kalibrację czujników bazującą na wartości rejestrowanego parametru „mocy sygnału” (ang. *Signal strength*). Moc sygnału oznacza pole ograniczone obwiednią sygnału EA i występuje w jednostkach [pVs].

Moc sygnału może być zastąpiona inną wielkością – bezwzględną wartością napięcia (MARSE, ang. *Measured area of the rectified signal envelope*) oznaczaną symbolem S_r [161]. Wielkość ta definiowana jest wzorem (3.1):

$$S_r = \int_{t_1}^{t_2} f_r(t) dt \quad (3.1)$$

gdzie: f_r - funkcja opisująca obwiednię bezwzględnych wielkości sygnału.
 t_1 – czas, w którym obwiednia sygnału przekracza wyznaczony próg,
 t_2 – czas, w którym obwiednia sygnału schodzi poniżej wyznaczonego progu.

Graficzna interpretacja parametru MARS zaprezentowana została na rysunku 6.



Rys. 6. Graficzna interpretacja parametru MARS.

Przyjmuje się, że MARSE można stosować w miast zamiennie z parametrem „mocy” sygnału. Pewne niewielkie różnice pomiędzy nimi mogą wynikać z asymetrii sygnału oraz z różnych wartości t_1 i t_2 dla części „ujemnej” i „dodatniej” sygnału.

Do stosowania metody kalibracji czujników opartej o „moc” sygnałów konieczne jest generowanie sygnałów wzorcowych o ustalonej amplitudzie, na przykład łamiąc szklaną kapilarę lub wzbudzając sygnał przy użyciu lasera. Dla takich sygnałów odczytuje się wartości ich „mocy”. Należy podkreślić, że zastosowanie tych metod w warunkach polowych jest utrudnione czy wręcz niemożliwe. Ten sposób kalibracji czujników zalecany jest do stosowania w warunkach laboratoryjnych.

W tabeli 4 przedstawiono wartości parametrów uzyskanych podczas kalibracji czujników metodą wzbudzania laserowego sygnału EA.

Tabela 4.**Parametry sygnałów EA [14]**

Amplituda sygnału wejściowego [dB]	Moc sygnału [pVs] x 10⁵	Współczynnik proporcjonalności
45	25	1,0
55	79	3,2
65	251	10,0
75	791	31,6

Objaśnienia do tabeli 4:

- sygnał wejściowy jest to sygnał umowny o znanej amplitudzie, częstotliwości 150kHz, i czasie trwania 1ms,
- współczynnik proporcjonalności jest to stosunek siły sygnału wejściowego do siły sygnału o częstotliwości 150kHz, czasie trwania 1ms i amplitudzie większej o 5dB od amplitudy progowej.

Należy powiedzieć, że kalibracja czujników EA w oparciu o moc sygnału jest zbyt skomplikowana i czasochłonna, by stosować ją bezpośrednio przed każdym pomiarem. Zasadne jest natomiast okresowe stosowanie jej w warunkach laboratoryjnych, w celu sprawdzenia poprawności pracy aparatury i stanu czujników.

3.2.3. Zastosowanie emisji akustycznej w badaniach obiektów mostowych - przegląd

Emisja akustyczna (EA) jest jedną z najnowszych metod nieniszczących i co za tym idzie stosunkowo słabo rozpowszechnioną. W różnych ośrodkach naukowych na całym świecie rokrocznie powstaje wiele publikacji dotyczących jej zastosowania [51, 104, 105, 107, 121, 128, 136, 141, 160]. Podstawowe organizacje zajmujące się tworzeniem norm i zaleceń dotyczących EA to: Amerykańskie Stowarzyszenie Badań i Materiałów (ASTM), Amerykańskie Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników (ASME), Amerykańskie Stowarzyszenie Badań Nieniszczących (ASNT), Międzynarodowa Organizacja Standaryzująca (ISO), Europejskie Centrum Normalizacyjne (CEN) czy Europejskie Stowarzyszenie Użytkowników Emisji Akustycznej (EWGAE). Podstawowe wiadomości zawarte w publikowanych pracach dotyczą zagadnień kalibracji aparatury i czujników, sposobu mocowania czujników, terminologii, kwalifikacji personelu. Niestety wciąż brak przejrzystych i jednolitych instrukcji dotyczących przeprowadzenia zasadniczej części pomiaru oraz analizy wyników. Praktycznie każda z instytucji zajmująca się badaniami metodą emisji akustycznej

opracowuje własne propozycje procedur pomiarowych i ich interpretacji, uwzględniając wyniki badań laboratoryjnych i terenowych.

Definicje pojęć związanych z emisją akustyczną są wspólne dla wszystkich opracowań dotyczących EA.

Procedury emisji akustycznej stosowane w badaniach nieniszczących elementów i konstrukcji z betonów zbrojonych publikowane są od lat 80-tych ubiegłego wieku. Opracowania opublikowane między innymi przez *The Ferguson Structural Engineering Laboratory – The University of Texas at Austin* (zwana dalej procedurą amerykańską) [14, 161] czy też *The Japanese Society of NDI* (zwana dalej procedurą japońską) [174, 175, 176, 177], opisują sposób prowadzenia pomiarów metodą EA wyłącznie na belkach strunobetonowych, bądź żelbetowych [146]. Należy zauważyć również, iż oba dokumenty – japoński i amerykański, podają te same źródła sygnałów EA w elementach wykonanych z betonu zbrojonego. Są to:

- powstawanie mikrorys,
- powstawanie i propagacja pęknięć,
- zamykanie się pęknięć (tarcie na granicy beton-beton),
- tarcie na granicy beton-zbrojenie,
- uplastycznienie i pęknięcia zbrojenia.

3.2.4. Kryteria oceny stopnia uszkodzenia elementów konstrukcji na podstawie pomiarów metodą EA

Dotychczas (2007) opracowano dwie procedury badania uszkodzeń elementów betonowych konstrukcji metodą emisji akustycznej, znane jako procedura japońska i amerykańska.

✦ Procedura japońska

Badaniami, których wyniki zostały wykorzystane przy opracowaniu kryteriów oceny stanu technicznego belek żelbetowych w Japonii, zajmował się Masayatsu Ohtsu z Uniwersytetu Kumamoto. Na podstawie badań przeprowadzonych w kierowanym przez Niego ośrodku, opracowany został projekt normy zatytułowany *Recommended Practice for In-Situ Monitoring of Concrete Structures by Acoustic Emission (2000)*.

W swoich badaniach Ohtsu wykorzystywał czujniki rezonansowe o następujących częstotliwościach [108, 111]:

- 60kHz – do monitoringu znacznych obszarów,
- 150kHz – do monitoringu niewielkich obszarów.

W normie określone zostały warunki bezpiecznej pracy dla żelbetowych elementów konstrukcji. Ustalenia w normie poprzedzone były wcześniejszymi badaniami, na podstawie których zaproponował kryterium oceny stanu technicznego kon-

strukcji, bazując na wartości amplitudy zarejestrowanego sygnału skorelowanej z typowymi rodzajami uszkodzeń. Tak sformułowane kryterium pokazuje tabela 5.

Tabela 5

Parametry sygnałów AE dla poszczególnych rodzajów uszkodzeń [173, 174]

Rodzaj uszkodzenia	Amplituda [dB]	Czas trwania [μ s]
Mikropęknięcia w betonie	40-60	< 5000
Rozwój pęknięć	60-80	< 5000
Tarcie beton-beton	40-60	> 5000
Tarcie beton-zbrojenie	60-80	> 5000

OHTSU dzieli proces niszczenia elementów żelbetowych na trzy etapy:

1. Powstawanie mikropęknięć w strefie rozciąganej,
2. Rozwój pęknięć (także wskutek ścinania),
3. Odspojenie zbrojenia i tarcie na granicy beton-beton oraz beton-zbrojenie.

Każdemu z tych etapów przypisane są odpowiednie wartości parametrów emisji akustycznej. Wartości te przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6

Parametry EA dla różnych etapów niszczenia belek żelbetowych wg Ohtsu [175]

Etap niszczenia		Szerokość rys [mm]	Amplituda sygnałów EA [dB]	Współczynnik obciążenia	Intensywność EA w czasie odciążania
1.	Mikropęknięcia	0,12	40-60	> 1	Niska
	Wzrost mikropęknięć		80-100		
2.	Pęknięcia w strefie rozciąganej lub ścinanej	0,20	40-80	0,8 – 0,9	Średnia
3.	Odspojenie i tarcie	0,5	40-60	0,8	Wysoka

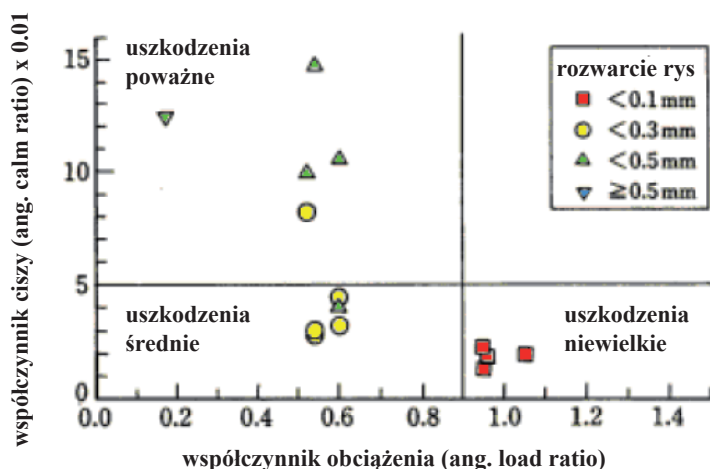
Badania prowadzone w latach następnych zweryfikowały to kryterium negatywnie, gdyż Ohtsu doszedł do wniosku, że ocena przeprowadzona tylko na tym jednym parametrze może prowadzić do błędnych decyzji. Zauważono bowiem, że różne procesy destrukcyjne wywołują powstawanie sygnałów o podobnych wartościach

amplitud. Dlatego wprowadzono inne kryterium oparte na dwóch parametrach, jakim są współczynnik obciążenia (ang. *load ratio*) oraz współczynnik ciszy (ang. *calm ratio*) jak pokazuje rysunek 7.

W tym ostatnim przypadku sygnały EA generowane są w skutek tarcia powierzchni pęknięć. Tym samym liczba tych sygnałów jest skorelowana z liczbą powstałych uszkodzeń.

Współczynnik obciążenia definiuje się jako stosunek obciążenia, przy którym pojawiają się sygnały EA w kolejnym etapie obciążenia, do wartości poprzedniego obciążenia. Natomiast współczynnik ciszy jest definiowany jako stosunek EA podczas odciążenia do EA w czasie obciążenia poprzedzającego odciążenie. Jeżeli konstrukcja jest obciążana i pozostaje w zakresie pracy bezpiecznej, to nie obserwujemy aktywności EA w procesie odciążania. Jeżeli badany obiekt jest uszkodzony, to współczynnik obciążenia osiąga wartość poniżej 1, a aktywność akustyczna wzrasta nawet przy niższych poziomach obciążenia, co powoduje wzrost wartości współczynnika ciszy. W badaniach tych brak jest informacji o wartości momentu maksymalnego (M_{max}) czy minimalnego (M_{min}) w odniesieniu do momentu niszczącego (M_u).

Wartości obu parametrów zostały skorelowane z szerokością rys (ang. *crack-mouth opening displacement CMOD*). Maksymalne wartości CMOD obserwowano na belce, kiedy współczynnik obciążenia osiągał wartości niższe niż 0,9, a współczynnik ciszy był niższy od 0,05. Kiedy konstrukcja pracuje stabilnie wówczas występuje efekt Kaisera [173, 174], a mierzone szerokości rys zawierają się w przedziale od 0,1 do 0,2 mm. Kryterium to ma poważne ograniczenia wynikające z konieczności kontrolowania obciążenia w czasie wyznaczania wartości tych parametrów. Kryterium to nie może być stosowane w diagnozowaniu obiektów, jeśli badania prowadzone są w warunkach normalnej eksploatacji.



Rys. 7. Klasyfikacja uszkodzeń w zależności od współczynnika obciążenia i ciszy [174].

✦ Procedura amerykańska

Inne podejście przy tworzeniu procedury badawczej przyjęli Amerykanie. Ograniczyli się tylko do kryteriów dotyczących belek strunobetonowych.

Procedura amerykańska zaleca badanie wybranych odcinków (strefy przypodporowe oraz środek rozpiętości belki), a nie całych belek. Sygnały spoza wyselekcjonowanych odcinków pomiarowych należy wyeliminować poprzez zastosowanie czujników strzegących (ang. guard sensors). Czujniki te należy tak rozmieścić, aby otaczały całą badaną strefę pomiarową. Ich zastosowanie wyklucza rejestrację sygnałów powstałych poza mierzonym obszarem oraz pozwala wyeliminować szumy z otoczenia.

Zgodnie z procedurą w trakcie pomiaru należy rejestrować następujące parametry EA [14, 161]:

- Amplitudę,
- Czas trwania sygnału EA,
- „Moc” sygnału EA,
- Wartość obciążenia.

Jako podstawowe kryteria oceny stanu technicznego obiektów betonowych przyjęli współczynnik Felicity, liczba sygnałów EA powyżej 85 dB, oraz wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń (ang. historic index).

Kryteria te zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7

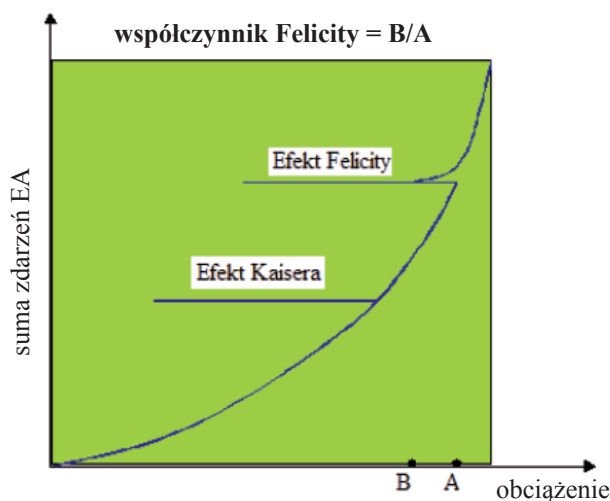
Kryteria oceny stanu belek strunobetonowych [14].

Kryterium oceny	Miejsce usytuowania obszarów pomiarowych					
	Wszystkie obszary		Strefa rozciągana		Strefa ścinana	
Intensywność emisji akustycznej	Nieznacząca	Miała	Ostrzegawcza	Wysoka	Ostrzegawcza	Wysoka
Współczynnik Felicity	Niemierzalny	Mierzalny	$\leq 0,95$	$\leq 0,60$	$\leq 0,90$	$\leq 0,60$
Maksymalna amplituda [dB]	\geq Wartości progowej	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75

Występujący w normie japońskiej parametr nazywany współczynnikiem obciążenia oraz w normie amerykańskiej współczynnik Felicity (WF) są tymi samymi parametrami. Ich graficzna interpretacja razem z współczynnikiem Kaisera pokazane

są na rysunku 8. Podczas gdy współczynnik Kaisera pokazuje brak nowych, aktywnych uszkodzeń, to współczynnik Felicity, jeśli jest mniejszy od jedności, wskazuje na uszkodzenie elementu. W normie amerykańskiej wartość $WF \leq 0,95$ przyjmuje się, jako ostrzegawczą, a $WF \leq 0,6$ jako awaryjną. Współczynniki te mogą być wyznaczone tylko wtedy, kiedy możliwa jest dokładna kontrola i sterowanie obciążeniem. W badaniu mostów praktycznie takiej możliwości nie ma, tak, że ocena w oparciu o te dwa współczynniki możliwa jest tylko w przypadku badania belek i to na specjalnych stanowiskach. Biorąc pod uwagę, że odejście od liniowości przy ponownym obciążeniu wykresu intensywności akustycznej jest trudne do zrealizowania, współczynnik Felicity definiuje się również jako stosunek obciążenia, przy którym pojawia się „znacząca” emisja akustyczna, do maksymalnego obciążenia [14]. Na rysunku 8 pokazano również wyznaczanie efektu Felicity oraz efektu Kaisera.

Pojawienie się „znaczącej” emisji akustycznej sygnalizowane jest tym, że wartość wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń (*WHRC*) przekracza 1,85 [161].



Rys. 8. Schemat pokazujący zasadę obliczania współczynnika Felicity

Wartość wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń obliczana jest według wzoru (3.2) [161]:

$$H(t) = \left(\frac{N}{N-K} \right) \frac{\sum_{i=K+1}^{i=N} S_{0i}}{\sum_{i=1}^{i=N} S_{0i}} \quad (3.2)$$

gdzie: N – liczba sygnałów EA zarejestrowanych w czasie t , S_{0i} – „moc” i -tego sygnału,
 K – współczynnik wyznaczony doświadczalnie.

Korzystając ze wzoru (3.2) należy pamiętać, że współczynnik K przyjmuje w przypadku belek zbrojonych i pełnowymiarowych następujące wartości, w zależności od liczby sygnałów N [161]:

- dla $N < 100$ - $K=0$,
- dla $100 \leq N \leq 500$ - $K=0,8N$,
- dla $N > 1000$ - $K=N-200$,

Natomiast współczynnik K dla belek betonowych niezbrojonych i modelowych, w zależności od liczby sygnałów N przyjmuje wartości [14, 161]:

- dla $N < 10$ - nie uwzględnia się,
- dla $10 \leq N \leq 15$ - $K=0$,
- dla $16 \leq N \leq 75$ - $K=N-15$,
- dla $76 \leq N \leq 1000$ - $K=0,8N$,
- dla $N > 1000$ - $K=N-200$,

Według Fowlera [161] nie określono granicy podziału pomiędzy belką modelową a pełnowymiarową oraz zbrojoną i niezbrojoną. Dlatego powoduje to możliwość dowolnej interpretacji a tym samym uzyskiwanie różnych wyników pomimo tych samych danych.

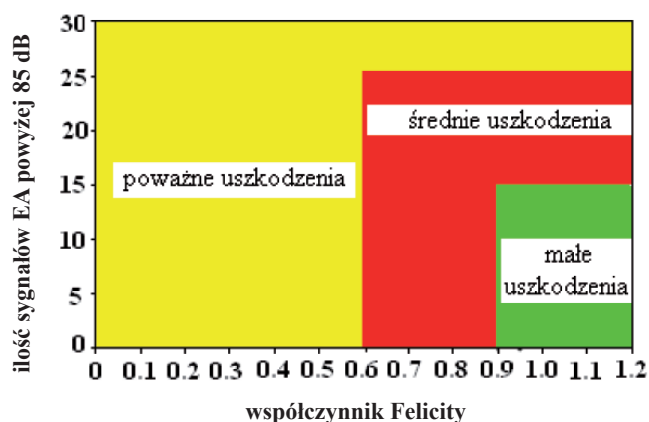
Dalsze decyzje, jakie należy podjąć na podstawie badań przeprowadzonych zgodnie z procedurą amerykańską, pokazane są w tabeli 8.

Tabela 8.

Interpretacja poszczególnych mierników intensywności EA [14,161]

Kategoria	Interpretacja
Nieznacząca	-
Mała	Dalsze badania nie są wymagane
Ostrzegawcza	Wymagane dalsze badania
Wysoka	Konieczna naprawa lub usunięcie elementu

Ośrodek teksański przedstawił również inny sposób oceny poziomu uszkodzenia belek, zwany kryterium Tinkeya-Fowlera, bazujący również na dwu parametrach, z których jeden to liczba sygnałów EA o amplitudzie wyższej niż 85 dB, a drugi to współczynnik Felicity. Kryterium rozróżnia trzy poziomy uszkodzenia, które pokazane są na rysunku 9 oraz w tabeli 9. Autorzy ci nie podają czasu wykonywania pomiarów sygnałów EA, dlatego również w tym przypadku wprowadzają pewną dowolność, a tym samym brak możliwości porównywania otrzymanych wyników.



Rys. 9. Graficzna ilustracja kryterium Tinkeya-Fowlera [161].

Tabela 9

Kryteria rozwoju uszkodzeń wg Tinkeya-Fowlera [161]

Poziom uszkodzenia	Współczynnik Felicity WF	Relacja logiczna	Liczba n sygnałów EA powyżej 85 dB
Małe	$> 0,9$	i	< 15
Średnie	$> 0,9$	i	$15 < n < 25$
		albo	
	$0,6 < WF < 0,9$	i	< 25
Poważne	$> 0,6$	i	> 25
		albo	
	$< 0,6$		

3.3. PODSUMOWANIE

Metoda emisji akustycznej (EA) jest jedną z najnowszych i co za tym idzie stosunkowo słabo rozpowszechnioną metodą diagnozowania urządzeń i konstrukcji technicznych. W różnych ośrodkach badawczych na całym świecie rokrocznie powstaje wiele publikacji dotyczących zastosowania tej metody. Dotyczą one np. kalibracji aparatury, sposobu mocowania czujników, itd. Niestety wciąż brak przejrzystych i jednolitych instrukcji dotyczących przeprowadzenia zasadniczej części pomiaru oraz analizy wyników. Praktycznie każda z instytucji zajmująca się badaniami metodą emisji akustycznej opracowuje własne normy i procedury pomiarowe, oparte na badaniach laboratoryjnych i terenowych. Procedury te stosowane w badaniach konstrukcji z betonu są trudne do zastosowania w warunkach badań polowych.

4. BADANIA WŁASNE

Jak wspomniałem w rozdziale trzecim, zapewnienie bezpieczeństwa mostów i wiaduktów strunobetonowych wymaga wprowadzenia nowych sposobów oceny ich stanu technicznego, które pozwolą na dokładniejszą ocenę nie tylko uszkodzeń zaistniałych, ale również mechanizmów destrukcyjnych wpływających na bezpieczeństwo podczas eksploatacji. Potrzebę taką zauważają użytkownicy, jak i administratorzy tych obiektów nie tylko w Polsce, ale również w krajach Unii Europejskiej i Stanach Zjednoczonych. Problem bezpieczeństwa był analizowany w kilku programach badawczych np. BRIME, COST, a ostatnio w pojawił się wśród tematów 7 Programu Ramowego w priorytecie „inteligentne autostrady”. Panuje powszechnie opinia, że problem może być rozwiązany tylko poprzez nowe podejście do monitoringu obiektów mostowych i analizy uzyskanych wyników. Prace w tym kierunku prowadzone są od kilkunastu lat i jedną z prób rozwiązania problemu jest opracowanie nowego systemu monitoringu obiektów mostowych [150 – 158]. Szczególną uwagę zwraca się na obiekty mostowe z betonów wstępnie sprężonych, jako konstrukcje, w których procesy prowadzące do obniżenia bezpieczeństwa użytkowania są najmniej rozpoznane [92, 93]. Jedną z propozycji rozwiązania tego problemu jest opracowanie nowej metodyki badań opartej na emisji akustycznej [155, 157, 158]. Przykłady badań prowadzonych w tym kierunku omówiłem w poprzednim rozdziale.

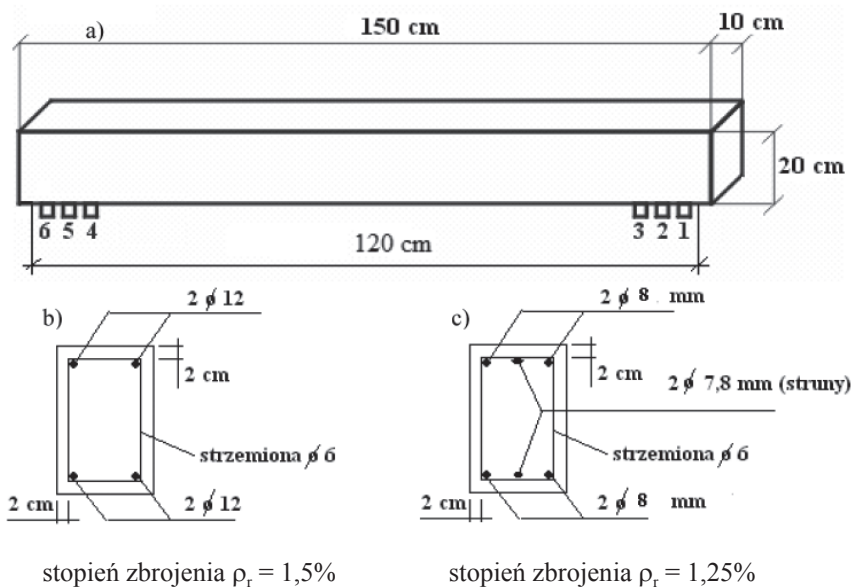
Problem diagnostyki mostów z betonów sprężonych jest również przedmiotem zainteresowań polskich zarządców sieci drogowych. Przykładem może być Świętokrzyski Zarząd Dróg Wojewódzkich, gdzie oprócz tradycyjnych technik badawczych dla wielu obiektów wykorzystano nowatorskie, niekonwencjonalne metody. Zachęteni przez administratorów niektórych sieci drogowych podjęliśmy studia nad nowymi technikami diagnostyki. Jedną z nich był prowadzony przeze mnie temat dotyczący diagnostyki wstępnie sprężonych konstrukcji betonowych metodą EA.

Badania rozpocząłem w roku 2000 od weryfikacji metod i procedur opisanych w literaturze. Motywacją były różnice w poszczególnych procedurach, wprowadzane częste zmiany przez ich autorów, jak również bardzo skromny materiał doświadczalny, który miał na celu potwierdzić przydatność propozycji. Sposób prowadzenia niektórych pomiarów jest bardzo trudny lub wręcz niemożliwy do zastosowania w warunkach polowych, a taki tylko sposób badań pozwala na obiektywną ocenę stanu technicznego dużych konstrukcji, jakimi są mosty i wiadukty.

4.1. WERYFIKACJA PROCEDURY JAPONSKIEJ I AMERYKAŃSKIEJ

Pierwsze własne badania prowadziłem w celu oceny przydatności opublikowanych dotychczas technik i projektów norm do diagnostyki stanu technicznego obiektów mostowych metodami EA.

Głównie badania wykonywane były na jednoprzęsłowych belkach żelbetowych oraz strunobetonowych. Belki były podparte swobodnie i obciążone w środku rozpiętości siłą skupioną. Wymiary belek oraz ich przekroje zaprezentowano na rysunku 10.

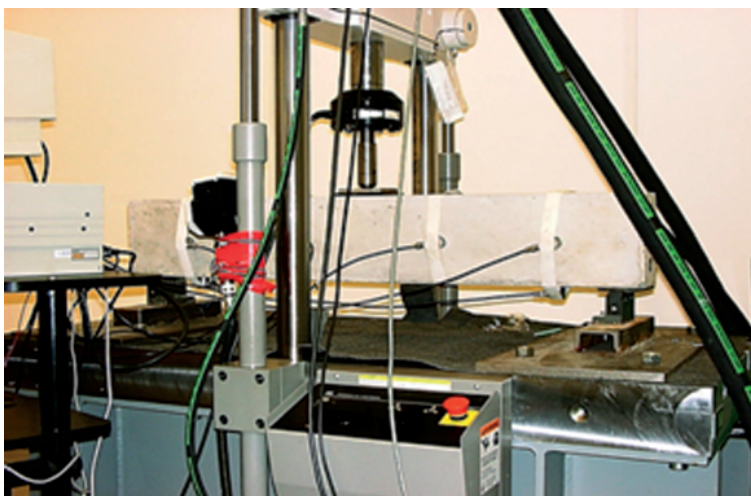


Rys. 10. Schemat belki modelowej:

- widok ogólny z wymiarami i czujnikami,
- przekrój belki żelbetowej wraz ze zbrojeniem,
- przekrój belki strunobetonowej wraz z rozmieszczeniem zbrojenia

4.1.1. Stanowisko do badań

Modele obciążono na hydraulicznej maszynie wytrzymałościowej MTS 322 o nośności 100 kN. Stanowisko umożliwiało sterowanie obciążeniem, jak i przemieszczeniem. Przeprowadzone badania były wykonane w wersji sterowania przemieszczeniem, tak jak ma to miejsce w badaniach opisanych w literaturze. W trakcie pomiarów rejestrowano wartość siły obciążającej, przemieszczenia belki oraz parametry EA. Widok maszyny wraz modelem belki pokazany jest na fotografii 13



Fot. 13. Stanowisko do badań modeli belek obciążonych siłą skupioną w środku rozpiętości

Jak wcześniej zaznaczono, zarejestrowane wyniki uwarunkowane są ustawieniami aparatury oraz charakterystyką czujników.

Celem wybrania czujników rezonansowych o właściwej charakterystyce przeprowadzono wstępne badania z wykorzystaniem czujników szerokopasmowych w zakresie 30-80 kHz oraz 100-1200 kHz, aby wyznaczyć widma częstotliwościowe uwzględniające niejednorodność betonu.

Badania wykazały, że częstotliwość generowanych sygnałów wynosi około 50 kHz. Dlatego zdecydowano się dalsze pomiary wykonywać czujnikami rezonansowymi o częstotliwości 55 kHz, które charakteryzują się znacznie wyższą czułością w porównaniu do czujników szerokopasmowych.

Oprócz czujników rezonansowych 55 kHz w szczególnych przypadkach, gdy zależy nam na dokładnej lokalizacji źródła EA, można stosować czujniki rezonansowe o częstotliwości 150 kHz. Sygnały w tym paśmie częstotliwości są silniej tłumione w ośrodku, jakim jest beton, jednak nie są zniekształcane przez przypadkowe źródła akustyczne. Między innymi stosowanie tych czujników jest celowe w przypadku lokalizacji i wyznaczania typów pęknięć [111, 123, 174, 176, 177]. Głównie chodzi o stwierdzenie przyczyn powstawania rys (siły poprzeczne czy moment zginający).

Powyższe badania prowadzone w laboratorium Politechniki Świętokrzyskiej potwierdziły poprawność doboru czujników w obu procedurach.

Rożmieszczenie czujników i ich numerację w badaniach modelowych belek pokazano w tabeli 10.

Tabela 10

Oznaczenie czujników emisji akustycznej zastosowanych w badaniach modelowych

Nr	Typ	Rodzaj	Częstotliwość [kHz]
1.	SE 55 – R	rezonansowy	55
2.	VS 150 – RI	rezonansowy	150
3.	VS 30 – V	rezonansowy	30 – 80
4.	VS 30 – V	rezonansowy	30 – 80
5.	VS 150 – RI	rezonansowy	150
6.	SE 55 – R	rezonansowy	55

Sygnaly wykrywane przez czujniki po wzmacnieniu przez przedwzmacniacz (urządzenie może być elementem oddzielnym bądź wbudowanym w czujnik) są rejestrowane i przetwarzane przez procesor emisji akustycznej.

Poprawne zarejestrowanie sygnałów wymaga odpowiedniego ustawienia aparatury pomiarowej zwłaszcza czasu martwego oraz HDT. Inne ustawiane parametry to filtry częstotliwościowe, umożliwiające odcięcie sygnałów zakłócających, oraz częstość próbkowania, która wpływa na liczbę odczytów charakteryzujących kształt sygnału.

Procesor umożliwia wyznaczenie wartości poszczególnych parametrów charakteryzujących sygnał, a pośrednio także źródło EA.

Błędy w ustawieniu aparatury mogą spowodować albo niezarejestrowanie pewnych danych, bądź rejestrowanie niepełnych wyników. Równie niebezpieczne jest ustawienie maksymalnych wielkości parametrów, gdyż w konsekwencji możemy otrzymać pliki z tak dużą ilością danych, której nie będziemy w stanie przeanalizować.

Porównanie ustawień aparaturowych oraz sprzętowych dla procedury amerykańskiej i japońskiej oraz badań polskich można zobaczyć w tabeli 11.

Tabela 11

Parametry sprzętowe oraz programowe zalecane w procedurze polskiej, japońskiej i amerykańskiej dla analizy belek żelbetonowych i strunobetonowych [14, 147, 157, 161, 175, 176].

Porównywany parametr	Procedura japońska	Procedura polska	Procedura amerykańska
Częstotliwość czujnika EA	60 kHz 150 kHz	55 kHz 30 – 80 kHz 150 kHz	150 kHz
Długość kabla pomiędzy czujnikiem a przedwzmacniaczem	Brak danych	$\leq 1\text{m}$	1.50 m
Wzmocnienie na przedwzmacniaczu	40 dB	40 dB	40 dB
Długość kabla pomiędzy przedwzmacniaczem a komputerem	150 m	150 m	150 m
Wartość progowa	45 dB	35- 45 dB	45-55 dB
Częstość próbkowania	1MHz	1MHz	2MHz
Czas pomiędzy końcem sygnału a początkiem następnego (HDT)	1000 μs	400 μs	400 μs
Częstotliwość pomiarowa (ustawienia filtrów)	20 do 150 kHz	20 do 200 kHz	20 do 200 kHz
Czas martwy kanału (rear time)	50 – 200 μs	50 – 100 μs	50 – 200 μs

Widać, że propozycje zawarte w tych trzech opracowaniach niewiele odbiegają od siebie, co potwierdza słuszność przyjętych założeń.

4.1.2. Kryteria zaproponowane w procedurach japońskiej i amerykańskiej w świetle badań autora monografii

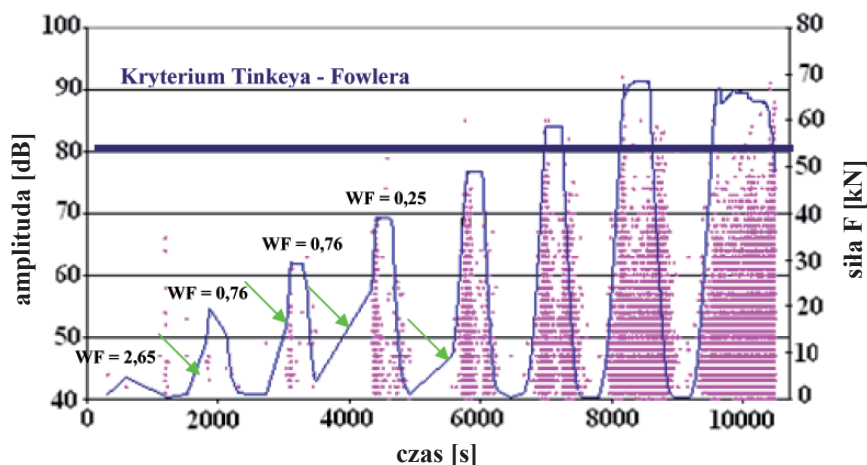
Kolejnym etapem, po ustaleniu warunków pomiaru, jest sprawdzenie przydatności metod i kryteriów oceny stanu technicznego elementów konstrukcji, proponowanych w literaturze.

Doświadczenia te wykonane były głównie na 10 wspomnianych wcześniej (rys. 10) belkach modelowych. Badanie polegało na cyklicznym obciążaniu i odciążaniu do zera, przy zwiększającym się obciążeniu w każdym cyklu. Przyrosty

obciążenia wynosiły 10 kN. Po osiągnięciu maksymalnej siły w cyklu lub odciążeniu utrzymywano obciążenie na stałym poziomie przez okres 5 min. W czasie próby rejestrowano w sposób ciągły sygnały emisji akustycznej bez poddawania ich obróbce statystycznej. Badania te dodatkowo miały na celu wybór parametrów EA, mogących opisywać procesy destrukcyjne w obciążanym elemencie. Dlatego rejestrowano ich 12.

Zarejestrowane wyniki emisji akustycznej przedstawiane są w formie graficznej łącznie z wykresem obciążenia. Wyniki emisji akustycznej mogą być prezentowane w formie wykresów sumacyjnych, intensywności i punktowych. Aktywność akustyczną przedstawiona jest poprzez jeden z parametrów EA, np. (energia, amplituda, czas trwania sygnału EA, czas narastania EA, moc sygnału) charakteryzujących sygnał emisji akustycznej. W tej monografii aktywność emisji akustycznej prezentowana na punktowych wykresach mocy sygnału w funkcji czasu.

Przykładem otrzymanych wyników badań jest wykres emisji akustycznej towarzyszący obciążaniu belki modelowej (rys.10a) pokazany na rysunku 11.



Rys. 11. Wykres punktowy amplitudy sygnałów emisji akustycznej oraz obciążenia w funkcji czasu (kolorem niebieskim oznaczono przebieg obciążenia), WF- współczynnik Felicity.

Program graficzny procesora EA umożliwia różne formy prezentacji graficznej wyników, co ułatwia ich analizę. W tym przypadku zastosowano rejestrację obciążenia tylko z chwilą pojawienia się sygnału emisji akustycznej. Odcinki wykresów obciążenia w czasie, gdy aparatura nie rejestrowała EA aproksymowane są prostymi, co widać w pierwszych cyklach (rys.11). Taki sposób pomiaru umożliwia ocenę jakości belki poprzez zastosowanie współczynnika obciążenia (efekt Felicity). Na przykładzie tej belki wyznaczyłem współczynniki Felicity dla pierwszych czterech

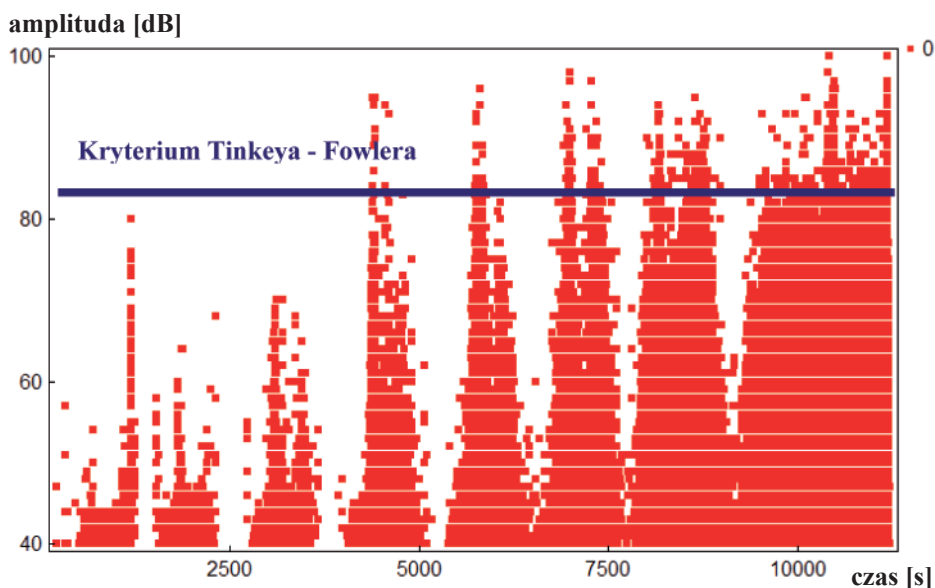
cykli. Widać, że współczynnik Felicity w pierwszym cyklu obciążania osiąga wartość $WF = 2,65$, co zgodnie z kryteriami zawartymi w obu prezentowanych procedurach oznacza element nieuszkodzony. Przy wartości obciążenia równego $0,28$ i $0,43 P_n$ współczynnik WF jest równy $0,76$ oraz brak jest sygnałów EA o amplitudzie > 85 dB, co zgodnie z kryterium Tinkeya-Fowlera oznacza, że poziom uszkodzenia tego elementu należy uznać za średni. Natomiast zgodnie z kryterium podanym przez Ohtsu [175] element ten jest poważnie uszkodzony. Trzecie kryterium, podawane w pracy [14], badany element klasyfikuje na poziomie ostrzegawczym. Przy obciążeniu 40 kN wartość współczynnika Felicity wynosi już $0,25$, czyli zgodnie z tymi trzema wymienionymi wyżej kryteriami element jest zakwalifikowany do grupy poważnie uszkodzonych. Obserwując jednak rysunek 11, widać, że belka nadal pracuje przy wzroście obciążenia o następne 28% . Dopiero po osiągnięciu siły ~ 70 kN następuje wzrost szerokości rys ponad normową wartość dopuszczalną. Następny cykl obciążeniowy doprowadza do utraty nośności belki w wyniku zmiażdżenia i rozkruszenia betonu. W chwili zniszczenia belki, siła osiąga niższą wartość niż w poprzednim cyklu, natomiast wzrasta intensywność generowanych sygnałów EA.

Przeprowadzone badania wykazały, że podejmowanie decyzji o stanie technicznym konstrukcji na podstawie tylko współczynnika obciążenia (WF) może prowadzić do błędnych wniosków, wskazując na poważne uszkodzenia belki, pomimo że obciążenie osiągnęło 57% siły niszczącej. Zastrzeżenia dotyczą liczby poziomów uszkodzeń. Rzeczywista siła niszcząca jest $\sim 30\%$ wyższa od siły wyznaczonej wg kryterium WF dla tej belki. Ponadto stosowanie tego kryterium wymaga dokładnego określania wartości obciążenia, co jest możliwe tylko w warunkach laboratoryjnych. Pomiar obciążenia przy normalnym ruchu ulicznym jest utrudniony, a wręcz niemożliwy do przeprowadzenia.

Drugim kryterium poddanym przez mnie weryfikacji było wnioskowanie o stanie technicznym konstrukcji na podstawie wartości amplitud sygnałów EA oraz intensywności ich przyrostu. Uważam, po przeprowadzonych przeze mnie badaniach na belkach modelowych, że to kryterium nie w pełni odzwierciedla rzeczywistość.

W warunkach laboratoryjnych pojawienie się i rozwój rys obserwujemy już, przy sygnałach EA o amplitudzie ~ 70 dB. Często pojawienie się tych sygnałów wcześniej informuje o miejscu powstania rysy, zanim można je zauważyć na powierzchni belki. W przypadku belek strunobetonowych typu WBS jest to przy obciążeniu 10% niższym niż wielkość obliczeniowego momentu rysującego. Rysunek 12 prezentuje wykres punktowy amplitudy w funkcji czasu zarejestrowany podczas obciążania cyklicznego prowadzącego do zniszczenia. Kolorem granatowym zaznaczono progową wartość kryterium amplitudowego według Tinkeya-Fowlera. Rysunek ten prezentuje wyniki badań uzyskane na identycznej belce, jak w poprzednim przypadku, w takich samych warunkach. Pomimo tego wartości amplitudy są inne. Porównując rysunek 11 i 12 można zastanawiać się nad celowością proponowanych

kryteriów amplitudowych i współczynnika Felicity proponowanych w procedurach japońskiej i amerykańskiej, tym bardziej, że baza danych dostępnych w literaturze jest bardziej niż skromna.



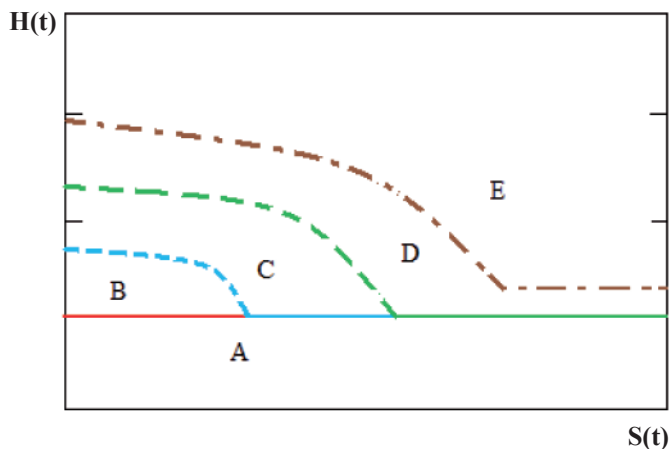
Rys. 12. Przykładowy wykres amplitudy w funkcji czasu przy różnym poziomie obciążenia wraz z przyjętymi kryteriami wzrostu pęknięć.

Dlatego też wnioskowanie na podstawie wartości amplitudy wymaga od osób oceniających obiekt znacznego doświadczenia w badaniach z użyciem EA oraz wiedzy z zakresu teorii konstrukcji. Jednakże nawet wysokie kwalifikacje nie pozwalają na rzetelną ocenę stanu technicznego konstrukcji bez możliwości porównania wyników z wcześniejszymi badaniami podobnych obiektów.

Początkowe propozycje zastosowanie metody EA ograniczały się do stosowania emisji, jako wskaźnika sygnalizującego zmiany w procesach destrukcyjnych, bez analizy na tej podstawie stanu technicznego obiektu. Miarą były tutaj załamania na wykresach sumacyjnych EA, pojawienie się określonej liczby sygnałów o wysokich wartościach parametrów (np. amplituda) oraz wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń. Ocena stopnia zagrożenia konstrukcji podejmowana była na podstawie dodatkowych badań, wykonywanych innymi metodami, lub na podstawie porównania z emisją akustyczną zarejestrowaną podczas próby niszczącej innego elementu.

Dalszym rozwinięciem tej grupy metod jest metoda dwuparametrowa, metoda wykorzystująca wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń $H(t)$ oraz stopień zagrożenia

$S(t)$. W metodzie tej płaszczyznę $H(t)$ od $S(t)$ podzielono na pola odpowiadające różnym stopniom zagrożenia od A do E. Przykład zaprezentowano na rysunku 13.

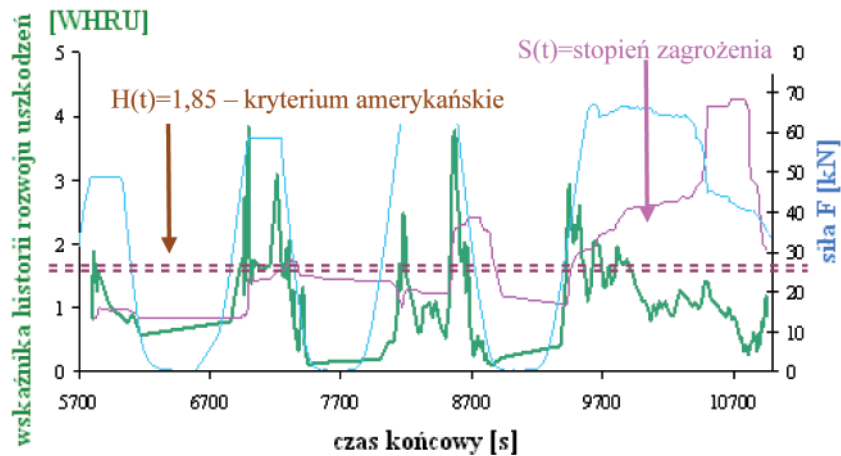


Rys. 13. Klasa uszkodzenia belki w zależności od wartości wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń $H(t)$ i stopnia zagrożenia $S(t)$ [11, 109, 110].

Podział przeprowadzony został na podstawie badań różnych typów belek [109,110]. W niektórych przypadkach uzyskane wyniki w sposób realny odzwierciedlały stan obiektu, natomiast w większości przypadków uzyskane wyniki nie potwierdzały poprawności przyjętych kryteriów. Uwaga ta dotyczy zarówno wartości $H(t)$, jak i $S(t)$. Dobrze to ilustruje przykład pokazujący oba te parametry w czasie cyklicznego obciążania belek modelowych.

W omawianym przypadku (rys.14) nie widać korelacji pomiędzy wskaźnikiem historii rozwoju uszkodzeń $H(t)$ i stopniem zagrożenia $S(t)$ a obciążeniem i procesami destrukcyjnymi wywołanymi przez te zjawiska.

Wskaźnik $H(t)$ jest stosowany również w przypadku stosowania kryterium współczynnika Felicity, jako indyktor sygnalizujący początek znaczącej emisji akustycznej w drugim cyklu obciążenia. Jako poziom bazowy w procedurze amerykańskiej przyjęto wartość $H(t) > 1,85$. Wyniki uzyskane na podstawie kryterium wykorzystującego tylko parametr WHRU mogą być obarczone dużym błędem, wynikającym z dowolności doboru sygnałów, jak i ich liczby poddanej analizie. Obserwując dane zawarte na rysunku 11 widać, że zgodnie z amerykańskim kryterium WHRU teoretycznie dopiero przy obciążeniu równym 70% siły niszczącej pracę konstrukcji można uznać za niebezpieczną. Nie w pełni odzwierciedlało to rzeczywistość, gdyż pierwsze zarysowania zostały zauważone już przy 40% siły niszczącej, a gwałtowny wzrost zarysowań na belce pojawił się po przekroczeniu około 50% siły niszczącej.



Rys. 14. Wykres WHRU (oznaczony kolorem zielonym), stopnia zagrożenia (oznaczony kolorem czerwonym) i siły (oznaczonej kolorem niebieskim) w funkcji czasu. Przerywana linia brązowa oznacza kryterium amerykańskie.

Widok niszczonej belki z rysami można zobaczyć na fotografii 14



Fot. 14. Widok belki z rysami przy obciążeniu sięgającym 0,5 siły niszczącej.

4.1.3. Zasady wykonywania pomiarów

Procedury, zarówno amerykańska jak i japońska, nie określają, w jaki sposób należy rozmieszczać czujniki pomiarowe, w jakim czasie należy prowadzić monitoring oraz nie podają warunków precyzujących sposób obciążania obiektu poddanego badaniu. W projekcie normy japońskiej [177] brak jest na ten temat informacji, natomiast w normie amerykańskiej [14] oraz w pracy Tinkeya i Fowlera [161] wspomniano, że czujniki należy rozmieścić tylko w strefie maksymalnego momentu oraz maksymalnej siły tnącej. Nasze doświadczenia wskazują, że w dużych elementach silna emisja akustyczna nie zawsze jest generowana w strefach maksymalnych sił przekrojowych. Dlatego sposób rozmieszczania czujników powinien być ściśle sprecyzowany. Uwaga ta dotyczy zarówno sposobu umieszczania czujników na konstrukcji, jak i odległości pomiędzy nimi. Ta ostatnia uwaga wynika z potrzeby uniknięcia zniekształcenia sygnału EA na drodze źródło EA czujnik [22].

4.1.4. Podsumowanie

Analizując metody i procedury EA stosowane w diagnostyce konstrukcji betonowych widać, że ich koncepcje ciągle ulegają zmianom wraz z doświadczeniem, jakie ich autorzy nabywają. I tak założenia przyjęte przez Ohtsu na początku lat 90 [112, 113, 114] ubiegłego wieku, obecnie są przez niego zmieniane i uzupełniane, np. korelacja pomiędzy szerokością rys a wartością amplitudy. Obecnie wycofał się z tego pomysłu uznając go za mało wiarygodny. Innym przykładem jest wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń (WHRU) zaproponowany przez Tinkeya i Fowlera [161]. Tutaj na przestrzeni lat zmieniają się kryteria dotyczące liczby sygnałów poddawanych analizie, oraz pojęcie wartości krytycznej parametru, na podstawie której ocenia się poziom uszkodzenia. I w tym przypadku do dnia dzisiejszego brak jest merytorycznego uzasadnienia przyjętych założeń.

Należy podkreślić, że stosowanie zaproponowanych kryteriów w pewnych szczególnych przypadkach, takich jak: badania próbek, modeli, małych elementów konstrukcyjnych na stanowiskach laboratoryjnych, daje właściwe wyniki, co potwierdzili Kanji Ono i L. Gołaski w swoich pracach [109, 110]. Jednakże wskazali oni, że w przypadku badania obiektów mostowych uzyskanie poprawnych wyników jest bardzo utrudnione z powodu wielu problemów, wynikających z pomiaru w warunkach polowych [155, 157, 158].

Większość obecnie stosowanych procedur i metod EA bazuje na dokładnym pomiarze obciążenia według ściśle określonego schematu. Dodatkowo procedury opracowane są dla tylko dla wybranych elementów przebadanych w warunkach laboratoryjnych.

Natomiast stan techniczny obiektów mostowych należy oceniać w warunkach ich pracy, z uwzględnieniem wpływu otoczenia. Warunki te nie są możliwe do ujęcia w sposób deterministyczny, lecz są procesem losowym.

Oceniając konstrukcję należy uwzględnić także współdziałanie różnych elementów konstrukcji, jak i wzajemne oddziaływanie defektów obecnych w obiekcie. Dlatego obecne procedury oparte na precyzyjnym sterowaniu obciążeniem utrudniają prowadzenie diagnostyki dużych obiektów budowlanych w warunkach polowych. Od stosowanych obecnie metod i procedur oczekuje się raczej informacji umożliwiających na ich podstawie wnioskowanie o wpływie rejestrowanych defektów na nośność i trwałość konstrukcji.

W warunkach, w jakich pracują obiekty mostowe, ocena na podstawie obecnych kryteriów bazujących na pojedynczych parametrach sygnałów akustycznych nie stwarza szans na rozwiązanie problemu [171], co powoduje, że niezbędnym staje się stworzenie nowej koncepcji oceny stopnia uszkodzenia.

Taką możliwością stwarza zastosowanie techniki emisji akustycznej z wykorzystaniem analizy procesów destrukcyjnych zachodzących w elementach konstrukcji budowlanych.

Każdy proces destrukcyjny jest źródłem emisji akustycznej, które jest charakteryzowane poprzez parametry rejestrowanego sygnału. Wielkości te umożliwiają klasyfikację sygnałów, a tym samym procesów destrukcyjnych. Im więcej parametrów EA zostało zapisanych, tym dokładniejsza jest identyfikacja procesu, lecz tym trudniejsza i bardziej pracochłonna jest sama klasyfikacja [63].

4.2. WIELOPARAMETROWA ANALIZA SYGNAŁÓW EA METODĄ ROZPOZNAWANIA OBRAZÓW

Do klasyfikacji sygnałów wykorzystałem program NOESIS wersja 4.0. Bazuje on głównie na metodzie rozpoznawania obrazu (ang. *pattern recognition*) [13, 32, 57, 120, 159], w dwóch wersjach: z arbitralnym podziałem na klasy (ang. *unsupervised*) - USPR [86] i samouczący się, w którym podział na klasy odbywał się z wykorzystaniem sygnałów wzorcowych (ang. *supervised*) – SPR [48].

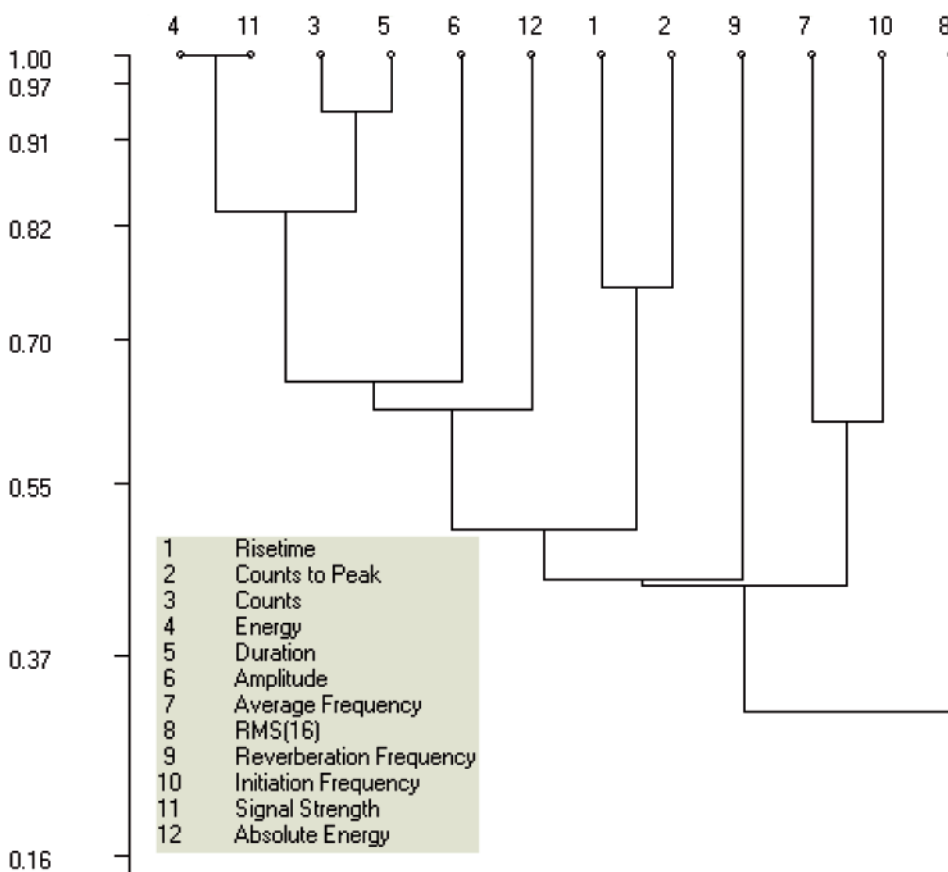
W pierwszym przypadku analizę wzorców arbitralnych wykorzystujemy głównie w przypadku tworzenia bazy danych sygnałów wzorcowych, jeżeli nieznana jest liczba klas. Drugą metodę stosujemy, kiedy dysponujemy sygnałami wzorcowymi charakteryzującymi dane procesy destrukcyjne. Sygnałami wzorcowymi są sygnały wcześniej zebrane w bazy danych, generowanych podczas niezależnych eksperymentów.

W przypadku metod statystycznych stosowanych do rozpoznawania obiektów, ważną sprawą jest optymalny wybór rejestrowanych parametrów emisji akustycznej. **Wiele parametrów emisji akustycznej wykazuje silną wzajemną korelację, co sprawia, że mogą one nieść te same informacje o źródle EA [142, 169]. Stopień korelacji pomiędzy parametrami EA wyznaczają tzw. dendrogramy.**

Przykład dendrogramu dla parametrów EA zarejestrowanych w trakcie badania belki strunobetonowej zaprezentowano na rysunku 15.

Posługując się dendrogramami możemy ograniczyć liczbę parametrów sygnałów EA w procesie klasyfikacji, co pozwala skrócić czas analizy.

Należy brać do analizy te parametry, które charakteryzują się niską wzajemną korelacją. Zestaw zmiennych diagnostycznych powinien być tak określony, by w sposób możliwie pełny charakteryzował najważniejsze aspekty badanego zjawiska [6, 119, 142, 159].



Rys. 15. Dendrogram określający stopień korelacji poszczególnym parametrów EA

Ważnym zagadnieniem mogącym wpływać na dokładność obliczeń, które należy także brać pod uwagę, jest liczba iteracji potrzebnej do uzyskania zadowalających wyników. Jak wskazują nasze doświadczenia, w analizie konstrukcji strunobetonowych wystarczająca liczba iteracji wynosi 10 000. Zmniejszenie tej liczby powodowało znaczny spadek dopasowania sygnałów w poszczególnych klasach natomiast zwiększenie spowalniało proces analizy, a uzyskane wyniki w niewielkim stopniu poprawiały dopasowanie.

Program NOESIS korzysta z różnych metod grupowania, przy czym instrukcja nie podaje wytycznych, co do wyboru jednej z nich. W naszych badaniach próbowano zastosować różne statystyki, jednakże najlepszą okazał się algorytm Fuzzy K-means.

Należy on do grupy nie hierarchicznych algorytmów grupowych. Jego istotą jest początkowy losowy wybór położenia środków grup. W kolejnych krokach iteracji, po obliczeniu funkcji przynależności poszczególnych punktów od środków grup, są one każdorazowo przeliczane [159]. Takie postępowanie powoduje, że środki grup szukają swoich prawidłowych położenia wykorzystując zależność (5.1):

$$\underline{\mu}_j = \frac{\sum_{i=1}^n P(\omega_i | \underline{x}_j)^b x_i}{\sum_{i=1}^n P(\omega_i | \underline{x}_j)^b} \quad (5.1)$$

gdzie: $P(\omega_i | \underline{x}_j)$ jest prawdopodobieństwem warunkowym przynależności i -go elementu do j -tej grupy, b – parametr, którego wartość musi być różna od 1,

Funkcja przynależności jest normalizowana według wzoru (5.2):

$$\sum P(\omega_i | \underline{x}_j) = 1 \quad (5.2)$$

gdzie: $j = 1, \dots, n$

Prawdopodobieństwo przynależności elementu do każdej z grup obliczane jest według wzoru (5.3):

$$P(\omega_i | \underline{x}_j) = \frac{\left(\frac{1}{d_{ij}}\right)^{\frac{1}{b-1}}}{\sum_{r=1}^c \left(\frac{1}{d_{rj}}\right)^{\frac{1}{b-1}}} \quad (5.3)$$

gdzie: $d_{ij}^2 = \|\underline{x}_j - \underline{\mu}_i\|^2$ jest odległością punktu \underline{x}_j od środka grupy $\underline{\mu}_i$.

Schemat działania algorytmu K-means można przedstawić w kilku punktach:

1. Losowe wyznaczenie środków poszukiwanych grup,
2. Obliczanie odległości punktów od środków grup,
3. Obliczenie wartości funkcji przynależności wszystkich elementów $P(\omega_i|x_j)$
4. Obliczanie środków grup μ_i ,
5. Jeżeli:
 - Brak zmian w μ_i oraz $P(\omega_i|x_j)$ - zwróć μ_1, \dots, μ_c
 - W przeciwnym wypadku powrót do pkt.2,

Niestety w przypadku tego algorytmu musimy obligatoryjnie narzucić liczbę grup. Jednakże szybkość obliczeń jak i dopasowanie z nawiązką rekompensują te niedogodności.

O ile metoda USPR klasyfikuje źródła EA na podstawie podobieństwa sygnałów bez przypisywania grupom odpowiednich mechanizmów, o tyle metoda SPR przyporządkowuje grupom określone procesy, pod warunkiem posiadania bazy sygnałów wzorcowych.

4.2.1. Baza sygnałów wzorcowych

Tworzenie bazy sygnałów wzorcowych obejmuje kilka etapów. Są to:

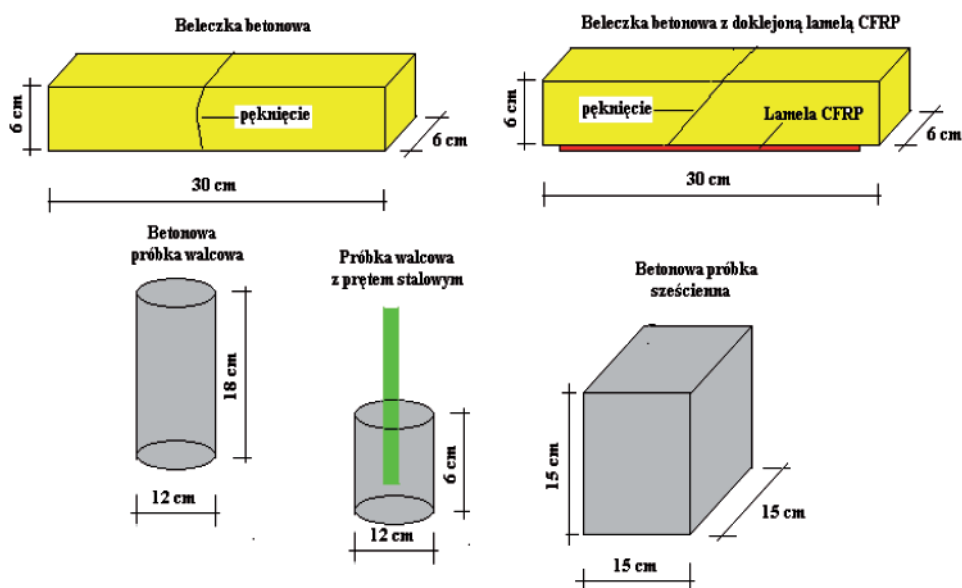
- generowanie sygnałów w laboratorium podczas niszczenia w określony sposób specjalnie zaprojektowanych próbek (belecзки, kostki sześciennie, walce),
- porównanie sygnałów otrzymanych na próbkach z sygnałami generowanymi w trakcie niszczenia belek modelowych (żelbetowych i strunobetonowych),
- weryfikacja sygnałów wzorcowych na podstawie wyników monitoringu obciążanych do zniszczenia dźwigarów strunobetonowych różnego typu i długości,
- ostateczna weryfikacja na wybranych elementach obiektu mostowego, podczas jego normalnej eksploatacji.

Charakterystyki sygnałów umieszczonych w bazie danych zawierają parametry geometryczne, energetyczne oraz częstotliwościowe sygnałów. Dodatkowo w bazie danych znajdują się typowe sygnały szumów.

Bazę sygnałów wzorcowych tworzyłem prowadząc szereg badań na różnych typach próbek i przy różnym sposobie obciążania, chcąc uzyskać dominację jednego z procesów destrukcyjnych, które mogą wystąpić w badanych obiektach betonowych. W przypadku tej monografii skupiono się na procesach, jakie mogą wystąpić w elementach strunobetonowych. Badania przeprowadzono na próbkach poddanych: zginaniu jedną siłą oraz dwoma siłami symetrycznie obciążającymi belkę, rozłupywaniu (próba brazylijska), ściskaniu (próbki walcowe i sześciennie), wrywaniu pręta z bloku betonowego (pręt gładki i żebrowany). Ponadto przeprowadzono próby

na kawałkach betonu z krawędziami ostrymi i gładkimi w celu otrzymania sygnałów wzorcowych imitujących procesy tarcia na granicy beton – beton i beton – zbrojenie.

Omawiane powyżej badania wykonano na beleczkach betonowych o przekroju prostokątnym o wymiarach 6 x 6 x 30 cm, próbkach o przekroju walca o średnicy 120 mm i wysokości 180 mm, próbkach o przekroju walca z zatopionymi prętami zbrojeniowymi $\varnothing 6$ i $\varnothing 12$ mm ze stali gładkiej St3SY oraz ze stali żebrowanej BS500, próbkach sześciennych 150 x 150 x 150 mm oraz modelowych belkach żelbetonowych i strunobetonowych o wymiarach 100 x 200 x 1500 mm. Próbki betonowe wykonano z mieszanki betonowej na kruszywie wapiennym i bazaltowym wytwarzanej w zakładzie prefabrykacji. Próbki wykonano z mieszanki betonowej o dwóch klasach betonu: B30 oraz B40. Wybór tych dwóch klas związany był z ich najczęstszym wykorzystaniem przy budowie obiektów mostowych. Przykładowe próbki pokazuje rysunek 16.



Rys. 16. Próbki stosowane w celu uzyskania sygnałów wzorcowych

Badania na beleczkach betonowych miały za zadanie wyselekcjonowanie sygnałów emisji akustycznej, generowanych w trakcie powstawania pęknięcia w betonie oraz na granicy zaczyn cementowy – kruszywo. Na próbkach o przekroju walca uzyskano sygnały generowane w trakcie ściskania. Ponadto przeprowadzono próbę „brazylijską”, w rezultacie której uzyskuje się pęknięcie rozdzielcze wywołane rozciąganiem.

Na próbkach z zatopionymi prętami uzyskano sygnały generowane w trakcie procesów destrukcyjnych na granicy beton-zbrojenie, podczas wyciągania prętów. W zakładzie prefabrykacji uzyskano również sygnały wzorcowe generowane w trakcie uplastycznienia i zerwania cięgien.

Procesy destrukcyjne, które zostały wyselekcjonowane w badaniach sygnałów wzorcowych, mogą być wywołane jednym typem uszkodzenia bądź są efektem nałożenia się kilku rodzajów uszkodzeń spowodowanych interakcją różnego rodzaju defektów. Klasy sygnałów, które generowane są przez kilka zachodzących równocześnie procesów destrukcyjnych występują przy wyższych wyężeniach konstrukcji (powyżej obliczeniowej wartości momentu rysującego).

Część sygnałów wzorcowych, związanych ze złożonymi procesami destrukcyjnymi, można uzyskać tylko na elementach pełnowymiarowych.

Jak widać tworzenie bazy sygnałów jest procesem skomplikowanym, wymagającym dużego nakładu środków i inwencji. Utworzona baza danych zbudowana jest z 8 klas sygnałów, a wartości średnie w poszczególnych klasach podaje tabela 12.

Tabela 12

Średnie wartości parametrów EA dla sygnałów wzorcowych

Nr sygnału	1	2	3	4	5	6	7	8
Kolor	○	□	◆	▼	▲	●	+	X
Nr klasy	Nr4	Nr0	Nr1	Nr3	Nr5	Nr2	Nr6	Nr7
Wartości średnie parametrów EA								
Czas narastania sygnału EA [μs]	121,80	254,50	276,80	258,18	294,49	287,18	256,50	54,50
Liczba zliczeń do maksimum amplitudy sygnału	2,96	6,56	6,92	6,67	9,33	9,91	8,25	-
Liczba zliczeń	16,31	192,4	947,6	5300,8	7561,5	8423,7	7961	5465
Energia	11,07	171,5	887	4260	7948	19594	21116	55566
Amplituda [dB]	46,65	63,15	72,76	77,21	83,01	87,85	99,25	100
Średnia częstotliwość [kHz]	87,91	18,46	20,01	23,70	30,40	33,71	32	43,50
Średnie napięcie skuteczne [V]	0,13	0,22	0,33	0,42	0,71	1,55	2,86	8,22

Częstotliwość pogłosu [kHz]	11,32	18,18	19,93	71,57	30,39	33,71	32,00	43,50
Częstotliwość początkowa [kHz]	273,3	118,7	101,3	71,57	47,3	46,62	35	528
Energia Absolutna [aJ]	1,2e+3	5,0e+4	5,5e+5	2,0e+6	6,7e+6	2,8e+7	1,7e+8	9,2e+8
Moc sygnału [pVs]	7,2e+4	1,1e+6	5,5e+6	2,6e+7	5,0e+7	1,2e+8	1,3e+8	3,9e+8
Czas trwania sygnału EA[μs]	1164	11124	47396	220322	248140	249991	249981	124991

Legenda do tabeli 12 (cyfry w wierszu pierwszym oznaczają):

1. Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa o małych wymiarach,
2. Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa o małych i średnich wymiarach,
3. Powstanie i rozwój rysy w strefie rozciąganej betonu,
4. Rozwój rysy oraz tarcie na granicy frakcji kruszywa o dużych wymiarach,
5. Pęknięcie na granicy beton – zbrojenie,
6. Uplastycznienie stali i betonu,
7. Odspojenie się zbrojenia od betonu,
8. Zerwanie splotów sprężających.

Metoda SPR wraz z bazą danych pozwala nie tylko na wyznaczenie liczby procesów destrukcyjnych, lecz również na ich identyfikację [59]. Dokładność analizy zależy w głównym stopniu, od jakości bazy danych.

Otrzymany plik wzorcowy został zastosowany w następnych etapach cyklu badawczego do oceny stopnia degradacji pełnowymiarowych belek strunobetonowych o różnej konstrukcji i długości, badanych w warunkach laboratoryjnych do zarysowania i zniszczenia, oraz na obiektach mostowych w warunkach polowych. Baza sygnałów wzorcowych jest ciągle aktualizowana w miarę jak prowadzimy badania na nowych rodzajach obiektów.

Zastosowanie wieloparametrowej analizy sygnałów EA pozwala na identyfikację procesów destrukcyjnych, a tym samym umożliwia opracowanie procedury bazującej nie na analizie pojedynczych defektów, ale na procesach destrukcyjnych decydujących o stanie technicznym konstrukcji.

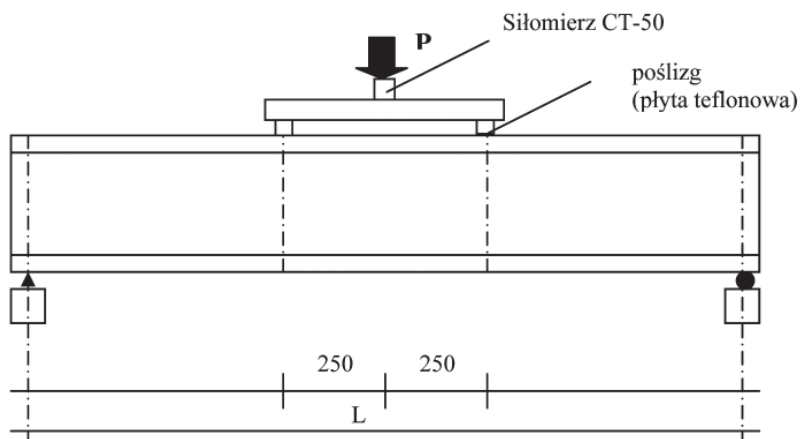
5. OCENA ROZWÓJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH W BELKACH STRUNOBETONOWYCH NA PODSTAWIE ANALIZY SYGNAŁÓW EA

Badania pełnowymiarowych belek strunobetonowych przeprowadzono na stanowisku badawczym w laboratorium Instytutu Budowy Dróg i Mostów (IBDM) w Kielcach. Próbie poddano cztery typy belek strunobetonowych różniących się kształtem przekroju, ilością zbrojenia oraz długością. Pomiary wielkości mechanicznych przeprowadzili pracownicy IBDiM, natomiast badania z użyciem emisji akustycznej wykonał zespół Politechniki Świętokrzyskiej. Przedmiotem analizy były belki strunobetonowe typu: WBS o długości $L = 18,80$ m,

T o długości $L = 26,50$ m, Kujan o długości $L = 15,0$ m oraz Nowy Kujan o długości $L = 15,60$ m. Widok stanowiska badawczego wraz z badaną belką pokazuje fotografia 15. Na rysunku 17 widać schemat stanowiska badawczego do badania belki typu WBS.



Fot. 15. Widok stanowiska badawczego wraz z belką strunobetonową typu Nowy Kujan.

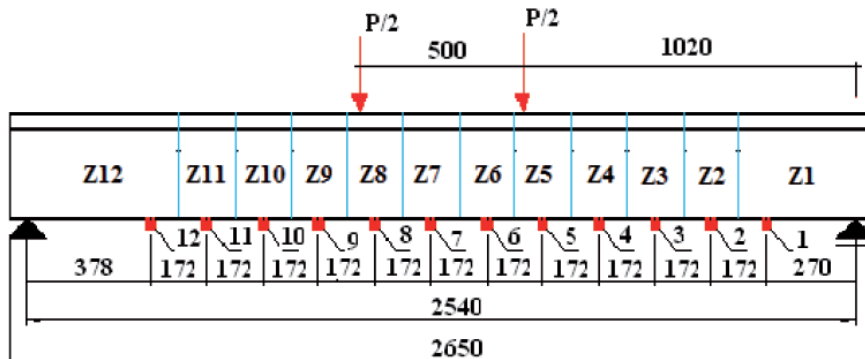


Rys.17. Schemat sposobu obciążania belki WBS.

Wyniki uzyskane w trakcie badań tych czterech belek strunobetonowych były podobne, dlatego ograniczyłem opis wyników do dwóch przypadków, podkreślając występujące różnice.

✦ Belka strunobetonowa typu T

Był to prototyp najdłuższej belki strunobetonowej, jakie są stosowane w Polsce. Jej długość wynosiła $L = 26,50$ m, a łączna wysokość z nadbetonem równała się $h = 1$ m. Belka została zaprojektowana z betonu klasy B45. Belkę obciążano dwoma siłami rozmieszczonymi symetrycznie względem podpór, przy zastosowaniu siłownika FT-5108/1600 kN. Schemat obciążenia tej belki wraz z rozmieszczeniem czujników EA i podziałem na strefy pokazany jest na rysunku 18.



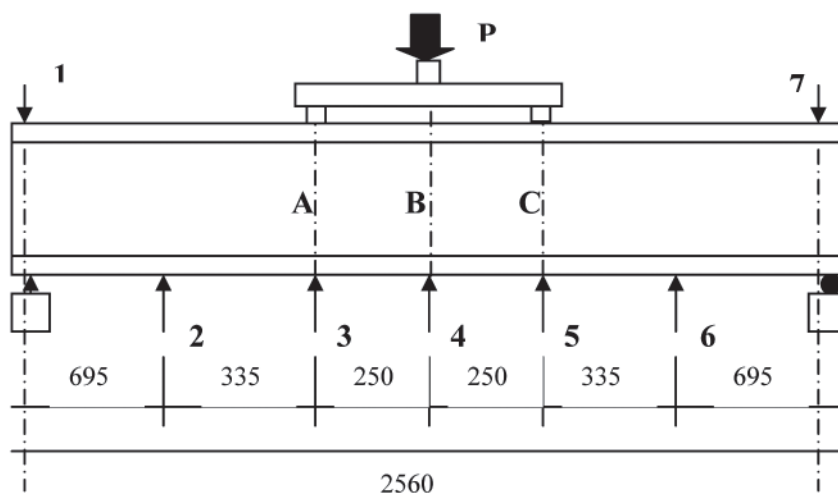
Rys.18. Schemat belki wraz z rozmieszczeniem czujników EA dla belki typu T.

Rozmieszczenie zbrojenia i lin sprężających widać na fotografii 16.



Fot. 16. Widok czoła belki wraz ze zbrojeniem.

Na belce rozmieszczono siedem czujników indukcyjnych według schematu pokazanego na rysunku 19. Czujniki 1 i 7 firmy Philips oraz 2-5 firmy HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH (HBM) służyły do pomiaru ugięcia belki we wskazanych punktach.



Rys. 19. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych.

Wielkości charakteryzujące wytrzymałość belki podane są niżej:

- obliczeniowa siła rysująca $P_r^{obl} = 174,8$ kN,
- obliczeniowe ugięcie rysujące $f_r^{obl} = 12,61$ mm,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na stal $P_{ns}^{obl} = 1245,0$ kN,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na beton $P_{nb}^{obl} = 1467,60$ kN,
- obliczeniowe ugięcie niszczące $f_n^{obl} > 89,81$ mm.

Położenie osi obojętnej w przekroju belki wynosiło $y_d = 764$ mm.

Celem badań było doświadczalne sprawdzenie belki pod względem zgodności podstawowych parametrów wytrzymałościowych z założeniami projektowymi prototypu belki oraz uzyskanie sygnałów EA przy różnym poziomie uszkodzenia elementu.

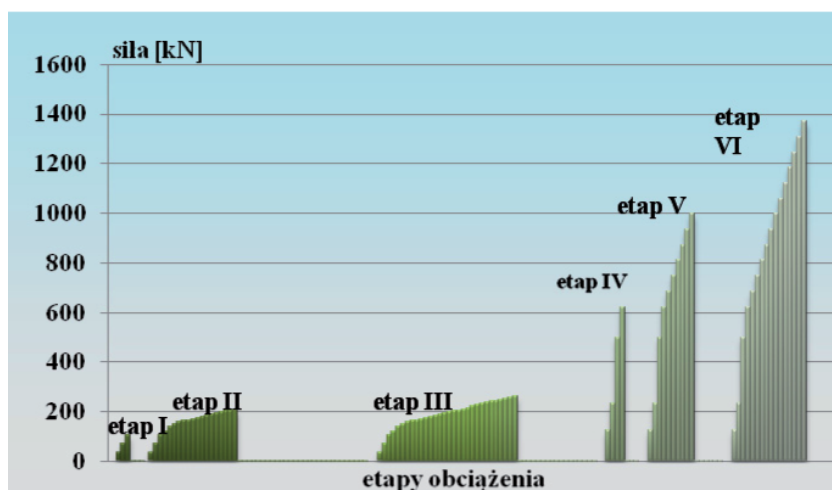
Obciążanie belki odbywało się w sześciu etapach zgodnie z harmonogramem zawartym w tabeli 13.

Tabela 13

Harmonogram obciążania belki T27

Etap I	Etap II	Etap III	Etap IV	Etap V	Etap VI
$P/P_r^{obl} = 0,6$	$P/P_r^{obl} = 1,2$	$P/P_r^{obl} = 1,5$	$P/P_{nb}^{obl} = 0,5$	$P/P_{nb}^{obl} = 0,8$	$P/P_{nb}^{obl} = 1,1$

W każdym z etapów mierzono sygnały EA. W ocenie stanu technicznego belki wykorzystano sekwencje obciążeń oznaczonych kolorami zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 20.



Rys.20. Sekwencje obciążania belki strunobetonowej typu T długości $L=26,50$ m

Badanie obejmowało obciążenie belki z płytą pomostu do zarysowania i do zniszczenia.

Tabela 14

Wytrzymałość betonu na ściskanie belki strunobetonowej typu T po 28 dniach

Lp.	Numer próbki	Wytrzymałość		Odchylenie standardowe S_R [MPa]	Współczynnik zmienności V_R [%]	Wytrzymałość gwarantowana	
		próbki R_{bc} [MPa]	średnia $R_{bc\bar{s}}$ [MPa]			wg oblicz, stat. R_{bc}^G [MPa]	wg normy R_{bc}^G [MPa]
Belka – po 28 dniach							
1	1	78,69	74,78	6,92	9,25	62,31	61,36
2	2	66,79					
3	3	78,85					

Wykresy ugięć w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w etapie I, II i III pokazuje rysunek 21.

W trakcie obciążania prowadzono obserwacje powierzchni belki w poszukiwaniu rys. Przy poziomie obciążenia etapu III nie stwierdzono na powierzchni belki zarysowań. Aby potwierdzić przyjęte założenia, co do klasy betonu użytego do produkcji badanego elementu, wykonano na próbkach sześciennych 15x15x15cm pobranych z zakładu prefabrykacji badania wytrzymałościowe betonu po 28 oraz 59 dniach. Wyniki badań zawierają tabele 14 i 15.

Przeglądając wyniki badań wytrzymałościowych widzimy, że beton w chwili wykonywania prób niszczących odpowiadał klasie B60. Dlatego też skorygowano wartość obliczeniowej siły rysującej do poziomu $Probl = 231,6$ kN. Po uwzględnieniu poprawionej wartości wytrzymałości na ściskanie betonu przystąpiono do czwartego, piątego i szóstego etapu obciążania. W trakcie obciążania i odciążania zaobserwowano pojawienia się pierwszych rys na powierzchni belki w etapie IV przy wzroście siły pomiędzy 231,6 a 498 kN.

Wykresy ugięć w środku rozpiętości badanej belki w etapie IV, V i VI prezentuje rysunek 22.

Jak wspomniano, w trakcie obciążania wykonywano pomiary rozwarcia rys, pomiary ugięć oraz rejestrowano parametry emisji akustycznej.

Tabela 15

Wytrzymałość betonu na ściskanie belki strunobetonowej typu T w czasie badania (po 59 dniach) oraz płyty pomostu po 16 i 21 dniach

Lp.	Numer próbki	Wytrzymałość		Odchylenie standardowe S_R [MPa]	Współczynnik zmienności V_R [%]	Wytrzymałość gwarantowana	
		próbki R_{bc} [MPa]	średnia $R_{bc,śr}$ [MPa]			wg oblicz, stat. $R_{bc,s}^G$ [MPa]	wg normy $R_{bc,n}^G$ [MPa]
Belka – po 59 dniach							
1	4	81,25	77,68	4,71	6,07	68,54	64,73
2	5	72,34					
3	6	79,46					
Płyta pomostu na belce – po 16 dniach							
4	1N	45,29	44,73	0,58	1,30	43,61	37,28
5	2N	44,13					
6	3N	44,77					
Płyta pomostu na belce – po 21 dniach							
7	4N	47,81	48,86	1,25	2,55	46,44	40,71
8	5N	50,23					
9	6N	48,52					

Przed obciążeniem zbadano:

- ♦ wytrzymałość betonu w belce i w płycie pomostu,
- ♦ wymiary gabarytowe belki,
- ♦ wstępne ugięcie belki.

Rozmieszczenie rys pojawiających się na belce zaprezentowano na rysunku nr 23 i 24.

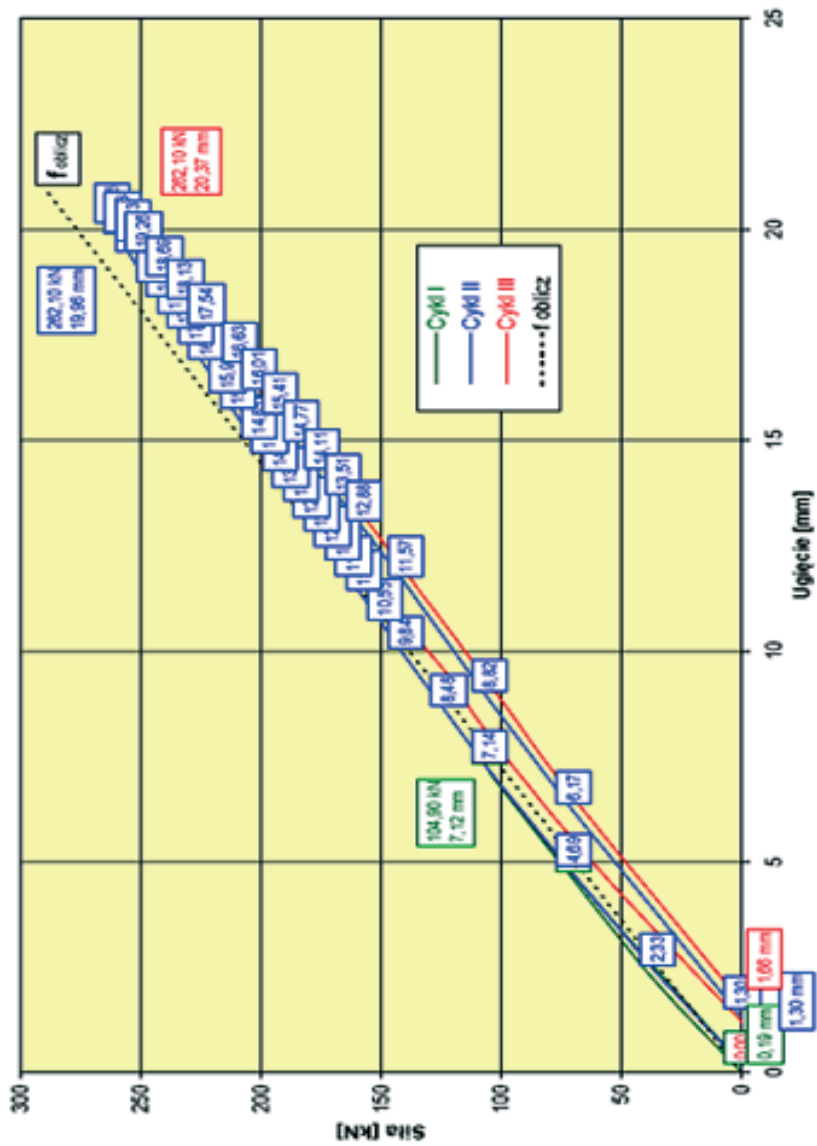
Poniżej pokazane wyniki emisji akustycznej zostały zarejestrowane w wybranych etapach obciążenia zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 20. W etapie IV pojawiły się pierwsze rysy. Rozwój pęknięć zaobserwowano w pozostałych etapach obciążania. Po uzyskaniu przez belkę maksymalnego obciążenia rzędu ~1370 kN uległa ona ugięciu $f = 366$ mm, co zostało uznane za zniszczenie belki.

W badaniach nad opracowaniem procedury diagnozowania metodą EA korzystaliśmy z czternastokanałowego procesora MISTRAS 2001 systemu Physical Acoustic Corporation wraz z czujnikami rezonansowymi DECI o częstotliwości 55 kHz. Dla każdego sygnału emisji akustycznej zarejestrowaliśmy czas narastania sygnału EA (Risetime), zliczenia do pików (PCNT), zliczenia (CNTS), energię (ENER), czas trwania sygnału EA (DURA), amplitudę (AMPL), średnią częstotliwość (AFRQ), wartość progową napięcia (RMS16), częstotliwość pogłosu (RFRQ), początkowe częstotliwości (IFRQ), moc sygnału (SSTR) i energię bezwzględną (ABEN).

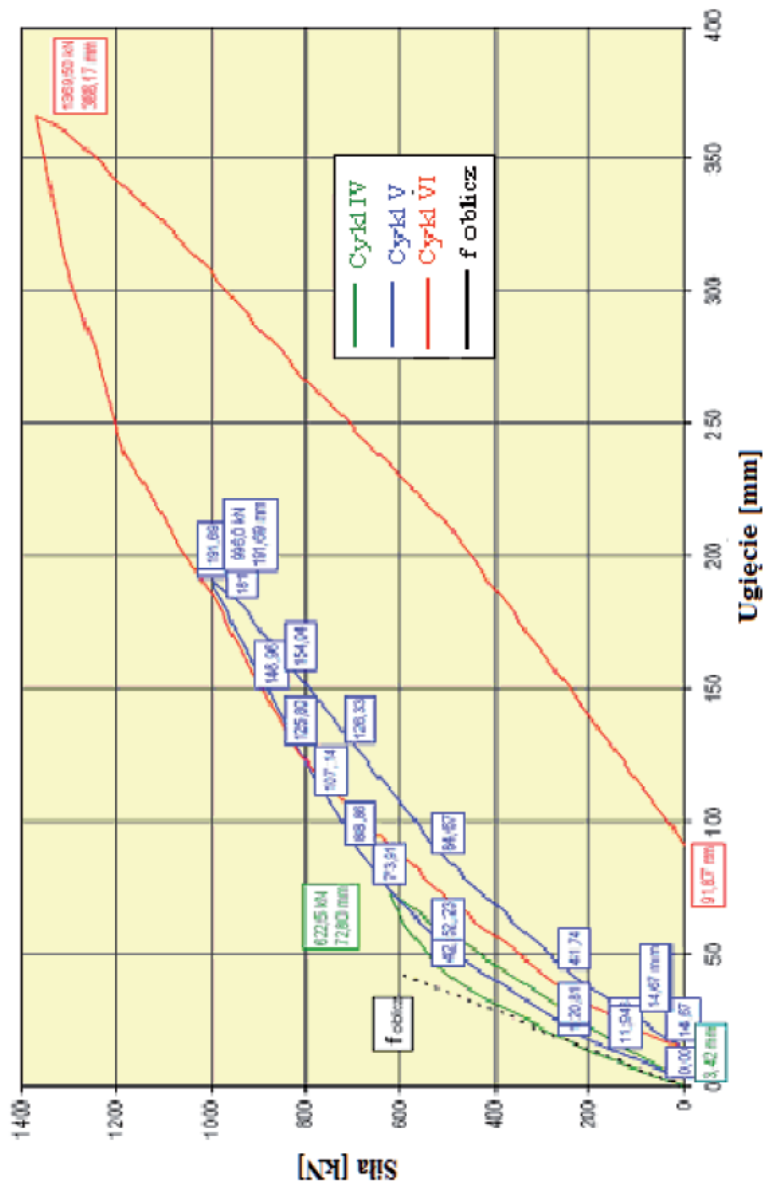
Ważnym elementem w pomiarze sygnałów EA jest zlokalizowanie źródeł emisji akustycznej pochodzących od procesów destrukcyjnych oraz procesów im towarzyszących. Lokalizację tych źródeł na ogół przeprowadza się w oparciu o różnicę czasu dojścia sygnału generowanego z lokalizowanego źródła przy określonej znanej prędkości propagacji fali. W ten sposób można lokalizować miejsce powstawania źródeł EA wzdłuż prostej (liniowa lokalizacja), na powierzchni (lokalizacja planarna) lub przestrzeni. Taki sposób pomiaru jednak jest możliwy tylko w przypadku materiałów jednorodnych, gdzie prędkość propagacji fali w każdym miejscu konstrukcji jest taka sama. Metoda ta z powodzeniem została zastosowana w konstrukcjach wykonanych ze stali, jednak dokładność w przypadku lokalizacji w betonowych konstrukcjach betonowych nie jest zadowalająca. Dlatego zastosowałem lokalizację strefową, w której każdy czujnik rejestruje sygnały EA tylko ze swojego najbliższego otoczenia (strefy). W tym systemie wyniki pomiarów w mniejszym stopniu zależą od niejednorodności materiału niż we wcześniej wspomnianych typach lokalizacji.

W prowadzonym monitoringu istotny wpływ na wyniki ma odległość źródła EA od czujnika. Ze względu na pomiar kilkunastu parametrów, z których niektóre silnie zależą od współczynnika tłumienia fal w materiale, odstęp między czujnikami nie mogą być dowolne. W prowadzonych badaniach przyjęliśmy, że tłumienie fali na drodze równej odstępom między czujnikami nie powinna być większa niż 10 dB, tzn., że tłumienie sygnału rejestrowanego przez czujnik nie przekracza 5 dB. Nowoczesne programy analizujące (AEWin, AMSY) pozwalają na uwzględnienie wpływu tłumienia na parametry sygnału. Od tej procedury odstąpiono ze względu na to, że nie jest w pełni rozpoznany wpływ powstawania rys na tłumienie sygnału EA w konstrukcjach betonowych.

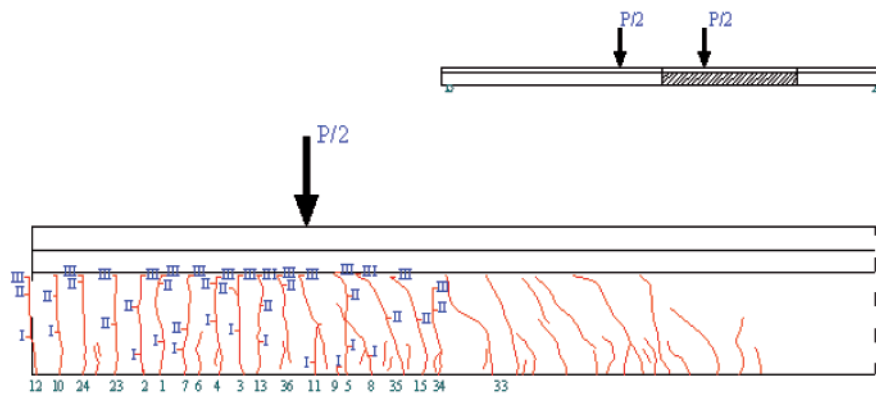
Aktywność akustyczną stref, na jakie podzielono belkę w zakresie czterech przedziałów obciążeń, pokazana jest na rysunkach 25-28. Sygnały pokazano na wykresach punktowych, w których na osi pionowej pokazana jest moc sygnału, a na poziomej czas. Sygnały te poddano wcześniej analizie SPR z wykorzystaniem bazy danych sygnałów wzorcowych. Przynależność sygnałów pokazanych na wykresach do odpowiednich klas zaznaczana jest odpowiednim kolorem i kształtem punktu zgodnie z tabelą 12. Przynależność do klas charakteryzuje prawdopodobny mechanizm uszkodzenia.



Rys.21. Wykresy ugięć w funkcji siły w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w cyklu I, II i III.



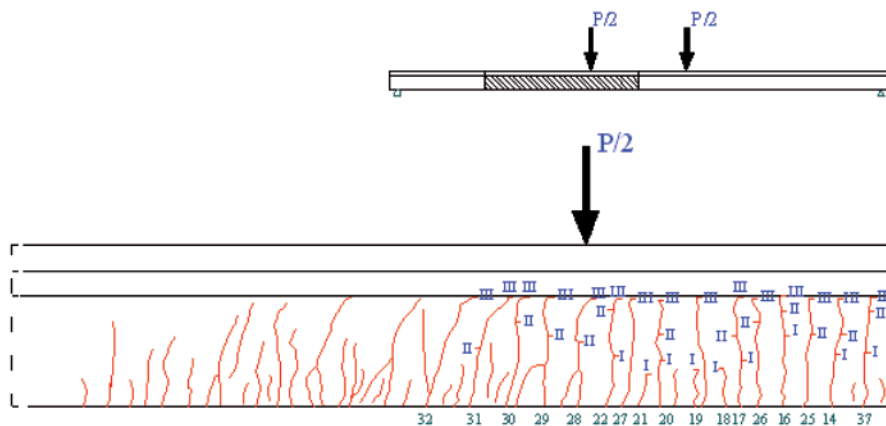
Rys.22. Wykresy ugięć w funkcji siły w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w cyklu IV, V i VI.



Etapy obciążenia

- I - 498,0 kN
- II - 622,5 kN
- III - 996,0 kN

Rys.23. Obraz zniszczenia belki – strona prawa.

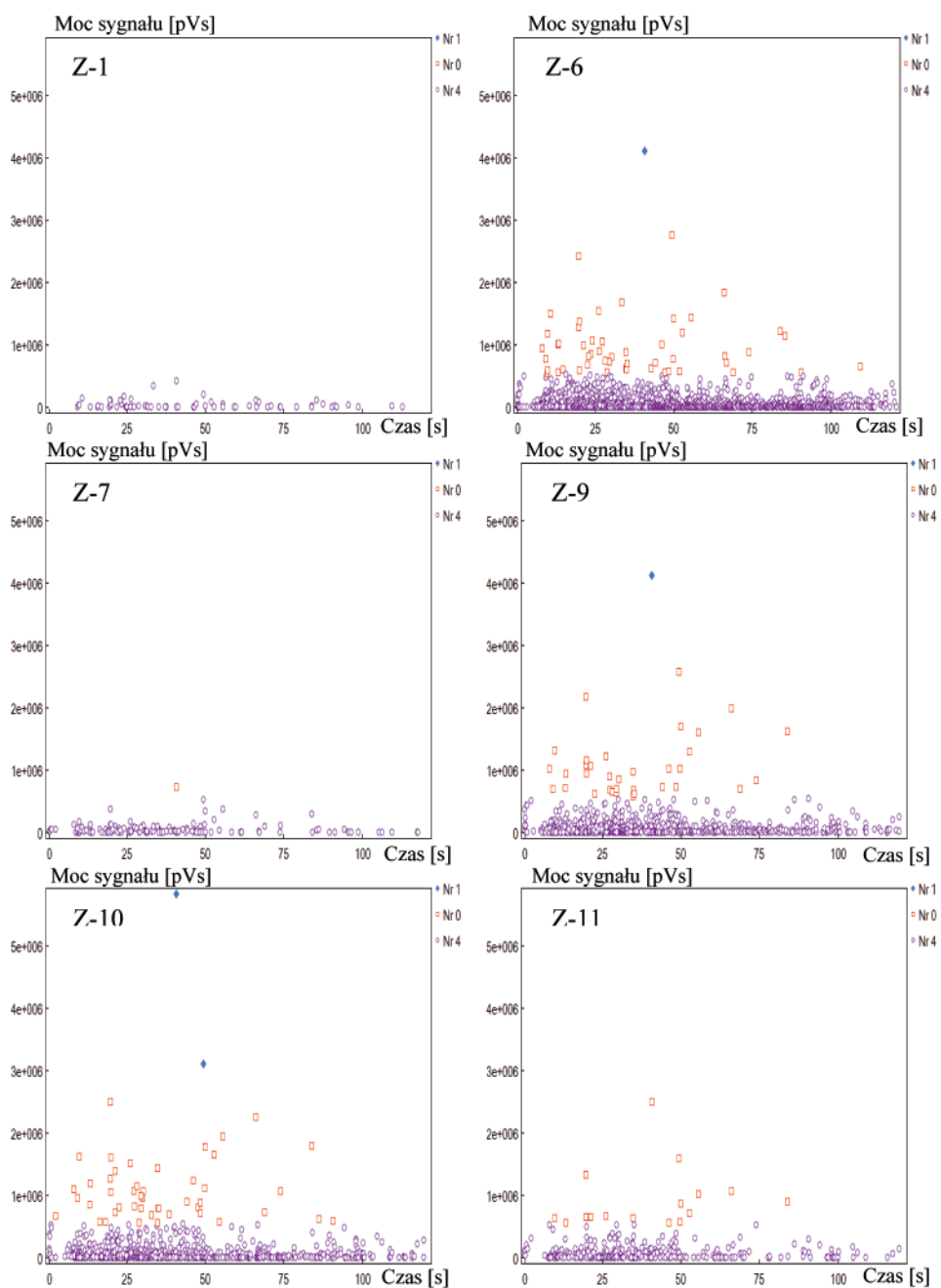


Etapy obciążenia

- I - 498,0 kN
- II - 622,5 kN
- III - 996,0 kN

Rys.24. Obraz zniszczenia belki – strona lewa.

Pierwszy zakres obciążenia, przy którym rejestrowano sygnały EA obejmował przedział od 0 do 231,6 kN. Charakterystyczne wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu dla wybranych stref podczas tego etapu obciążenia zaprezentowano na rysunku 25.



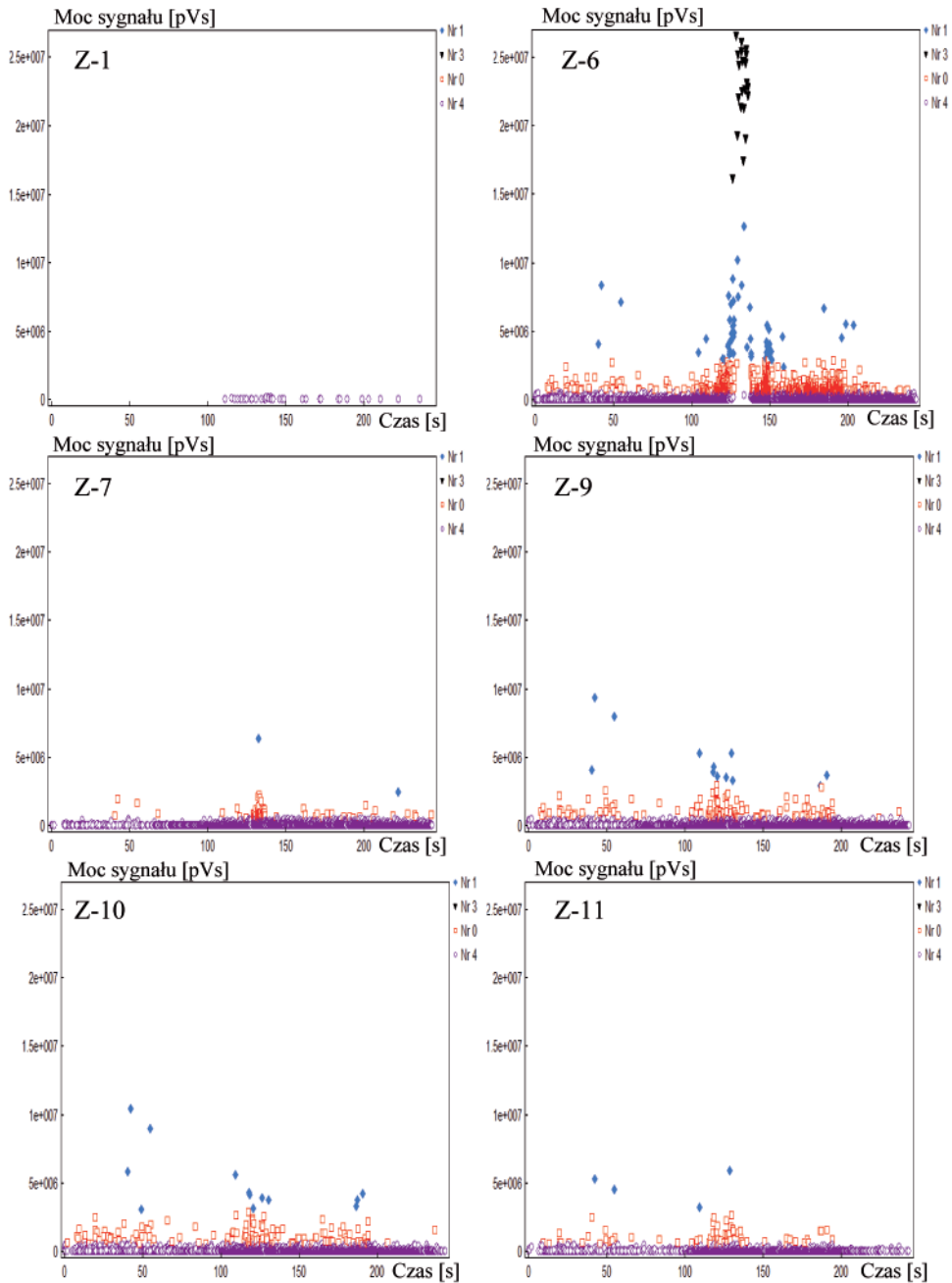
Rys.25. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążania od 0 do 231,6kN w etapie IV – w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11.

Wartości sił przekrojowych w belce były mniejsze niż obliczeniowa siła rysująca. Na większości wykresach widoczne są tylko sygnały z dwóch klasach sygnałów wzorcowych, a mianowicie w klasie oznaczonej jako Nr 0 i Nr 4.

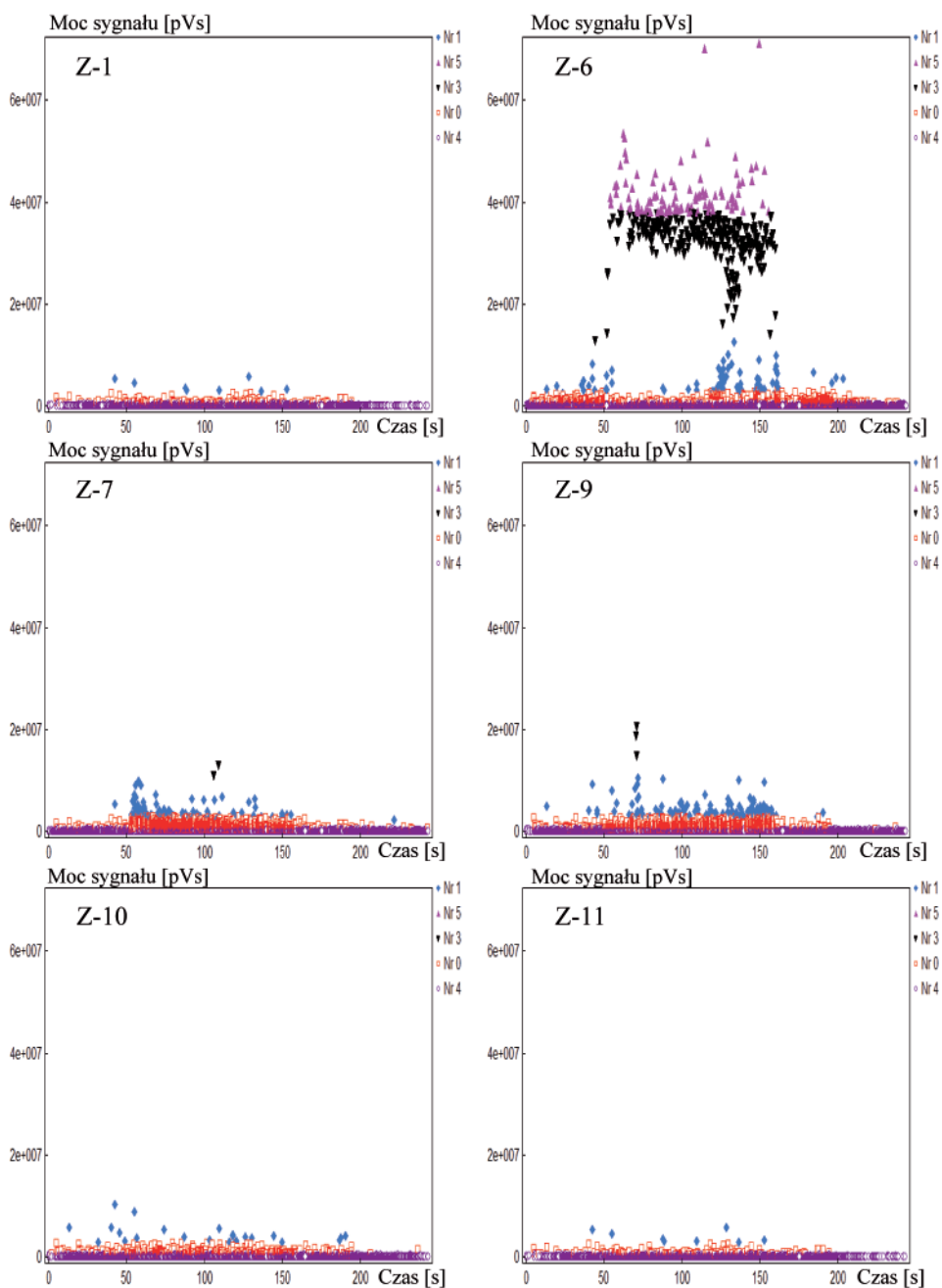
Sygnały te zgodnie z danymi zawartymi w tabeli 12 mają niskie wartościami parametrów energetycznych (np. energia, moc sygnału, amplituda) i zostały scharakteryzowane, jako sygnały pochodzące od powstawania mikrorys w betonie.

Sygnały opisane klasą Nr 4 są generowane w elementach strunobetonowych w sposób ciągły. Uszkodzenia opisane poprzez te dwie klasy nie stanowią bezpośredniego zagrożenia dla stanu technicznego konstrukcji. Pojawienie się pojedynczych sygnałów oznaczonych Nr 1 przy tym poziomie obciążenia, sugeruje, iż są to sygnały przypadkowe. Jednakże analizując poszczególne obszary w dalszych etapach obciążania należy szczególną uwagę zwrócić na strefy Z-6, Z-9, Z-10 i Z-11, w których można zaobserwować pojedyncze sygnały oznaczone Nr 1. Na powierzchni belki nie zaobserwowano widocznych uszkodzeń. Obserwując wykres na rysunku 22, widać, że przyrost obciążenia w funkcji ugięcia jest liniowy.

Następny zakres obciążenia obejmujący przedział od 231,6 do 496,0 kN (rys. 26) odpowiada stadium pracy belki po przekroczeniu skorygowanej obliczeniowej siły rysującej $P_{r,obl} = 231,6\text{kN}$. Porównując wykresy na rysunku 25 i 26 widać, iż w obszarach, w których pojawiły się sygnały oznaczone Nr 1 w poprzednim etapie obciążania, nastąpił gwałtowny przyrost liczby sygnałów EA. Dobrze ilustruje to przykład strefy Z-6, w której zgodnie z rysunkiem 23 powstają pierwsze rysy oznaczone numerami od 1 do 8. Szerokość tych rys przekracza już 0,1 mm. Następuje wyraźny przyrost długości rys w tej strefie, co powoduje pojawienie się sygnałów oznaczonych Nr 3. Sugeruje to, że następuje wzrost szerokości rys oraz pojawiają się procesy tarcia na granicy beton-beton [90]. W pozostałych strefach proces powstawania i rozwoju rys przebiega w sposób równomierny. Zgodnie z rysunkiem 26 i 23 większą aktywność wykazują strefy oznaczone symbolami Z-6, Z-9, Z-10 i Z-11. Natomiast strefy oznaczone symbolami od Z-1 i Z-7 odznaczają się niską aktywnością emisyjną, świadczącą o braku silnych procesów destrukcyjnych. Można tu zauważyć niesymetryczny sposób powstawania i rozwoju uszkodzeń w belce, pomimo symetrycznego obciążenia. Teoretyczne wartości sił przekrojowych po lewej i prawej stronie belki są identyczne, a uszkodzenia nimi wywołane mają całkowicie inny charakter. W strefach Z-1 do Z-3 pojawiają się rysy, ale brak jest ich dalszego rozwoju przy wzroście obciążenia. Na tym etapie obciążenia można już zaobserwować (rys.22) brak liniowego przyrostu siły i ugięcia, co powoduje niezgodność z wyznaczoną wartością ugięcia obliczeniowego.



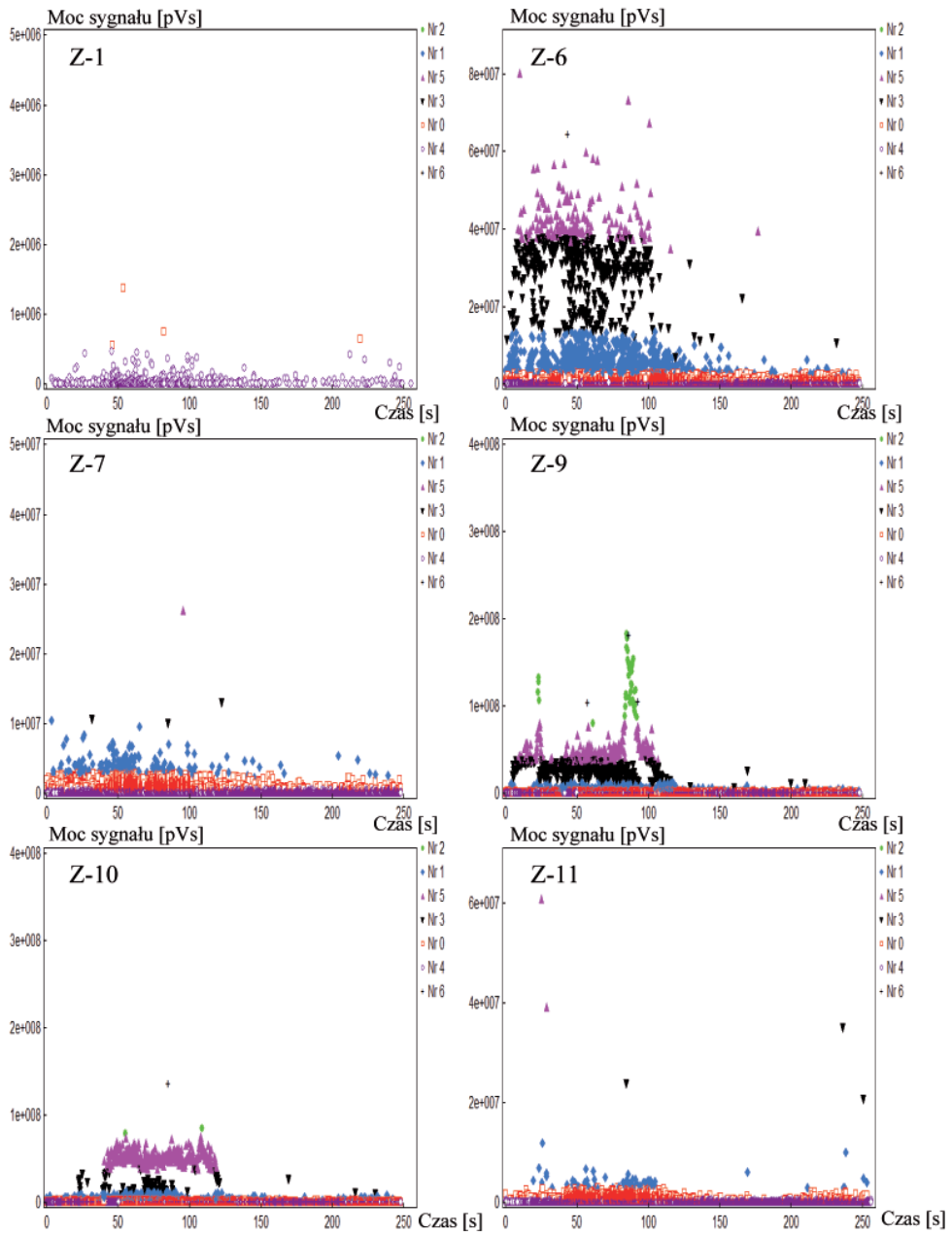
Rys.26. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążania od 231,6 do 496,0 kN, etap IV – w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11.



Rys.27. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia od 496 do 667 kN, etap IV - w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11.

Analizując pracę dźwigara na etapie wzrostu obciążenia w granicach od 496 do 667 kN, widzimy na rysunku 27, że wzrasta intensywność procesów destrukcyjnych, powodując wzrost ilości rejestrowanych sygnałów EA. Rozwój uszkodzeń można już zauważyć we wszystkich strefach. Na tym obszarze pomiarowym zlokalizowano 37 rys (rys. 23 i 24). Następuje wzrost szerokości rys w strefie Z-6 od 0,1 do 0,2 mm, natomiast w strefach Z-7 i Z-9 rysy osiągają szerokość 0,1 mm. Rysy są widoczne już na całej wysokości pomiarowej średnicy belki. W pozostałych przedziałach widać rysy, ale o szerokości poniżej 0,1 mm. Obserwując wykresy na rysunku 27 widać, że procesy destrukcyjne przy tym wzroście obciążenia przebiegają nierównomiernie w strefach, pomimo takiego samego poziomu naprężeń. Można to interpretować tym, że następuje redystrybucja naprężeń pomiędzy sąsiednimi strefami. Warto zauważyć jednak, że strefa Z-6 nie przekazała nadmiaru naprężeń na sąsiadującą strefę Z-7. Również w strefie Z-9 proces powstania uszkodzeń przebiega mniej intensywnie i powodują go inne procesy destrukcyjne. W strefie Z-1 pojawiają się już pierwsze symptomy wzrostu aktywności akustycznej tych stref, co może sugerować, iż nastąpiło połączenie dużej ilości mikrozarysowań i przy następnym wzroście obciążenia w tych strefach pojawi się widoczne zarysowanie. Różnica wartości obciążenia pomiędzy II a III etapem wynosi około 50%. Natomiast wartości parametru mocy sygnału wzrastają o 250%, co pokazuje jak ważnym narzędziem w ocenie wzrostu intensywności procesów destrukcyjnych jest metoda emisji akustycznej.

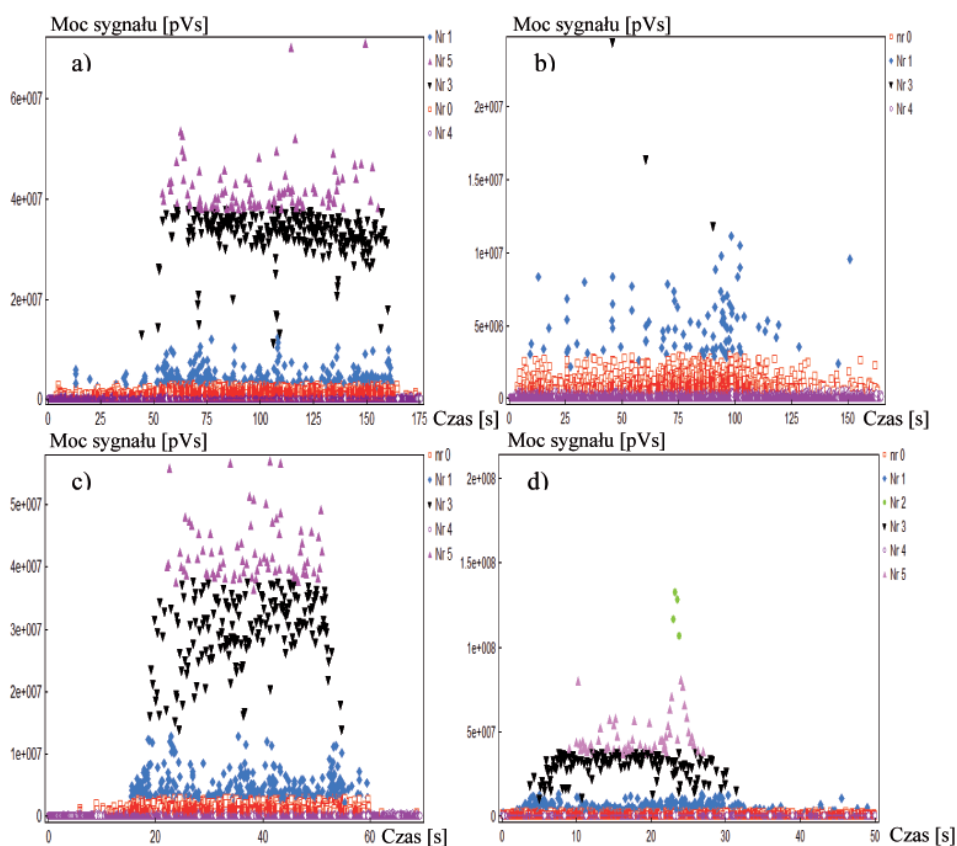
Piąty etap obejmujący wzrost obciążenia od 667 do 996 kN (rys. 28) przekraczał około 4-rotnie wartość obliczeniowej siły rysującej. Na tym etapie obciążenia nie zaobserwowano pojawienia się nowych rys, tylko wzrost szerokości i długości już istniejących. Obserwując rysunki 23 i 24, widać, że przy sile równej 996 kN rysy rozmieszczone są na całej wysokości średnicy belki, a ich szerokość dochodzi do 0,5 mm. Jak można zauważyć na rysunku 28, procesy destrukcyjne rozwijają się już we wszystkich strefach, w sposób gwałtowny. Ciekawostką jest to, iż strefy, które były najaktywniejsze w poprzednich etapach obciążania, tutaj nie wykazują już tak intensywnego przyrostu liczby sygnałów EA, a w przypadku strefy Z-6 nie zaobserwowano wzrostu liczby procesów destrukcyjnych. Za to w strefach Z-9, Z-10, Z-11 następuje duży wzrost sygnałów emisji akustycznej świadczący o rozwijających się uszkodzeniach. W strefie Z-9 pojawiają się sygnały oznaczone Nr 2 i Nr 5, sugerujące niszczenie betonu na styku zbrojenie-beton. Pojawiają się pojedyncze sygnały oznaczone Nr 6, mówiące o procesach destrukcyjnych w obrębie zbrojenia. Warto zauważyć, iż moc sygnału w strefie Z-9, Z-10 i Z-11 jest o rząd wyższa niż w pozostałych strefach.



Rys.28. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia od 668 do 996,0 kN, etap V – w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11.

Jak wcześniej wspominałem, czujniki EA nr 6 oraz nr 7 i 9 zamocowane były w obszarze stałego momentu. W trakcie pomiaru na tych czujnikach zostały zarejestrowane najsilniejsze sygnały EA, co zostało pokazane na rysunku 27 i 28.

W trakcie badania zauważono, że intensywność emisji akustycznej nie wzrasta proporcjonalnie do wartości obciążenia. Często obserwowano, że przy pewnym obciążeniu, pomimo jego dalszego wzrostu strefa wyciszała się, generując niewielkie liczby sygnałów EA. Zjawisko to obserwowane jest dla całej belki (bez podziału na strefy), jak i lokalnie (występują różnice w poszczególnych strefach). Na rysunku 29 przedstawiłem intensywność procesów w dźwigarze bez podziału na strefy, a rysunek 30 ilustruje omawiane zjawisko w wybranych strefach belki przy różnych wartościach obciążenia.

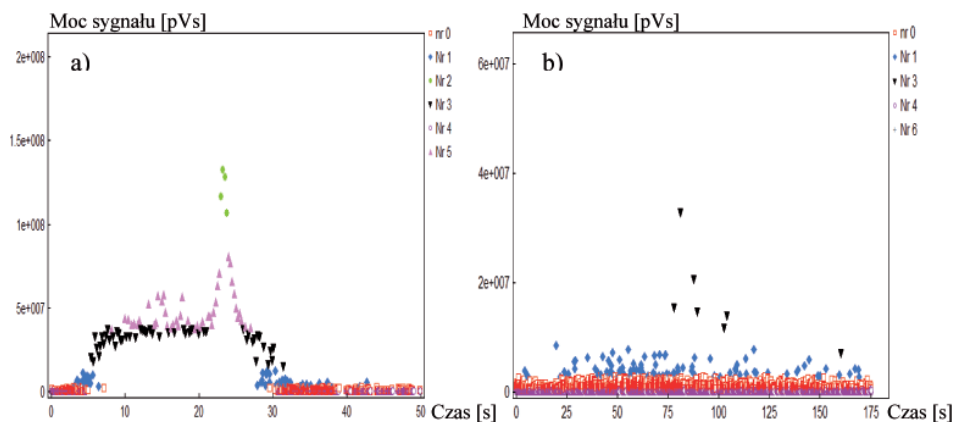


Rys. 29. Intensywność procesów destrukcyjnych bez podziału belki na strefy dla V etapu obciążania – a) obciążenie od 231,0 do 498,0 kN, b) obciążenie od 498,0 do 622,0 kN, c) obciążenie od 622,0 do 684,0 kN, d) obciążenie od 684,0 do 747,0 kN

Obserwując rysunek 29 widać, że przy niższym poziomie obciążenia (rys. 29a) następuje rozwój procesów destrukcyjnych w całej belce. W następnym etapie (rys. 29b) intensywność sygnałów EA maleje, co świadczy o braku wzrostu defektów w dźwigarze pomimo wzrostu obciążenia. Należy zwrócić również uwagę, że także wartości liczbowe prezentowanego parametru pomimo wyższego poziomu naprężeń w belce są niższe i to aż 3-krotnie.

Dopiero przy następnym wzroście obciążenia (rys.29c) widać, że wartości liczbowe tego parametru są podobne i pojawiła się następna kategoria sygnałów oznaczona Nr 5, świadcząca o powstaniu nowego procesu destrukcyjnego, mającego istotny wpływ na stan techniczny badanego elementu. W ostatnim etapie (rys. 29d) można zauważyć znaczny wzrost wartości mocy sygnału, jak również pojawienie się następnego procesu destrukcyjnego oznaczonego Nr 2.

Poniżej na rysunku 30 omówiono to samo zjawisko w wybranej strefie badanej belki.



Rys.30. Intensywność sygnałów emisji akustycznej w zależności od obciążenia dla strefy Z-9, etap V – a) obciążenie od 684,0 do 747,0 kN, b) obciążenie od 809,0 do 872,0 kN

Dotychczas belkę analizowaliśmy jako całość. Obserwując tylko wybrane strefy chciałbym zaprezentować różnice w interpretacji otrzymanych wyników i pokazać, jakie błędy można popełnić w wyniku braku dostatecznej znajomości procesów destrukcyjnych zachodzących w zginanej belce.

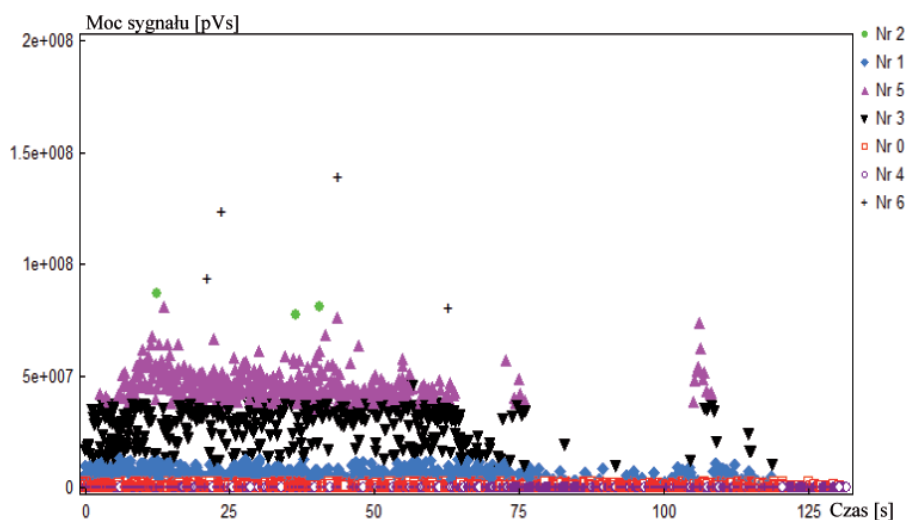
Do analizy przyjąłem strefę Z-9 (V cykl obciążenia), która odznaczała się dużą liczbą zarejestrowanych sygnałów EA. Zachowanie się belki przy różnych poziomach obciążenia przedstawia rysunek 30. Pokazano tu dwa wykresy ilustrujące intensywność procesów destrukcyjnych w zależności od poziomu obciążenia. Przy wzroście obciążenia (rys.30a) od poziomu 684 do 747 kN, następuje gwałtowny przyrost rejestrowanych sygnałów

EA, jak i wzrasta liczba wykrywanych klas sygnałów. Sugeruje to gwałtowny wzrost procesów destrukcyjnych w badanym elemencie.

Teoretycznie przy wyższym poziomie obciążenia procesy powinny się nasilać. W tym przypadku jest odwrotnie. Po wzroście obciążenia od 809 do 872 kN nastąpiło nieoczekiwane uspokojenie procesów niszczących badany dźwigar, pomimo znacznego wzrostu obciążenia.

Prawdopodobnie zachowanie to jest wynikiem redystrybucji naprężeń do sąsiadujących stref. Powoduje to, że pomimo wyższego poziomu obciążenia uzyskujemy wyniki mówiące o tym, że belka jest w stosunkowo dobrym stanie technicznym. Dlatego też wnioskowanie o stanie technicznym konstrukcji tylko na podstawie losowo wybranych stref może prowadzić do błędnych wyników przy ocenie stanu technicznego badanego obiektu. W związku z tym wskazane jest monitoring wszystkich stref.

Brak doświadczenia i praktyki inżynierskiej w stosowaniu metody emisji akustycznej może prowadzić do błędnych wniosków. Przykładem jest zachowanie się belki w VI etapie przy **obciążeniu równym 1369,5 kN** (uznano, że belka utraciła swoje walory użytkowe). Liczba i intensywność sygnałów emisji akustycznej przy maksymalnej sile nie jest największa. Odpowiada obciążeniu belki siłą 996 kN uzyskanej w etapie V. Wartość mocy sygnału jest w tym przypadku o około 30% wyższa pomimo niższego obciążenia o 50%. **Dlatego nasuwa się wniosek, że sygnały EA nie zależą od obciążenia, a od procesów destrukcyjnych je wywołujących. Stwierdzenie to ma istotne znaczenie dla możliwości monitoringu i interpretacji wyników z wykorzystaniem emisji akustycznej.**



Rys.31. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu przy obciążeniu od 1240 kN do 1369,5 kN

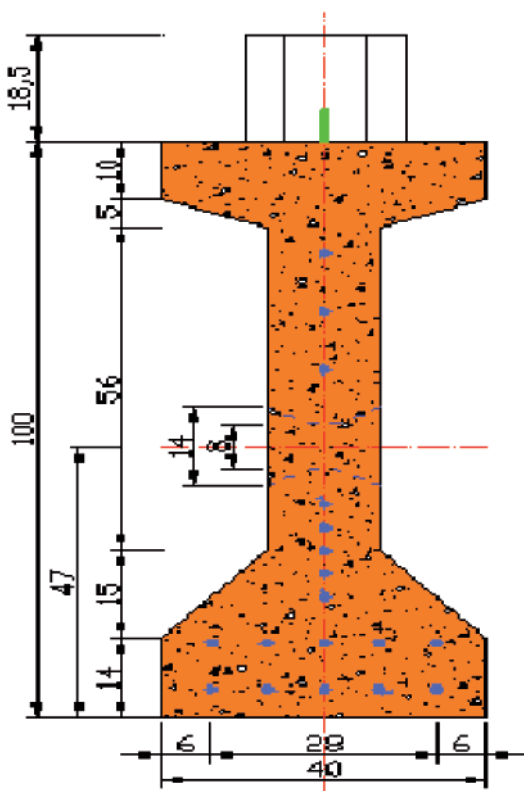
✦ Belka strunobetonowa typu WBS

Zachowanie się emisji akustycznej w próbach atestacyjnych belek strunobetonowych może różnić się, nawet jeśli są tego samego typu. Przykładem może być omawiana wcześniej belka typu T oraz dźwigar strunobetonowy typu **WBS**.

Testom poddano belkę strunobetonową typu **WBS** bez nadbetonu o długości $L=18,80$ m i wysokości $H=1,0$ m, wykonaną z betonu klasy B45. Belka zbrojona była 16 linami $\phi 15,5$ mm oraz zbrojeniem konstrukcyjnym wykonanym z prętów $\phi 12$ i $\phi 6$ mm rozmieszczonych jak na rysunku 32.

Badania nośności belki wykonano przy obciążeniu dwoma symetrycznie przyłożonymi siłami zgodnie z rysunkiem 17. Wielkości charakteryzujące wytrzymałość belki podane są niżej:

- Obliczeniowa siła rysująca $P_r^{obl} = 261,53$ kN,
- Obliczeniowe ugięcie rysujące $f_r^{obl} = 30,72$ mm,
- Obliczeniowa siła niszcząca ze względu na beton $P_{nb}^{obl} = 308,60$ kN,
- Obliczeniowa siła niszcząca ze względu na stal $P_{ns}^{obl} = 568,1$ kN.



Rys. 32. Przekrój belki WBS wraz z rozmieszczeniem splotów sprężających.

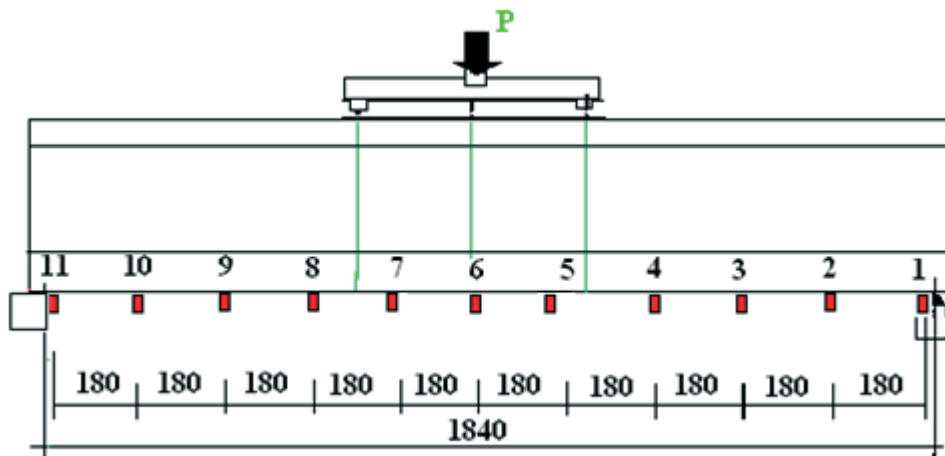
Obciążanie belki odbywało się w sześciu etapach zgodnie z harmonogramem zawartym w tabeli 16 w prasie hydraulicznej z użyciem dwóch typów siłowników o zakresie pomiarowym do 500 kN i do 1000 kN.

Tabela 16

Harmonogram obciążania belki WBS

Etap I	Etap II	Etap III	Etap IV	Etap V	Etap VI
$P/P_r^{obl} = 0,6$	$P/P_r^{obl} = 1,2$	$P/P_{nb}^{obl} = 0,6$	$P/P_{nb}^{obl} = 1,0$	$P/P_{nb}^{obl} = 1,85$	$P/P_{nb}^{obl} = 2,1$

W trakcie badań do oceny stopnia uszkodzenia belki zastosowano procesor emisji akustycznej MISTRAS 2001 oraz zestaw 11 czujników rezonansowych o częstotliwości 55 kHz. Ich rozmieszczenie pokazano na rysunku nr 33.



Rys.33. Rozmieszczenie czujników emisji akustycznej na belce typu WBS.

W pierwszych dwóch etapach obciążenia nie zaobserwowano na powierzchni badanego elementu widocznych zarysowań. Dlatego też badanie przerwano i na próbkach sześciennych 15x15x15 cm, pobranych z zakładu prefabrykacji, wykonano badania wytrzymałościowe betonu użytego do wykonania tych elementów. Wyniki badań zaprezentowano w tabeli 17.

Przeoglądając wyniki badań wytrzymałościowych betonu po 41 dniach, widać, że odpowiadają one klasie betonu B50, dlatego też naniesiono poprawki w następnych czterech etapach przyjmując, jako obciążenie niszczące ze względu na beton siłę $P_{nb}^{obl} = 324,4$ kN.

Wytrzymałość betonu na ściskanie

Lp.	Numer próbki	Wytrzymałość		Odchylenie standardowe S_R [MPa]	Współczynnik zmienności V_R [%]	Wytrzymałość gwarantowana	
		próbki R_{bc} [MPa]	średnia $R_{bc,śr}$ [MPa]			wg oblicz, stat. $R_{bc,s}^G$ [MPa]	wg normy $R_{bc,n}^G$ [MPa]
Belka – po 28 dniach							
1	1/3RŁ/1	55,05	58,37	3,08	5,28	52,39	48,64
2	1/3RŁ/2	61,13					
3	1/3RŁ/3	58,94					

W trzecim etapie w trakcie obciążania i odciążania również nie zaobserwowano pojawienia się rys na powierzchni belki. Dopiero w czwartym etapie przy sile $P=308,2$ kN zauważono na powierzchni elementu pierwszą rysę. W tym momencie przystąpiono do odciążania belki.

Po wykonaniu pomiaru ugięć dla belki nieobciążonej przystąpiono do realizacji V etapu obciążania do całkowitego zniszczenia. W jego trakcie mierzono szerokości rys, ugięcia oraz sygnały emisji akustycznej. Rozmieszczenie rys pojawiających się na belce zaprezentowano na rysunku 34 i 35.

Na powierzchni badanej belki powstało 85 rys. Druga rysa pojawiła się przy obciążeniu $P=324,4$ kN. Wszystkie rysy można było już zaobserwować przy ciężarze $P=421,7$ kN. Szerokość rys w chwili pomiaru wynosiła od 0,1 mm do 0,8 mm. Ze względu na maksymalne obciążenie siłownika badanie przerwano przy sile odpowiadającej $P=600,2$ kN. Następnie przystąpiono do odciążania belki.

Po zmianie siłownika przystąpiono do VI etapu obciążania doprowadzając belkę do całkowitego zniszczenia. Utrata nośności elementu nastąpiła przy obciążeniu siłą $P_n = 681,2$ kN.

Widok i szczegóły ze zniszczonej belki typu WBS pokazano na fotografiach 17, 18 i 19. Pierwsza z nich pokazuje rozmieszczenie rys oraz obszar wraz z pęknięciem powodującym zniszczenie belki. Znajduje się ono w strefie przyłożenia siły. Fotografie 18 i 19 przedstawiają miejsce uszkodzenia w belce, jak również szczegóły w obrębie samego pęknięcia. Widać znaczne ubytki betonu oraz pogiete zbrojenie i zdeformowane druty w linach sprężających belkę.



Fot. 17. Widok rys oraz pęknięcia niszczonego belkę WBS.



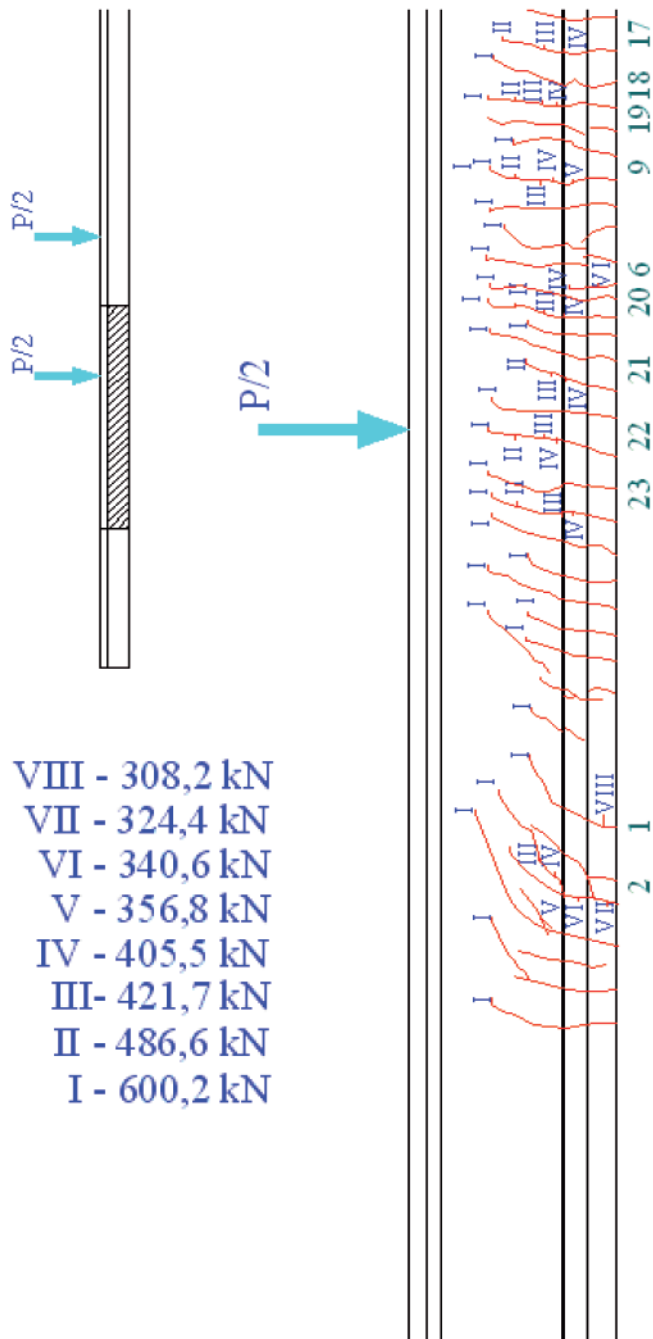
Fot. 18. Widok pęknięcia niszczonego belkę WBS.



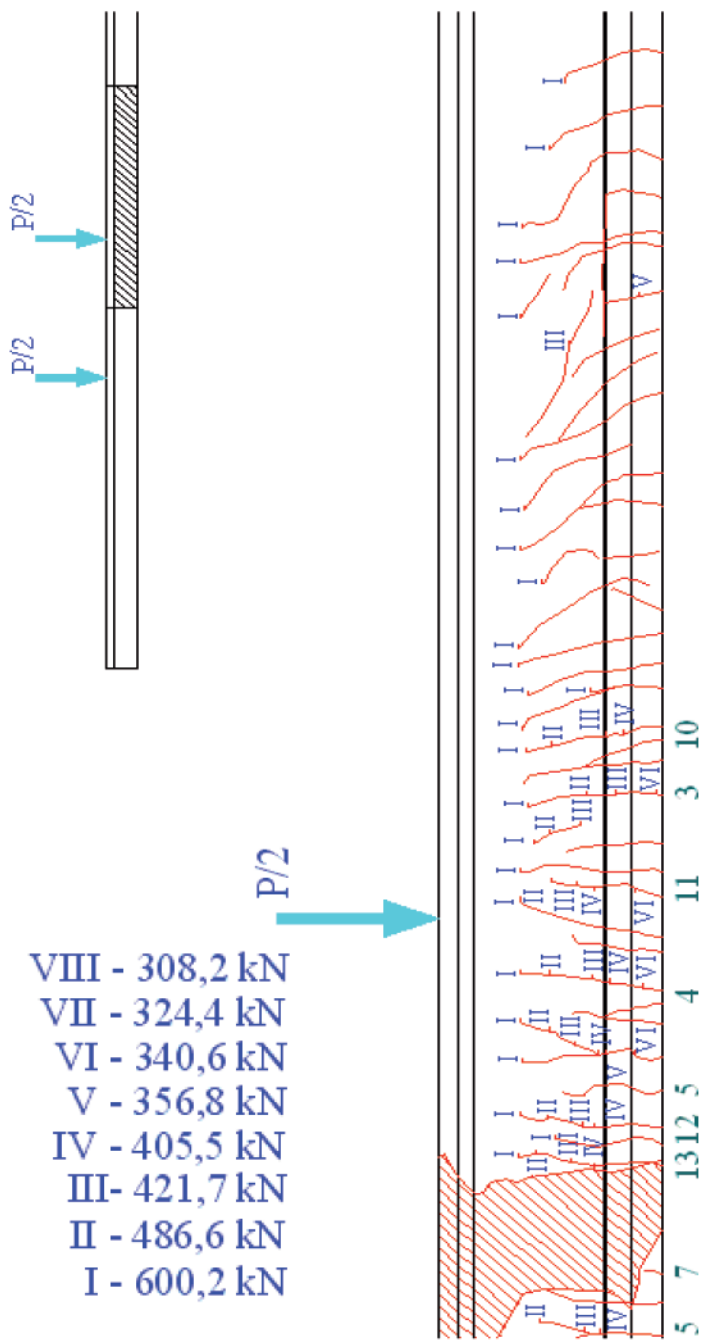
Fot. 19. Szczegół zniszczenia zbrojenia konstrukcyjnego oraz lin.

W trakcie prowadzonych badań rejestrowano sygnały emisji akustycznej. Celem tych pomiarów miało być określenie wpływu uszkodzeń na stan techniczny badanego dźwigara, jak również monitorowanie procesów destrukcyjnych w zależności od obciążenia. Sygnały EA były rejestrowane i analizowane metodą SPR we wszystkich etapach obciążania. W pierwszych czterech cyklach na belce nie zaobserwowano rys, a zarejestrowane sygnały obejmowały klasy nr 0 i nr 4, co zgodnie z przeprowadzonym grupowaniem odpowiada powstawaniu mikrorys w betonie. Szczególną uwagę w analizie sygnałów EA zwrócono na etap V (do 600 kN) oraz VI (do zniszczenia) obciążenia. Wybór związany był z tym, iż w etapie V pojawiły się wszystkie rysy w belce, a w VI uległa ona zniszczeniu. Na rysunku 36 i 37 zaprezentowano punktowe wykresy mocy sygnałów w funkcji czasu bez podziału belki na strefy dla obciążeń w zakresie od 0 do 500 w cyklach V i VI, po przyroście obciążenia od 500 do 600 w cyklach V i VI oraz przy obciążeniu 681,2 kN (zniszczenie) w cyklu VI.

Analizując przebieg procesów destrukcyjnych widać, że potwierdzają się spostrzeżenia poczynione w trakcie badania belki T. Również w tym przypadku, w etapie V, wielkości parametru mocy sygnału, jak i ich ilość, jest zdecydowanie większa niż przy tych samych wartościach obciążenia w etapie VI (belka z widocznymi rysami o rozwarciu od 0,1 do 0,8 mm).

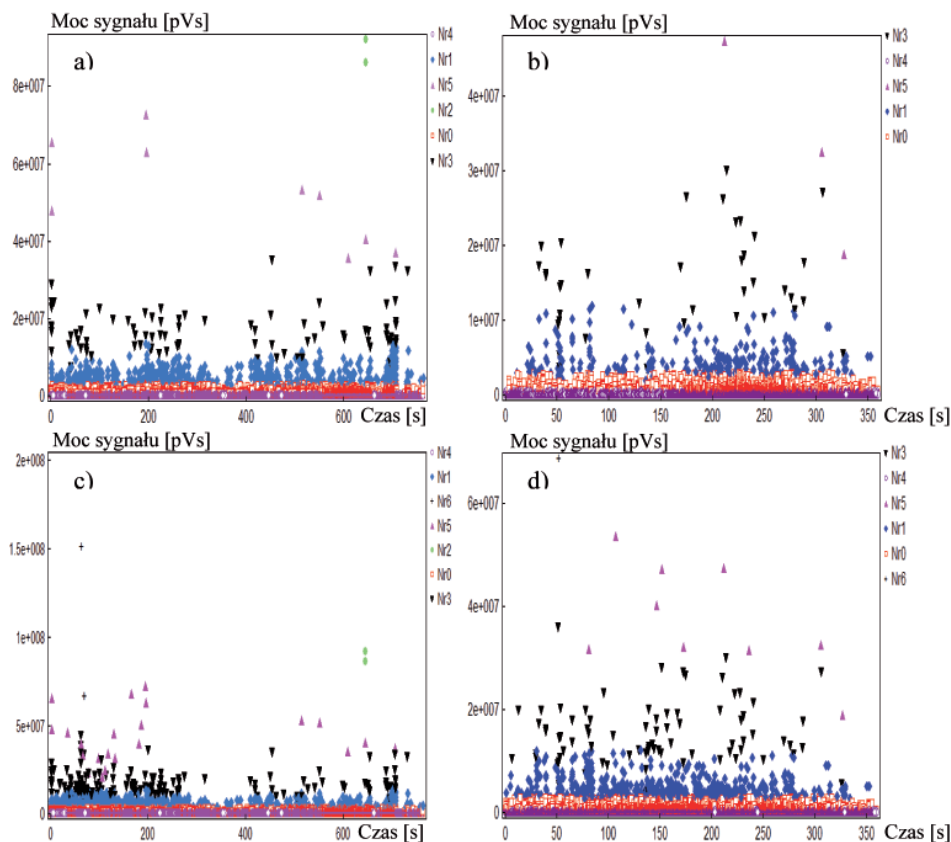


Rys.34. Rozmieszczenie rys po lewej stronie belki typu WBS w zależności od obciążenia.

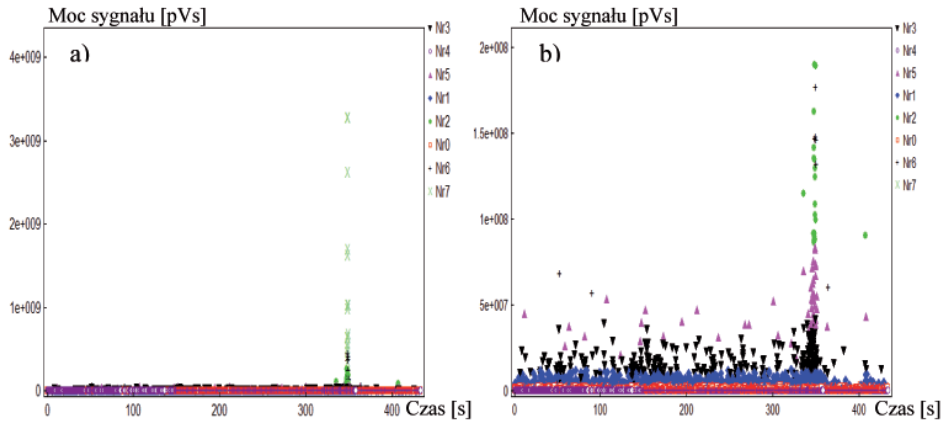


Rys.35. Rozmieszczenie rys po prawej stronie belki typu WBS w zależności od obciążenia

Porównując rysunki (36a i c) oraz (36b i d), można zauważyć, że w przypadku etapu V pojawia się jeden mechanizm destrukcyjny więcej niż w etapie następnym. Należy zauważyć, że zjawisko to występuje pomimo niższego obciążenia, co potwierdza tezę, że pewne klasy sygnałów generowane są w chwili inicjacji defektu, a następnie przechodzą w inne, np. związane z procesami tarcia.



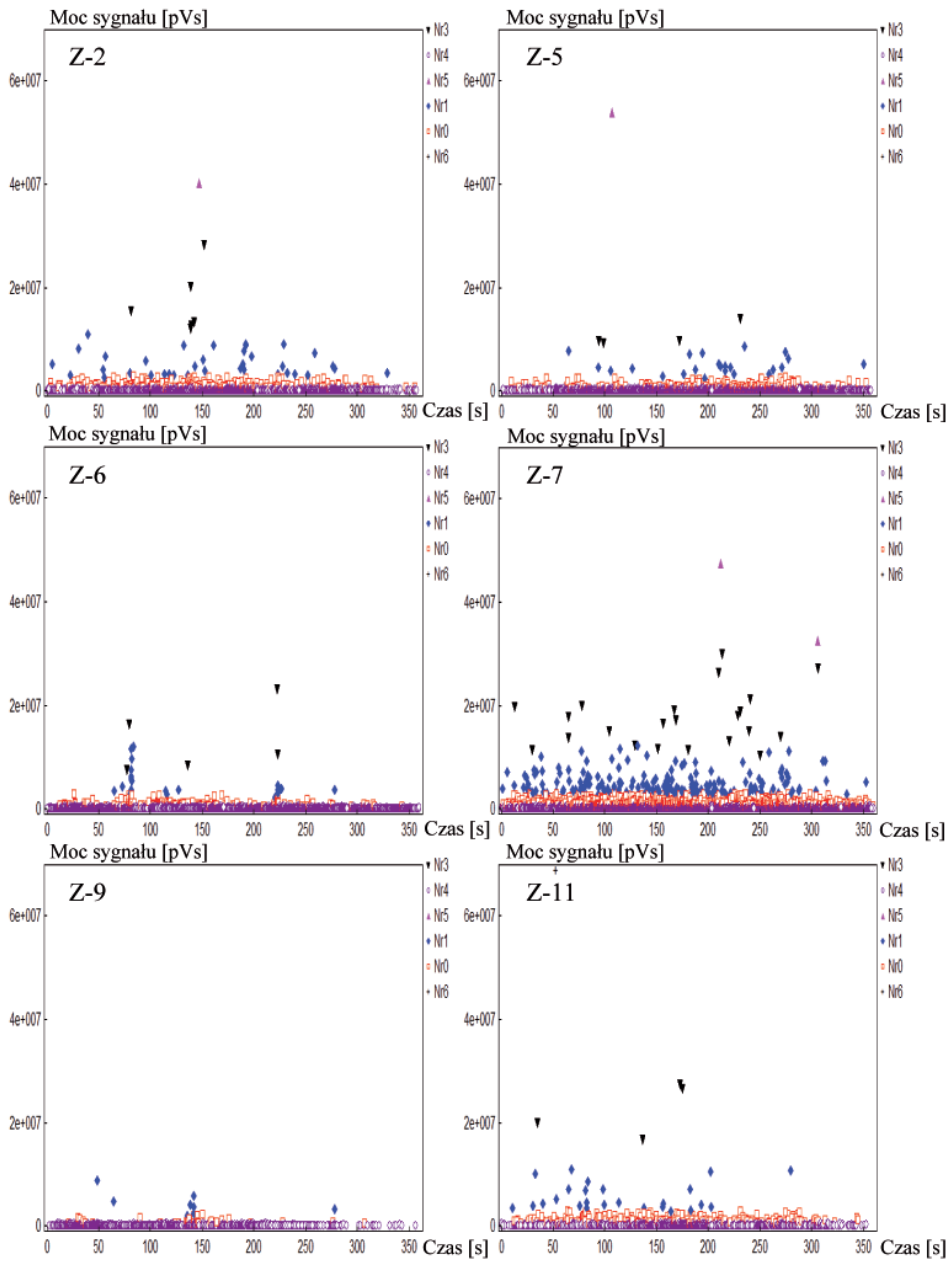
Rys. 36. Punktowe wykresy mocy sygnałów w funkcji czasu bez podziału belki na strefy dla obciążeń: a) w zakresie od 0 do 500 kN - etap V, b) w zakresie od 0 do 500 kN - etap VI, c) po wzroście obciążenia od 500 do 600 - etap V, d) po wzroście obciążenia od 500 do 600 - etap VI.



Rys.37. Punktowe wykresy mocy sygnałów w funkcji czasu bez podziału belki na strefy dla obciążeń: a) i b) przy sile 681,2 kN (zniszczenie) - etap VI.

Porównując wykresy w chwili zniszczenia belki T (rys.31) i WBS (rys.37a i b) widać, że proces destrukcyjny w drugim przypadku przebiegał w sposób gwałtowny, powodując deformację zbrojenia (pojawiają się sygnały oznaczone Nr 7) oraz wykruszanie się betonu. Tego typu sygnałów nie ma na rysunku 31, gdyż ten element uznany został za uszkodzony w wyniku utraty swych walorów użytkowych (przekroczenie dopuszczalnego ugięcia). Ponadto widać, że parametr mocy sygnału w chwili zniszczenia jest o rząd wyższy dla belki WBS niż w przypadku dźwigara typu T.

W celu przedstawienia zmian zachodzących w liczbie rejestrowanych procesów destrukcyjnych dla wybranych stref badanej belki, na rysunku 38 zaprezentowano wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu dla obciążenia od 0 do 600 kN w etapie VI. Dźwigar został podzielony na 11 stref, w których rejestrowano dynamikę rozwoju uszkodzeń. Na tym etapie badań belka była już uszkodzona poprzez powstałe rysy, których szerokość dochodziła do 0,8 mm. W tym etapie nie powstają już nowe rysy, tylko następuje wzrost szerokości i długości już istniejących. Jak można zauważyć, procesy destrukcyjne rozwijają się już we wszystkich strefach w sposób w miarę równomierny, co świadczy o uszkodzeniach całej belki.



Rys.38. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia od 0 do 600,0 kN w cyklu VI – w wybranych strefach.

W strefach Z-2, Z-5, Z-7, Z-9 i Z-11 pojawiają się sygnały oznaczone Nr 5, sugerujące niszczenie betonu na granicy zbrojenie-beton. Pojawiają się pojedyncze sygnały oznaczone Nr 6, mówiące o procesach destrukcyjnych w obrębie zbrojenia, uplastycznieniu bądź pojawianiu się pęknięć pojedynczych drutów w spłotach. Warto zwrócić uwagę, że w belce typu T strefy uszkodzone znajdowały się w innych miejscach dźwigara, niż to ma miejsce w tym przypadku.

5.1. PODSUMOWANIE

Na ocenę stanu technicznego obiektu, jakim jest most składa się nie tylko kondycja elementów nośnych, jak belki, przyczółki, filary, płyta, lecz również innych jak, izolacja, dylatacje, stanu wyposażenia. Ocena tych elementów przeprowadzona jest na podstawie oceny wizualnej. Skala ocen zależna jest od kraju, chociaż zasady dokonywania przeglądów są podobne. W Polsce ocenia się uszkodzenia w 6 stopniowej skali, natomiast w Stanach Zjednoczonych używa się skali 10 stopniowej. W niektórych krajach stosowana jest ocena dwuwskaźnikowa. Na przykład w Wielkiej Brytanii, w ocenie uszkodzenia uwzględnia się rozległość uszkodzenia jak i stopień zagrożenia. Każde z nich ujęte jest w oddzielnych tabelach omówionych poniżej.

Sposób przeprowadzenia przeglądów, jak i wzory raportów podane są w „Wytycznych oceny stanu technicznego obiektów mostowych” opublikowanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie. W przeciwieństwie do obecnie stosowanej oceny subiektywnej, uzupełnienie jej o badania wykorzystujące technikę emisji akustycznej wprowadza ocenę ilościową. Warunkiem koniecznym uzupełnienia oceny stanu technicznego obiektów mostowych jest przedstawienie wyników monitoringu metodą AE przy stosowaniu podobnych skal oceny, jak w metodzie tradycyjnej.

Sposób dopasowania wyników pomiarów EA musi umożliwić ich dostosowanie do skali używanych w określonych krajach. Pozwala na to procedura opisana poniżej.

Jako podstawę liczby stopni uszkodzenia przyjmuje się liczbę możliwych mechanizmów destrukcyjnych, jakie można wyróżnić w badanym obiekcie, równą liczbie klas sygnałów EA. Następnie stosując klasyfikację UPR dokonuje się ponownego podziału na klasy z narzuconą liczbą tych klas, równą liczbie stopni uszkodzenia w protokołach ocen stosowanych w określonym kraju. Algorytm ten jest łatwy w zastosowaniu, jednak jest mało dokładny, dlatego otrzymany w powyższy sposób wynik można korygować, jeśli dysponuje się odpowiednio obszerną bazą danych utworzoną z wcześniej **zarchiwizowanych wyników badań, a zwłaszcza analiz przeprowadzonych podczas napraw monitorowanych uprzednio obiektów. Niemniej korekta taka powinna być przeprowadzona przez zespół posiadający doświadczenie praktyczne.**

6. ZASTOSOWANIE WIELOPARAMETROWEJ ANALIZY ROZPOZNAWANIA OBRAZU DO KLASYFIKACJI USZKODZEŃ W ELEMENTACH ORAZ OBIEKTACH BUDOWLANYCH Z BETONÓW WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH

Moja dotychczasowa praktyka, jak i doświadczenia innych użytkowników techniki EA w diagnostyce różnych typów konstrukcji wskazują, że przeniesienie wyników uzyskanych w skali laboratoryjnej na obiekty w pełnej skali [23, 52, 66, 89, 94, 95, 98], a zwłaszcza na badania polowe nie jest sprawą łatwą, a często rezultaty mogą badających wprowadzać w błąd. Jest szereg przyczyn takiego stanu rzeczy. Badania laboratoryjne realizowane są na specjalnie przygotowanych i obciążanych próbkach względnie modelach, w których występuje (lub dominuje) jeden ściśle określony mechanizm niszczenia. Również obciążenie realizowane w laboratorium odbiega od obciążenia elementu w konstrukcji, gdyż nie uwzględnia szeregu istotnych składowych takich jak: współdziałanie różnych elementów konstrukcji, dodatkowe składowe obciążenia (np. skręcanie dźwigarów), wpływ zmian w środowisku, itp.

Badania laboratoryjne i próby atestacyjne prowadzone są z reguły na nowych elementach, a procesy w nich zachodzące mogą mieć zupełnie inny charakter niż w elementach starych. Różnice te wynikają z niejednorodnego rozwoju defektów w starych konstrukcjach, spowodowanych różnym poziomem uszkodzeń w poszczególnych elementach. Jak wcześniej wspomniano w rozdziale 4, obecnie stosowane procedury opracowane na podstawie badań laboratoryjnych na małych elementach nie pozwalają na pełną analizę stanu technicznego obiektów mostowych. Natomiast jak pokazano w rozdziale 5, ocena konstrukcji na podstawie procesów destrukcyjnych pozwala uzyskać znacznie więcej informacji oraz stwarza możliwości oceny ilościowej uszkodzeń w obiekcie. Dlatego technikę tą zastosowano w badaniach polowych obiektów mostowych z betonów wstępnie sprężonych. Badania polowe na rzeczywistych konstrukcjach miały na celu opracowanie i weryfikację procedur. Ocenę stopnia uszkodzenia dźwigarów konstrukcji mostowej przeprowadziłem grupując sygnały w klastry, z których każdy zawierał sygnały akustyczne generowane przez podobne źródła, będące określonymi procesami destrukcyjnymi. Identyfikację mechanizmów niszczących wykonałem metodą wieloparametrowej analizy obrazu sygnałów oraz sygnałów wzorcowych, zgromadzonych wcześniej w bazie danych.

Przykłady podane niżej pokazują wyniki analizy trzech różnych obiektów. Pierwszym jest belka strunobetonowa omawiana w rozdziale 5. Drugi przykład pokazuje analizę uszkodzeń w belce strunobetonowej, w prześle mostu przeznaczonemu do przebudowy, podczas normalnej eksploatacji. Natomiast trzeci przykład ilustruje możliwości wykrywania i klasyfikowania defektów niewidocznych na

powierzchni badanego obiektu, na przykładzie dwuprzęsłowego wiaduktu z belek strunobetonowych typu Kujan.

W omawianych poniżej przykładach oceniałem zarówno wpływ uszkodzeń na stan techniczny badanego elementu, jak i rozległość uszkodzeń. W tym celu zastosowałem 6 stopniową skalę klasyfikacji defektów zgodnie z tabelami 18 i 19.

Tabela 18

Przyjęte kodowanie rozległości uszkodzeń

Kod	Opis
A	Brak znaczących wad
B	Mała ilość wad, obejmująca nie więcej niż 5% powierzchni / długości bądź liczba elementów
C	Umiarkowana ilość wad, obejmująca od 5% do 20% powierzchni / długości bądź liczba elementów
D	Duża ilość wad, obejmująca od 20% do 50% powierzchni / długości bądź liczba elementów
E	Rozległe wady, obejmujące od 50% do 70% powierzchni / długości bądź liczba elementów
F	Rozległe uszkodzenia, obejmujące więcej niż 70% powierzchni / długości bądź liczba elementów

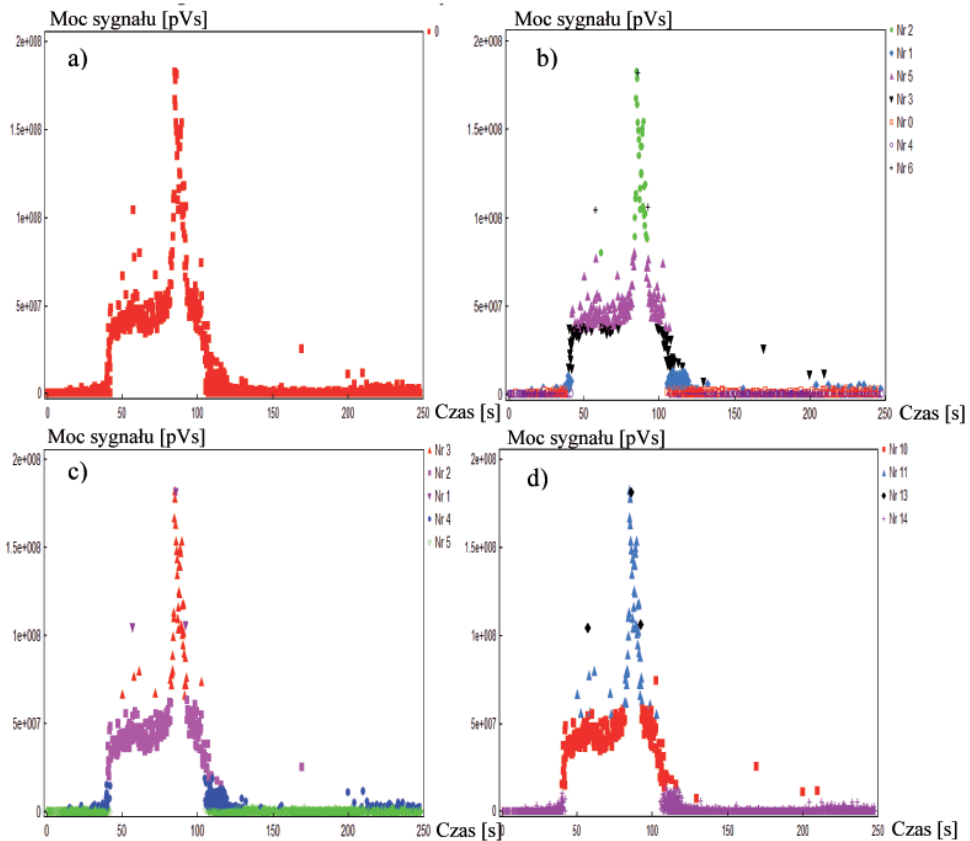
Tabela 19

Ogólny opis wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji

Kod	Opis
1	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej bądź zniszczony
2	poważna wada / uszkodzenie i / albo element jest blisko awarii / zniszczenia.
3	Umiarkowana wada / uszkodzenie, która może mieć wpływ na utratę nośności
4	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady / uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu.
5	Nowy element bądź element z wadą niemającą wpływu na jego nośność
6	Nowy element bez wad

Jako miarę stopnia uszkodzenia przyjęto występowanie sygnałów z określonego klastra, kierując się źródłami sygnałów EA i związanymi z nimi procesami destrukcyjnymi. Nasza baza danych zawiera osiem grup sygnałów przyporządkowanych ośmiu procesom destrukcyjnym zgodnie z tabelą 12. Dalej ocena prowadzona jest według klasyfikacją sześciostopniowej, dlatego też niektóre grupy sygnałów należało połączyć. Łączenie przeprowadziliśmy wg. jednego z dwu sposobów opisanych wcześniej. Zastosowaliśmy program statystyczny UPR (*Unsupervised Pattern Recognition*) z zadaniem podziału na 6 klas, co w naszym przypadku okazało się wystarczającym. System sklasyfikował sygnały na zasadzie statystycznego podobieństwa parametrów EA.

Procedurę łączenia na mniejszą liczbę klas demonstruje rysunek 39. Przykład dotyczy jednej strefy (Z-9) belki. Wykres (a) przedstawia zarejestrowane sygnały bez klasyfikacji, (b) po klasyfikacji metodą SPR, (c) i (d) po ponownej klasyfikacji metodą UPR z podziałem na 5 i 4 klasy.



Rys.39. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu dla jednej strefy

Poszczególne wykresy przedstawiają:

- a) emisję akustyczną bez klasyfikacji sygnałów,
- b) grupy reprezentujące wszystkie mechanizmy zniszczenia,
- c) podział na 5 grup przy pomocy UPR,
- d) podział na 4 grupy przy pomocy UPR.

Widać, że wprowadzenie podziału procesów destrukcyjnych na mniej klas powoduje łączenie się pewnych grup sygnałów. Zastosowanie tego uproszczenia powoduje, że użytkownicy programu analizującego zawsze są po bezpiecznej stronie gdyż program wykazuje tendencje do ograniczania bezpieczeństwa od dołu. Przyjęcie podziału procesów destrukcyjnych na sześć klas pozwala w miarę prosty sposób połączyć systemy kodowania tradycyjnego z metodą emisji akustycznej w przypadku oceny wpływu uszkodzeń na stan techniczny konstrukcji.

Więcej problemów stwarza ocena wpływu rozległości uszkodzeń na nośność badanej konstrukcji. W obiekcie określa się udział procentowy stref o tych samych klasach sygnałów, zgodnie z tabelą 19.

6.1. OCENA STOPNIA USZKODZENIA BELKI STRNOBETONOWEJ TYPU T27

Podany wyżej sposób klasyfikacji zastosowałem do oceny rozwoju uszkodzeń belki typu T27 podczas jej obciążania w przedziałach: 0 - 231,6 kN (rys. 23), 231,6 - 496,0 kN (rys. 26), 496,0 – 667,0 kN (rys. 27), 667,0 – 996,0 kN (rys. 28). Wynik analizy pokazany jest w tabelach 20, 21, 22, 23.

Analizując wyniki zawarte w tabeli 20 widać, że wszystkie strefy wykazują aktywność emisji, co wskazuje na występowanie małych uszkodzeń w elemencie.

W tabeli 21 pokazano rozległość i wrażliwość na uszkodzenia belki zarysowanej. W tym przypadku ponad 50% powierzchni elementu wykazuje uszkodzenia w postaci rys o szerokości 0,1 mm. Dlatego dla tych obszarów należy przyjąć ocenę na poziomie 3. Pozostała część belki na podstawie rejestrowanych sygnałów EA nie wykazuje jeszcze oznak początku procesu destrukcyjnego. Dla tych stref możemy przyjąć ocenę na poziomie 4. Zalecany byłby okresowy monitoring obiektu.

W tabeli 22 zamieszczono wyniki oceny stanu technicznego belki przy obciążeniu odpowiadającemu wartości 667 kN. Widać, że strefa uszkodzeń jak i jakość tych uszkodzeń jest już na tyle duża, że należałoby zwrócić szczególną uwagę na tę belkę. Ponad 50% powierzchni belki ocenianych jest na 3, tzn., że na powierzchni widoczne są liczne uszkodzenia wpływające na nośność badanego elementu.

Tabela 20

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 0 – 231,6 kN

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C						
D						
E						
F					4	F

Tabela 21

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 231,6 – 498 kN

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C						
D					4	D
E				3	E	
F						

Tabela 22

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 496 – 667 kN

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C					4	C
D			2	D		
E				3	E	
F						

Tabela 23

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 667 – 996 kN

	0	1	2	3	4	5
A						
B					4	B
C		1	C			
D						
E						
F			2	F		

Około 25% powierzchni badanego elementu jest ocenianych na 2, czyli na obszarze tym znajdują się uszkodzenia zagrażające belce. Widzimy, że obszar zajmowany przez te uszkodzenia jest stosunkowo duży. Jedyne 17% powierzchni belki nie wykazuje widocznych oznak uszkodzenia.

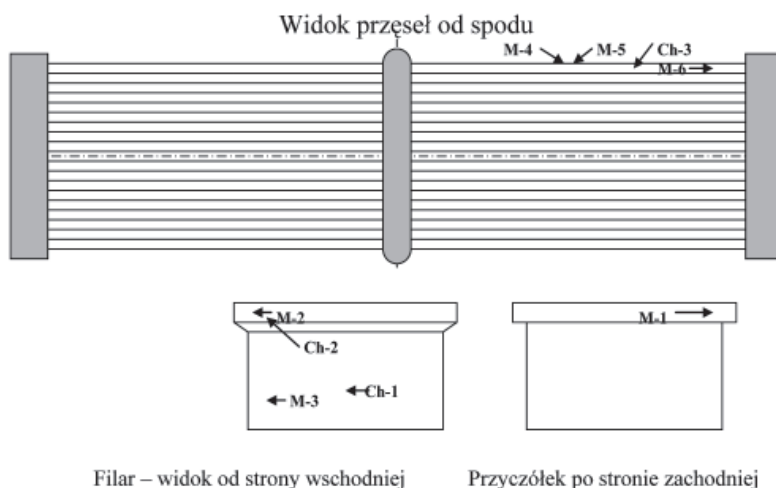
W ostatniej tabeli 23 znajdują się wyniki klasyfikacji uszkodzeń dla obciążenia odpowiadającemu 996 kN. Widzimy, że około 20 % powierzchni belki ma uszkodzenia mogące wywołać wykruszenia betonu, a następne 75% powierzchni obejmują defekty istotne dla bezpieczeństwa konstrukcji i mające bezpośredni wpływ na nośność badanego elementu. Tylko około 5% powierzchni belki nie wykazuje widocznych uszkodzeń. Zgodnie z przyjętymi założeniami belka jest uznana za uszkodzoną i nieprzydatną do dalszej pracy.

6.2. OCENA STOPNIA USZKODZENIA DWUPRZĘSŁOWEGO MOSTU W CIĄGU DRÓGI KRAJOWEJ NR 74

Opracowując powyższą procedurę w trakcie prowadzonych prac badawczych, w latach 2000-2007 przebadano około 20 obiektów mostowych. W pierwszych badaniach korzystano z kryteriów oceny opracowanych przez Tinkeya-Fowlera [161] bądź Ohtsu [113, 176, 177]. W miarę rozwoju naszego warsztatu badawczego i upewnieniu się, że stosowane algorytmy nie w pełni pozwalają ocenić stan techniczny obiektów mostowych, zaczęliśmy w diagnostyce stosować procedury badawcze stworzone w naszym laboratorium. Tak jak przedstawiłem to w poprzednich rozdziałach, analiza bazuje głównie na bazie sygnałów wzorcowych oraz analizie obrazu (SPR). Dla zilustrowania możliwości wykorzystania opracowanych procedur w badaniu obiektów mostowych, chciałbym zaprezentować wyniki pomiaru wykonanego na dwuprzęsłowym moście o rozpiętości przęseł 25,65 m i szerokości 9,96 m, prawdopodobnie uciągłym płytą na szerokości jezdni. Konstrukcja pomostu została zrealizowana z belek typu „KUJAN”. Korpusy przyczółków są masywne z ciosów kamiennych, ławy podłożyskowe i skrzydełka wykonano jako żelbetowe. Masywny filar jednoślupowy jest betonowy, a oczep betonowy, zbrojony. Łożyska wykonano z warstw papy. Dla oceny stanu technicznego badanego obiektu wykonano przegląd rozszerzony bazując na ocenie wizualnej, badaniach chemicznych betonu, wytrzymałości betonu wyznaczonej metodą sklerometryczną oraz przeprowadzonym monitoringu metodą emisji akustycznej. Beton w belkach na podstawie badań nieniszczących zakwalifikowano do klasy B30, natomiast beton w podporach do klasy B15.

Na rysunku 40 zaznaczono miejsca wykonanych badań sklerometrycznych (M-i) oraz chemicznych (Ch-i). W wyborze miejsc pomiaru kierowano się dwiema przesłankami:

- reprezentatywnością badania,
- obiektywnością wyboru.



Rys.40. Plan i miejsce badań sklerometrycznych i chemicznych na badanym obiekcie.

Wyniki zawartości chlorków przedstawia tabela 24.

Tabela 24

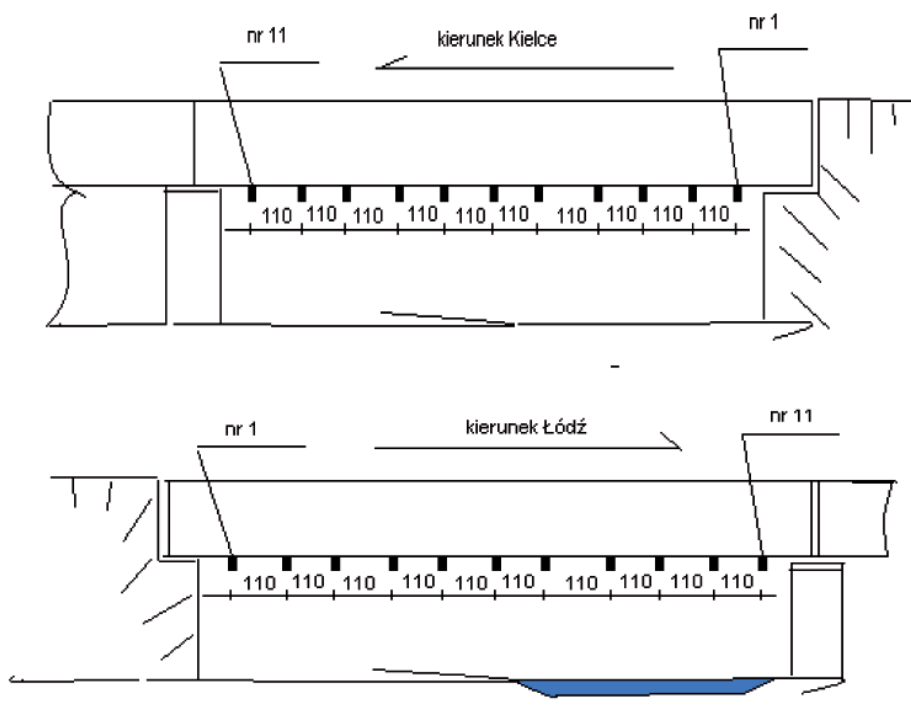
Wyniki badania zawartości chlorków na powierzchni i wewnątrz konstrukcji żelbetowej oraz belek strunobetonowych

Punkt pomiarowy	Wyniki
Ch-1	chlorki do głębokości 5,8 cm (azotan srebra biały, chromian potasu żółty); w odwiercie pH>10 (fenoloftaleina zabarwiona na czerwono, tymoloftaleina na niebiesko), na powierzchni pH<8,9 (odczynniki bez zabarwienia)
Ch-2	chlorki do głębokości 5,8 cm (azotan srebra biały, chromian potasu żółty); w odwiercie pH>10 (fenoloftaleina zabarwiona na czerwono, tymoloftaleina na niebiesko), na powierzchni pH od 8,9 do 10 (fenoloftaleina zabarwiona na czerwono, tymoloftaleina bez zabarwienia)
Ch-3	chlorki do głębokości 1cm (azotan srebra biały, chromian potasu żółty); w odwiercie pH>10 (fenoloftaleina zabarwiona na czerwono, tymoloftaleina na niebiesko), na powierzchni pH od 8,9 do 10 (fenoloftaleina zabarwiona na czerwono, tymoloftaleina bez zabarwienia)

Na podstawie otrzymanych wyników analizy chemicznej widać, że powierzchnia betonu utraciła swoje właściwości ochronne dla zbrojenia, dlatego istotne jest określenie czy występują już procesy destrukcyjne we wnętrzu badanych elementów. W tym celu przeprowadzono badania z użyciem emisji akustycznej według schematu rozmieszczenia czujników zaprezentowanym na rysunku 41.

Badaniom emisji akustycznej poddano cztery strefy pomostu (po dwie belki w każdym przęśle). Na dolnej powierzchni belek rozmieszczono liniowo 11 czujników o częstotliwości 30 – 80 kHz (VS-30V). Odległość pomiędzy czujnikami wynosiła 110 centymetrów.

W czasie badania zastosowano tzw. lokalizację strefową. Oznacza to, iż sygnały EA rejestrowane były tylko przez ten czujnik, który znajdował się najbliżej źródła sygnałów. Przed przystąpieniem do właściwego pomiaru sprawdzono poprawność działania aparatury. W sąsiedztwie każdego z czujników wywołano sygnały wzorcowe. Źródłem tych sygnałów był łamany grafit o średnicy 0,5 mm firmy *Pentel*. Stwierdzono, iż każdy z czujników zarejestrował sygnały EA. Amplituda tych sygnałów wynosiła 90 dB.



Rys.41. Rozmieszczenie czujników EA na badanych belkach.

Właściwe badanie prowadzono pod normalnym obciążeniem mostu, wynikającym z ruchu ulicznego. Natężenie ruchu występujące na tym obiekcie w trakcie realizacji badań wynosiło około 1200 pojazdów na godzinę. Wyniki pomiarów emisji akustycznej dla wybranych elementów zaprezentowano na rysunku 42 i 43.

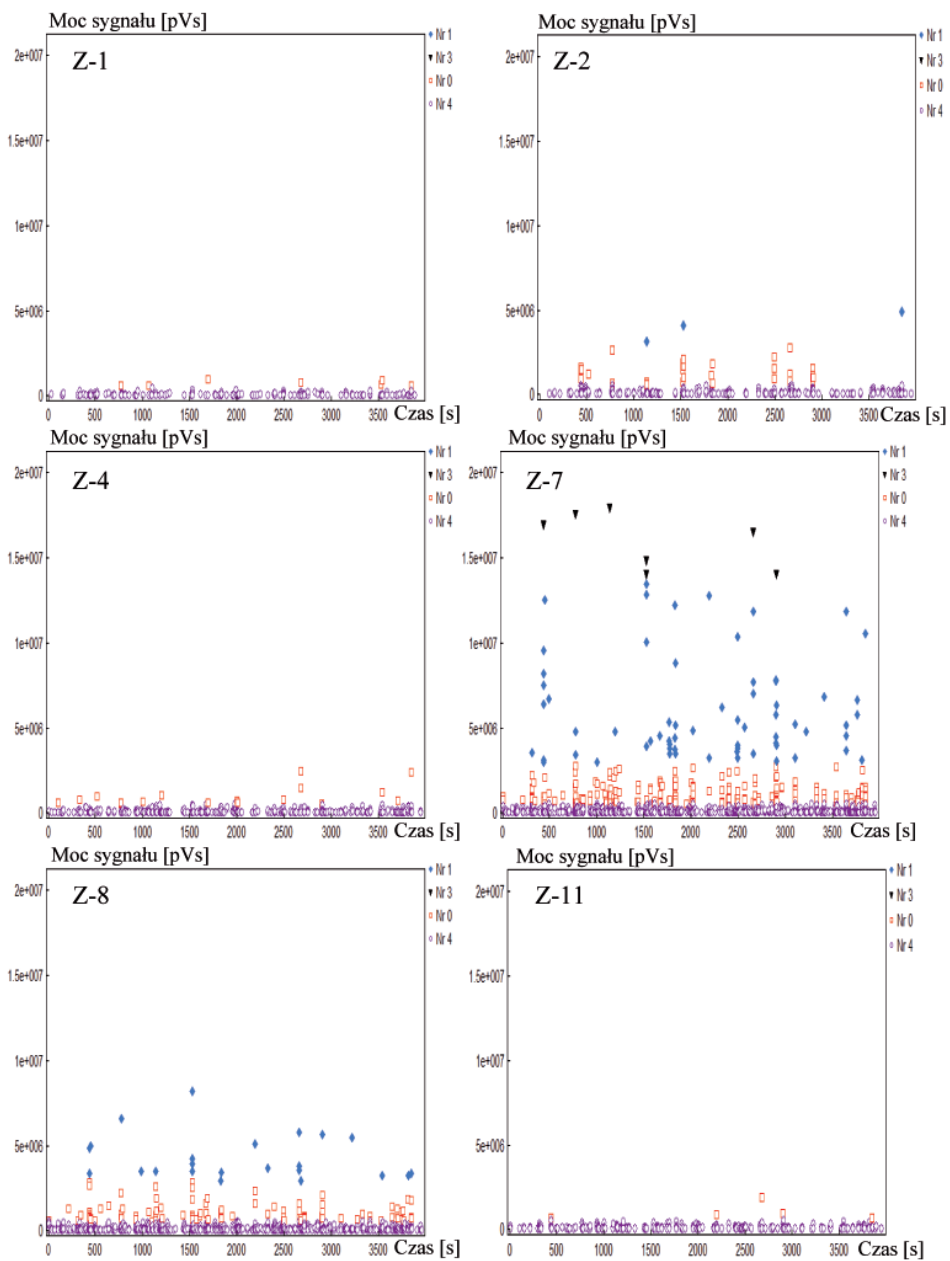
Przykłady oceny stanu technicznego badanego mostu na podstawie wyników z pomiarów (rys.42 i rys.43) zawarto w tabelach 25 i 26.

Tabela 25

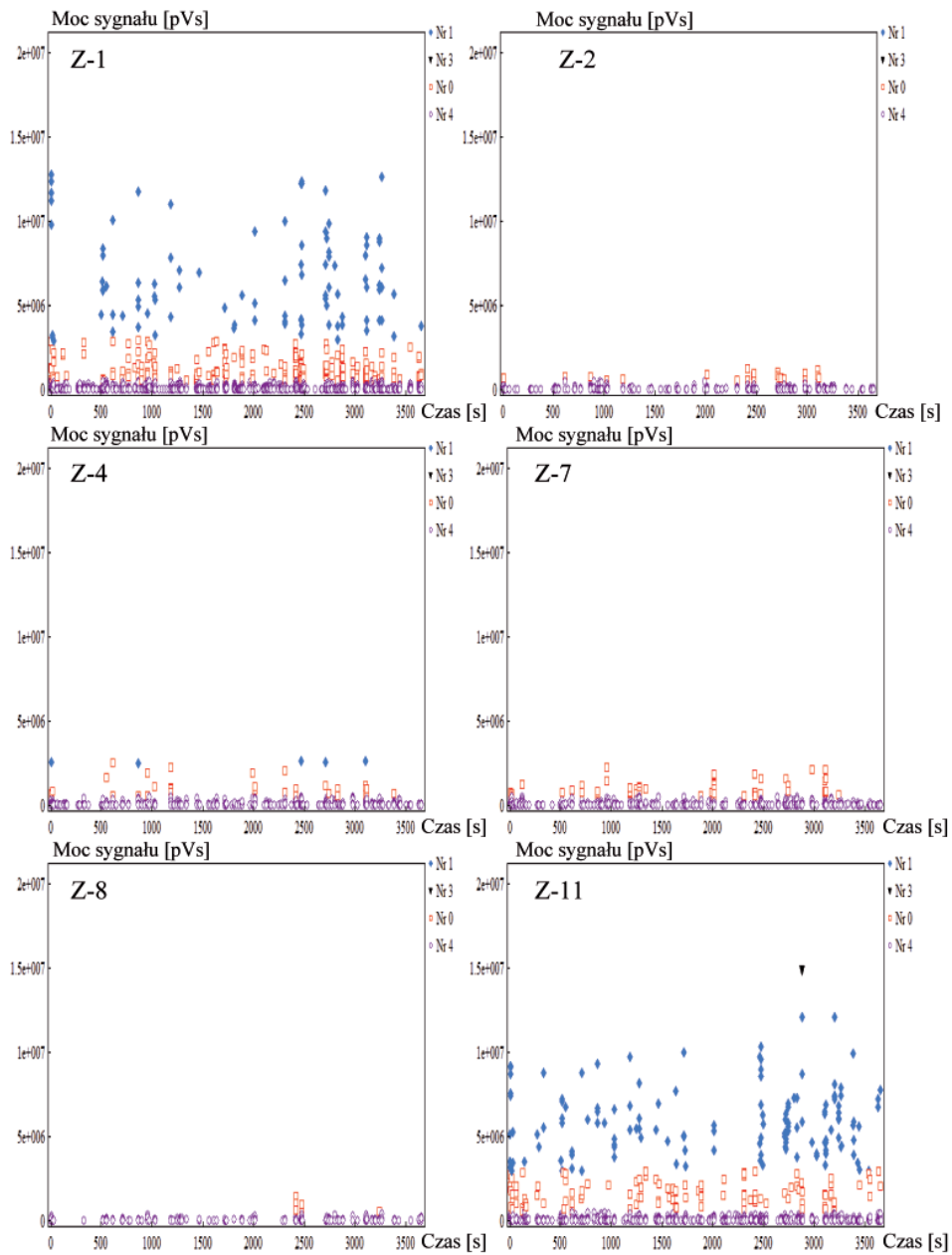
Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny belki IV przęśla 2 (od strony dolnej wody)

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C						
D					4	D
E				3	E	
F						

Na podstawie przeprowadzonej analizy należy stwierdzić, że strefa obejmująca płytę pomostu pod chodnikiem oraz jezdnią zawiera liczne uszkodzenia na dużej powierzchni obejmującej ponad 60 % strefy. Uszkodzenia te odpowiadają powstawaniu niewielkich rys powierzchniowych wywołanych bądź obciążeniem, bądź też korozją zbrojenia i nie zagrażają bezpośrednio bezpieczeństwu konstrukcji, ale mają wpływ na dalsze użytkowanie obiektu, a w krótkim czasie mogą doprowadzić do destrukcji tej części obiektu. Dlatego też należy tej części przypisać ocenę 3. Pozostała część zawiera nieliczne uszkodzenia – mikrorysy – nie wpływające na nośność konstrukcji, dlatego otrzymuje ocenę 4.



Rys.42. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu dla belki IV przęsła 1 (od strony dolnej wody) w wybranych strefach, ilustrujących zachowanie się elementu w trakcie badania.



Rys.43. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu dla belki IV przęśła 2 (od strony dolnej wody) w wybranych strefach, ilustrujących zachowanie się elementu w trakcie badania.

Na podstawie przeprowadzonej analizy danych zawartych w tabeli 26 należy stwierdzić, że strefa obejmująca płytę pomostu pod chodnikiem oraz jezdnią zawiera uszkodzenia na powierzchni obejmującej ~ 30 % strefy, które wpływają na bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji. Strefy te zlokalizowana są w okolicach podpór. Procesy destrukcyjne wykryte w tych strefach odpowiadają tworzeniu się rys i spękań. W tym rejonie występują rysy ukośne, odcinające górne narożniki belek, oraz wyraźne ślady korozji zbrojenia. Na powierzchni ponad 50% znajdują się liczne uszkodzenia, niemające obecnie bezpośredniego wpływ na dalsze użytkowanie obiektu. Pozostała część zawiera nieliczne uszkodzenia nie wpływające na nośność konstrukcji, ale mające wpływ na jej trwałość. Charakterystyka tych uszkodzeń jest taka sama jak w poprzednim punkcie.

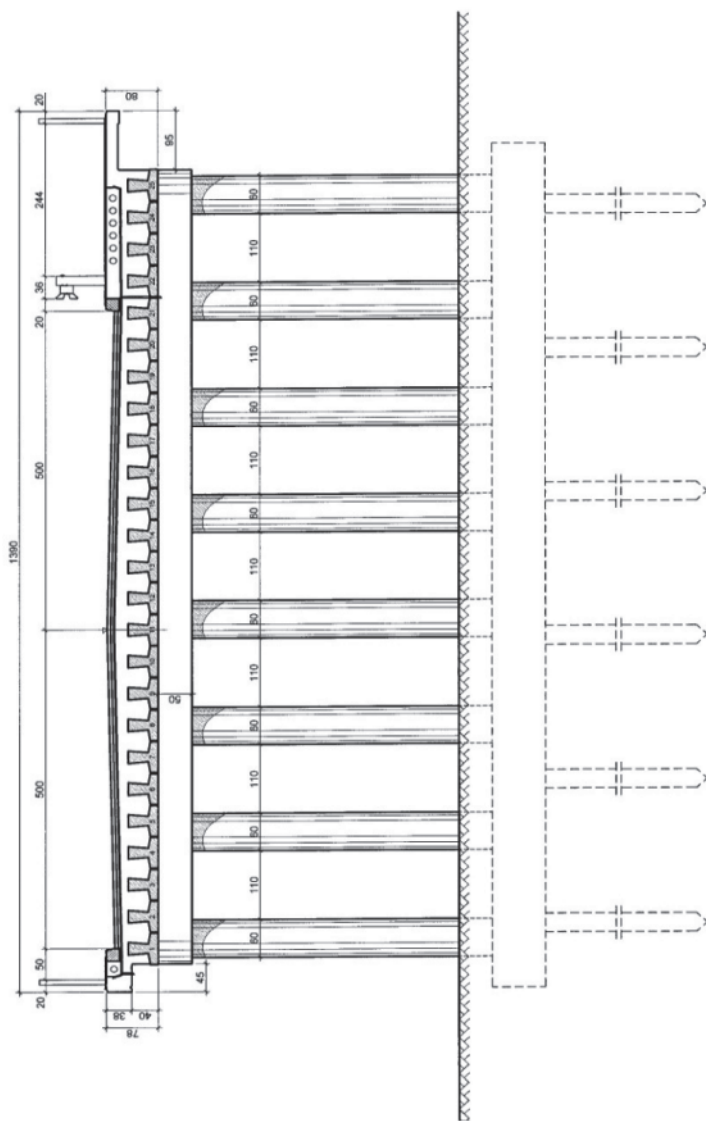
6.3. OCENA STOPNIA USZKODZENIA DWUPRZĘSŁOWEGO WIADUKTU W CIĄGU ULICY MIELCZARSKIEGO W KIELCACH

Następnym przykładem ilustrującym możliwości wykorzystania emisji akustycznej i bazy sygnałów wzorcowych do diagnozowania stanu technicznego obiektu mostowego jest wiadukt znajdujący się w Kielcach na skrzyżowaniu ul. Mielczarskiego (górá) z 2-jezdniową ul. Grunwaldzką. Obiekt jest konstrukcją dwuprzęsłową o rozpiętości $L = 2 \times 12$ m, wykonaną z belek sprężonych typu KUJAN. Ukos wiaduktu wynosi $\alpha = 74^\circ 16'$.

W przekroju poprzecznym wiaduktu, zgodnie z rysunkiem 44, znajdują się: jezdnia dla ruchu dwukierunkowego o szerokości 10 m, jednostronny chodnik szerokości 3,0 m i pas bezpieczeństwa szerokości 0,5 m. Łączna szerokość pomostu w świetle balustrad wynosi 13,5 m, a całkowita szerokość wiaduktu 13,9 m. Obiekt zaprojektowano na obciążenia klasy I, T-80, wg normy PN-66/B-2015 i wykonano w 1973 r.

Konstrukcję każdego przęsła stanowi 25 belek strunobetonowych typu KUJAN ułożonych na styk, uzupełnionych zbrojeniem poprzecznym i nadbetonem monolitycznym. Belki KUJAN oparte są na filarze i na przyczółkach bez łożysk. Przęsła nad filarem (według informacji uzyskanej od projektanta) są uciążlone. Podporami wiaduktu są żelbetowe przyczółki i filar. Przyczółki o konstrukcji ścianowej mają grubości ok. 50 cm, a filar złożony z 8-miu słupów $\varnothing 60$ cm w rozstawie 1.70 m, jest zwieńczony ocepem o wymiarach 70×55 cm. W trakcie wizji lokalnej na wiadukcie zaobserwowano podłużne pęknięcie wzdłuż styku, które chociaż nie zagraża bezpośrednio awarią, powoduje lokalne przeciążenie belek i może doprowadzić z upływem czasu do ich zarysowania.

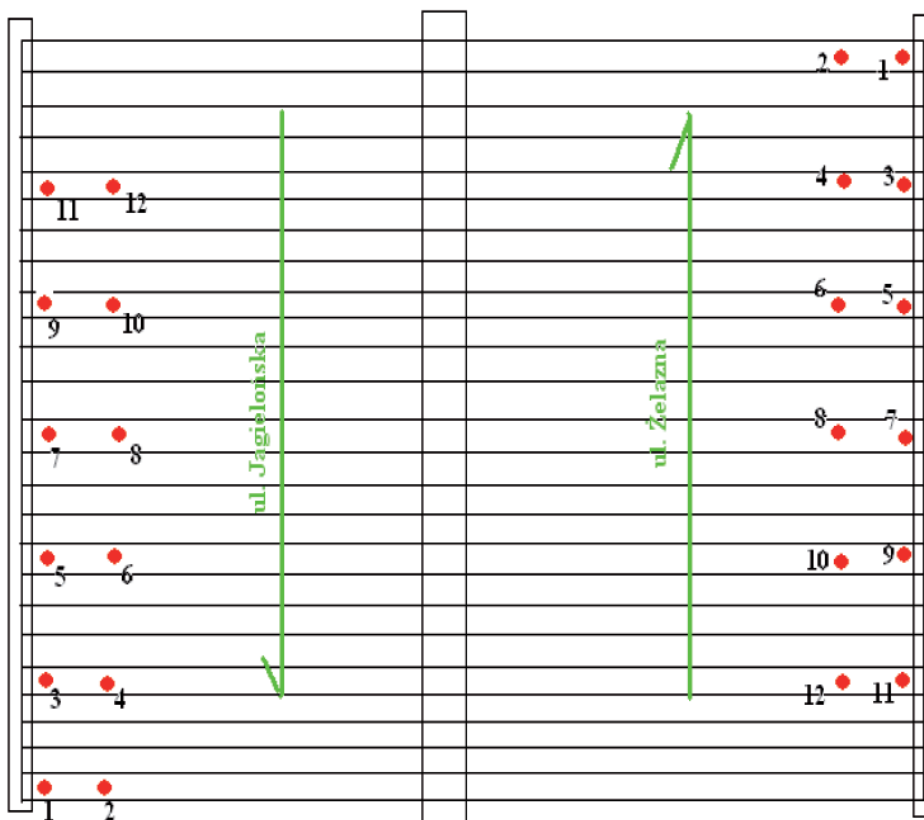
Przekrój poprzeczny przęsła przy filarze 1:75



Rys. 44. Przekrój poprzeczny przęsła przy filarze.

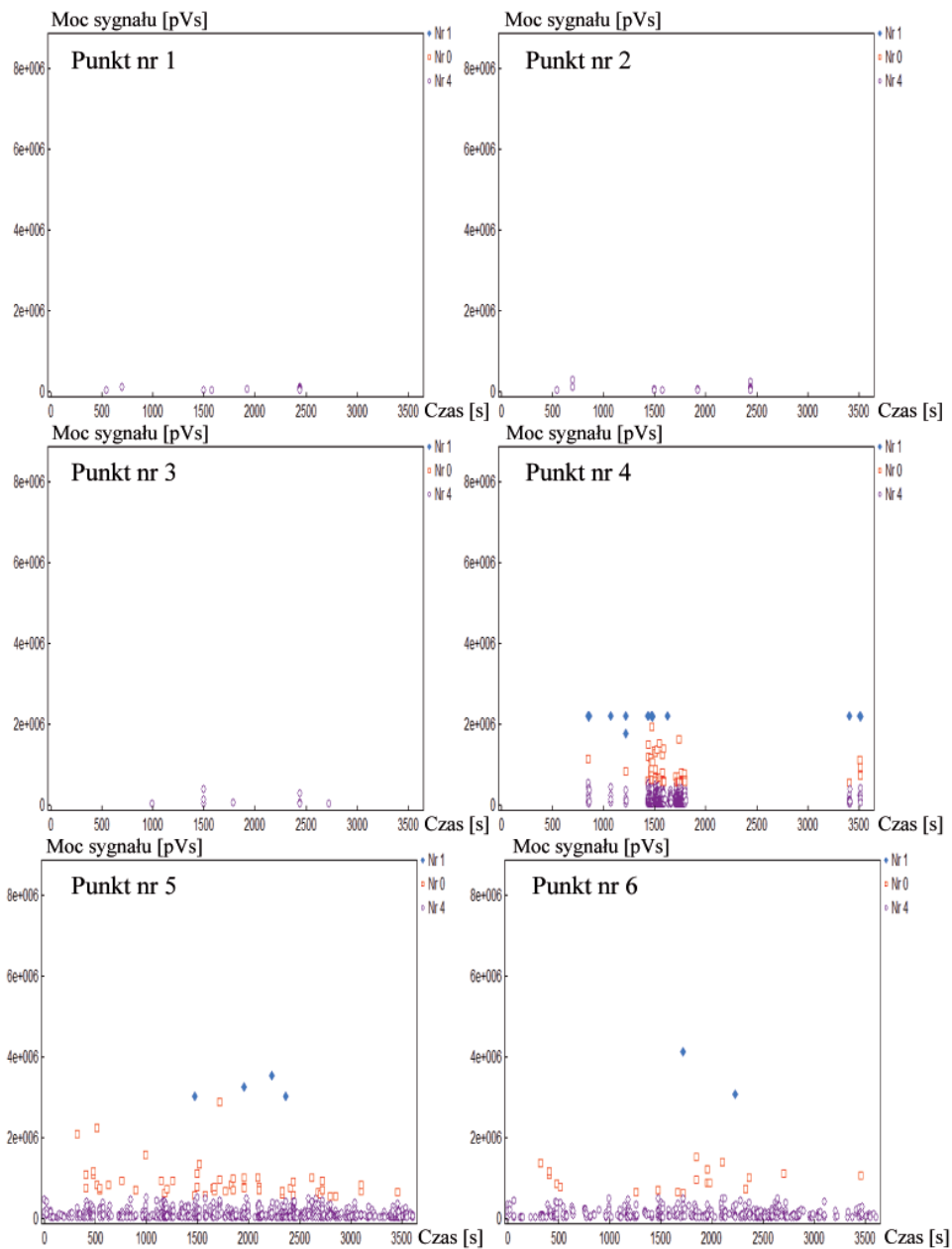
„Klawiszowanie”, o ile różnica przemieszczeń będzie znacząca (aktualnie różnica poziomów sąsiednich belek wynosi ~ 4 cm), może stać się przyczyną permanentnego pęknięcia nawierzchni. Dlatego też zalecono wykonanie badania strefy przypodporowej metodą emisji akustycznej.

Badaniom emisji akustycznej poddano dwanaście belek w strefie przypodporowej (po sześć dla jezdni w kierunku ul. Jagiellońskiej oraz w kierunku ul. Żelaznej). Na dolnej powierzchni belek rozmieszczono liniowo 12 czujników rezonansowych o częstotliwości 55 kHz. Odległość pomiędzy czujnikami wynosiła 150 centymetrów. Jest to odległość wystarczająca do zarejestrowania wszystkich sygnałów EA z badanej belki. Rozmieszczenie czujników pokazano na rysunku 45.

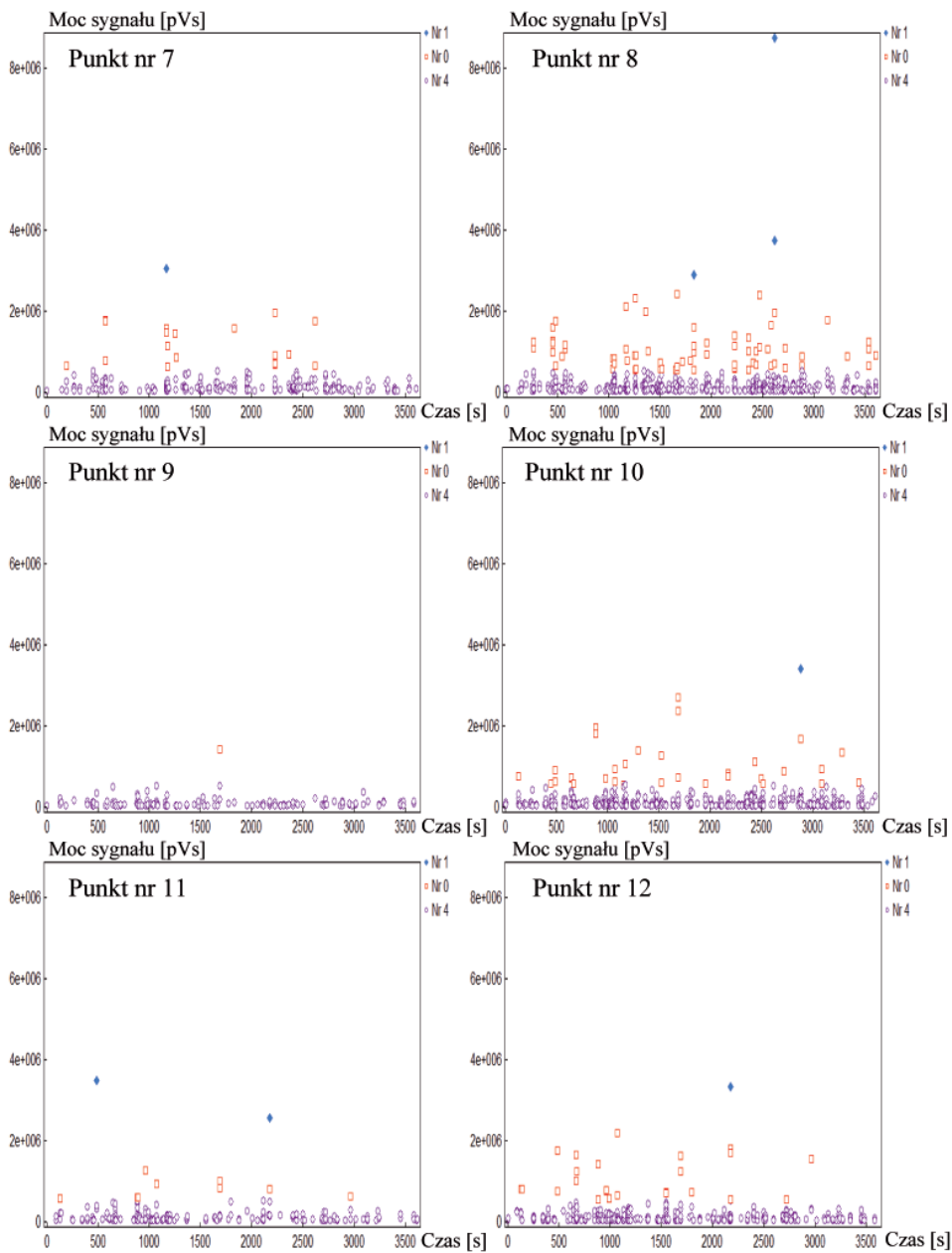


Rys.45. Rozmieszczenie czujników EA.

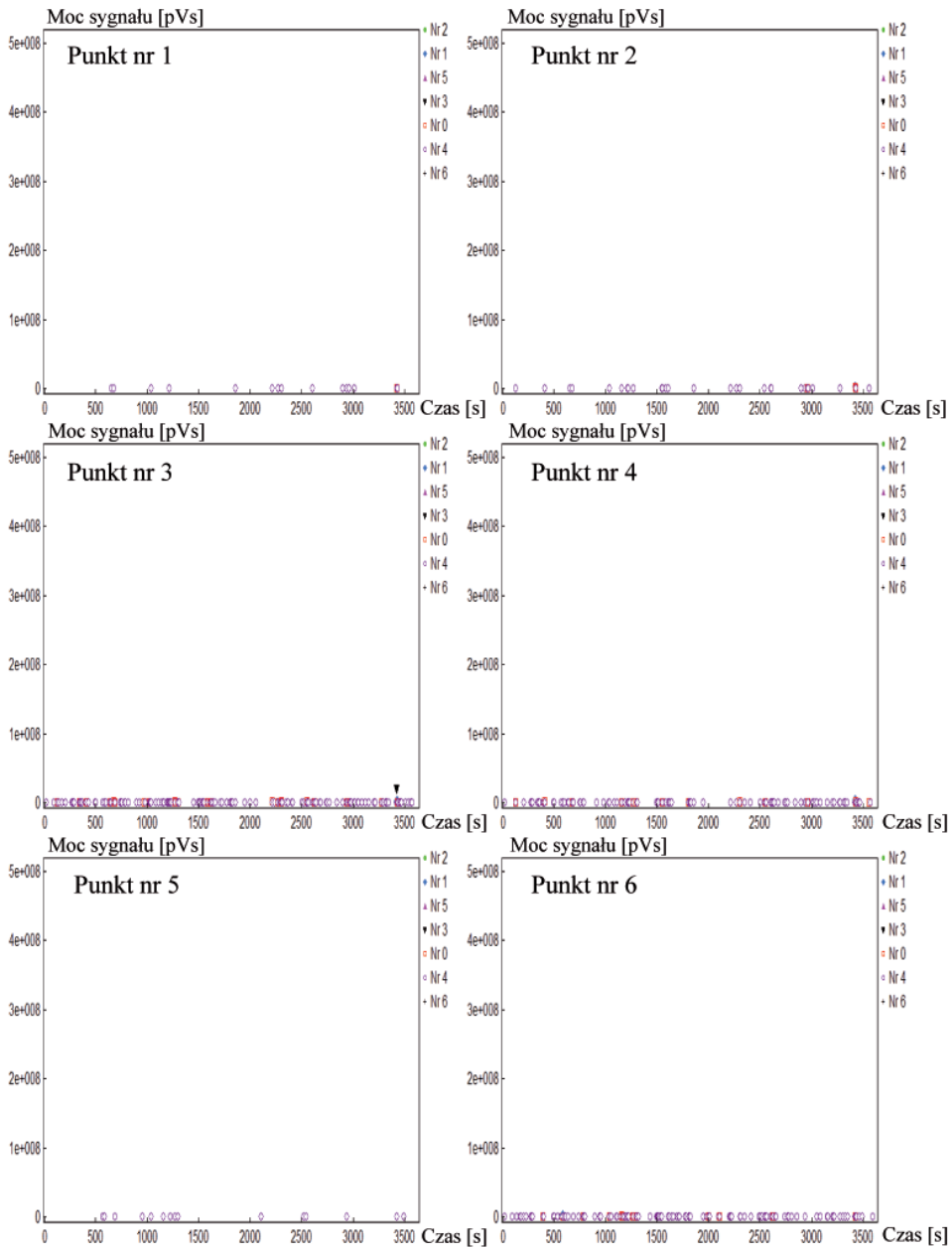
Właściwe badanie prowadzono pod normalnym obciążeniem wiaduktu wynikającym z ruchu ulicznego. Wyniki pomiarów przedstawiono na rysunku 46, 47, 48, 49.



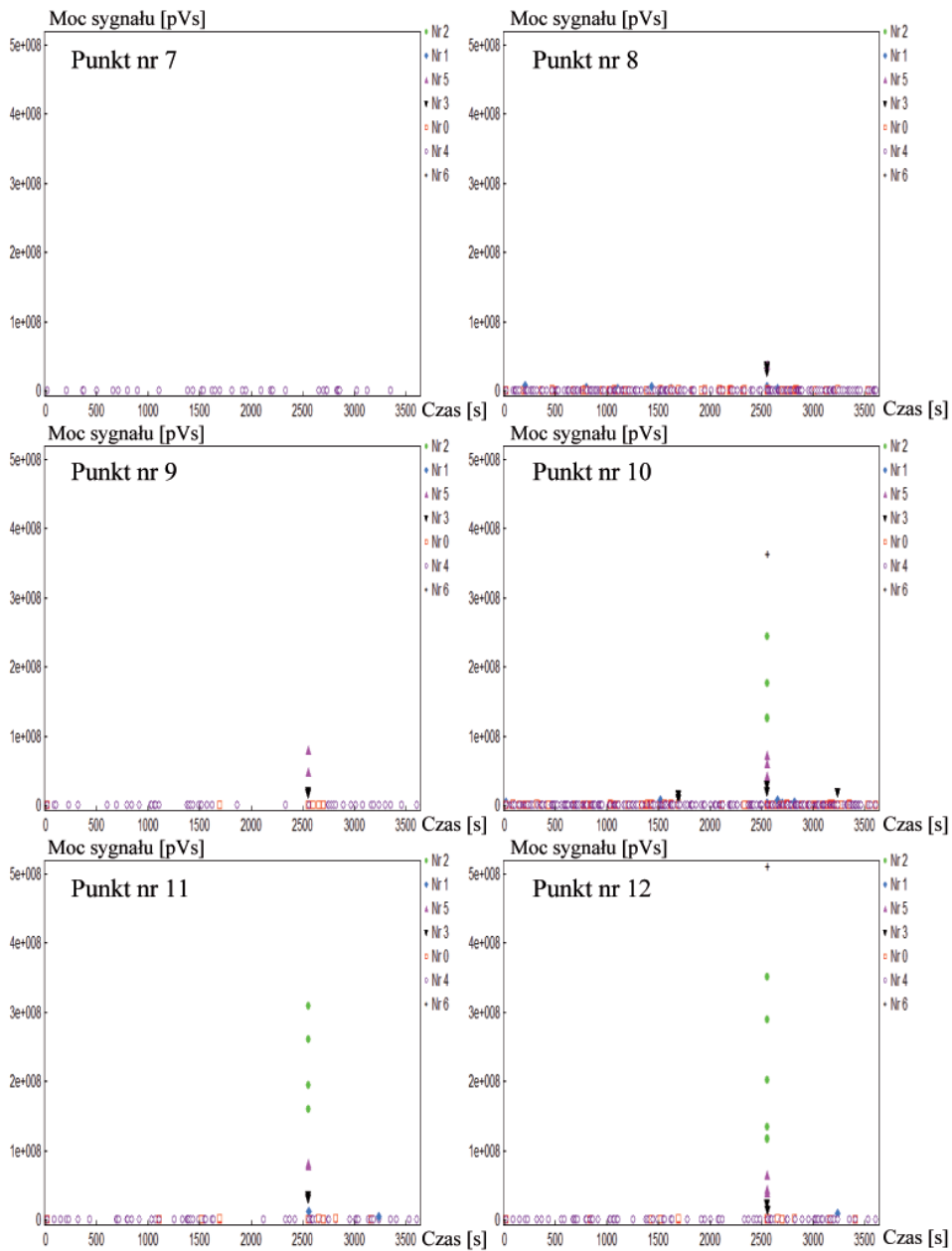
Rys.46. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla punktów od 1 do 6, na prześle w kierunku ul. Jagiellońskiej



Rys.47. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla punktów od 7 do 12, na prześle w kierunku ul. Jagiellońskiej



Rys.48. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla punktów od 1 do 6, na przęśle w kierunku ul. Żelaznej



Rys. 49. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla punktów od 7 do 12, na prześle w kierunku ul. Żelaznej

Uzyskane wyniki zostały poddane obróbce przy użyciu bazy sygnałów wzorcowych i SPR, co pozwoliło na przypisanie odpowiedniej oceny obiektowi, z uwzględnieniem wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji, jak i rozległości uszkodzeń dla danej strefy. W tabelach 27 i 28 zaprezentowano określony stan techniczny badanych elementów na tej podstawie.

Tabela 27

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny strefy przyporowej w kierunku ul. Jagiellońskiej

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C					4	C
D			2	D		
E				3	E	
F						

Na podstawie przeprowadzonej analizy należy stwierdzić, że strefa przyporowa obejmująca płytę nad jezdnią w kierunku ul. Jagiellońskiej zawiera liczne mikrouszkodzenia na dużej powierzchni obejmującej ponad 60 % strefy. Na pozostałym obszarze pojawiają się sygnały sugerujące występowanie zjawisk sprzyjających powstawaniu rys o szerokości do 0,1 mm. Uszkodzenia te odpowiadają powstawaniu niewielkich rys powierzchniowych, wywołanych bądź obciążeniem, bądź też korozją zbrojenia. Nie zagrażają one bezpośrednio bezpieczeństwu konstrukcji, ale mają wpływ na dalsze użytkowanie obiektu, a w niedalekiej perspektywie mogą doprowadzić do dalszego spadku trwałości i nośności części obiektu.

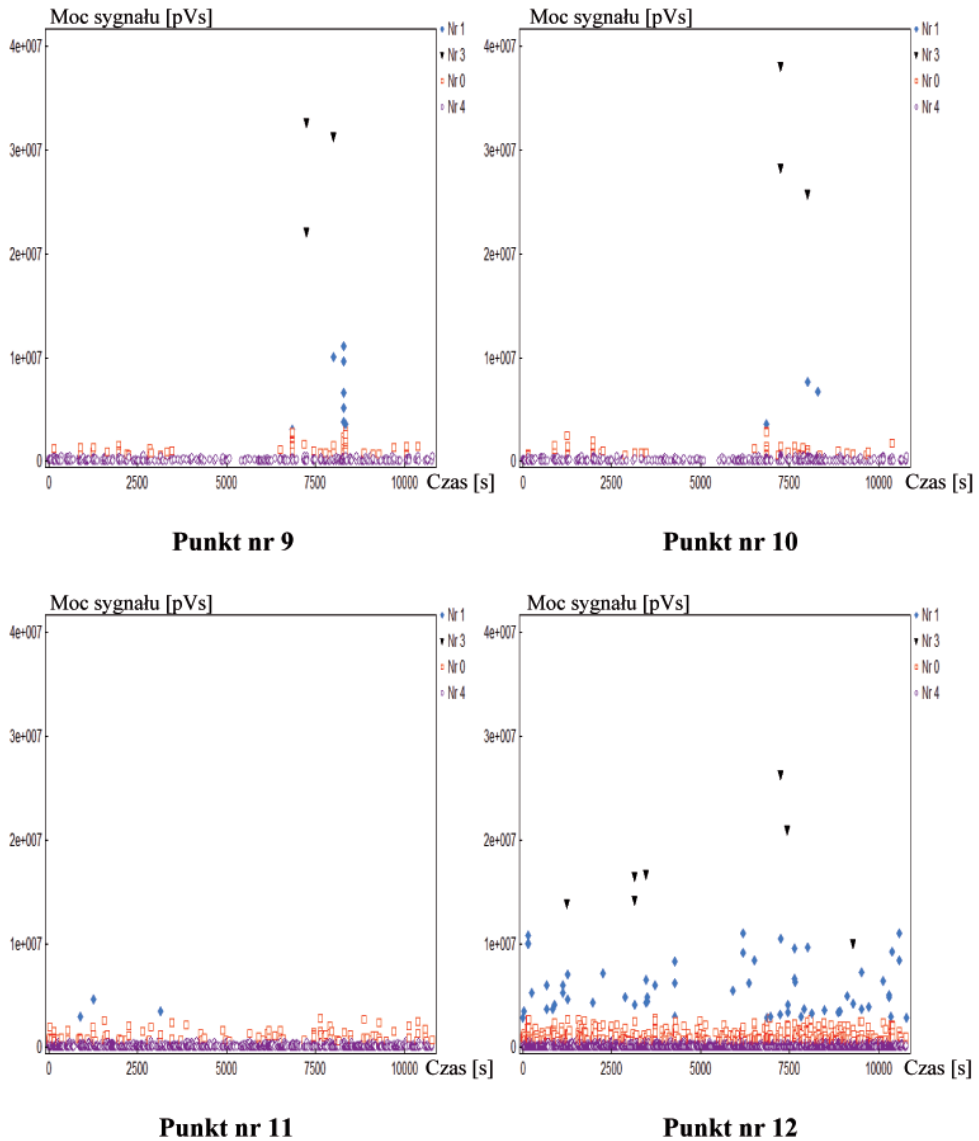
Tabela 28

Opis rozległości uszkodzeń i wpływu defektów na stan techniczny strefy przypodporowej kierunku ul. Żelaznej

	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C					4	C
D			2	D		
E				3	E	
F						

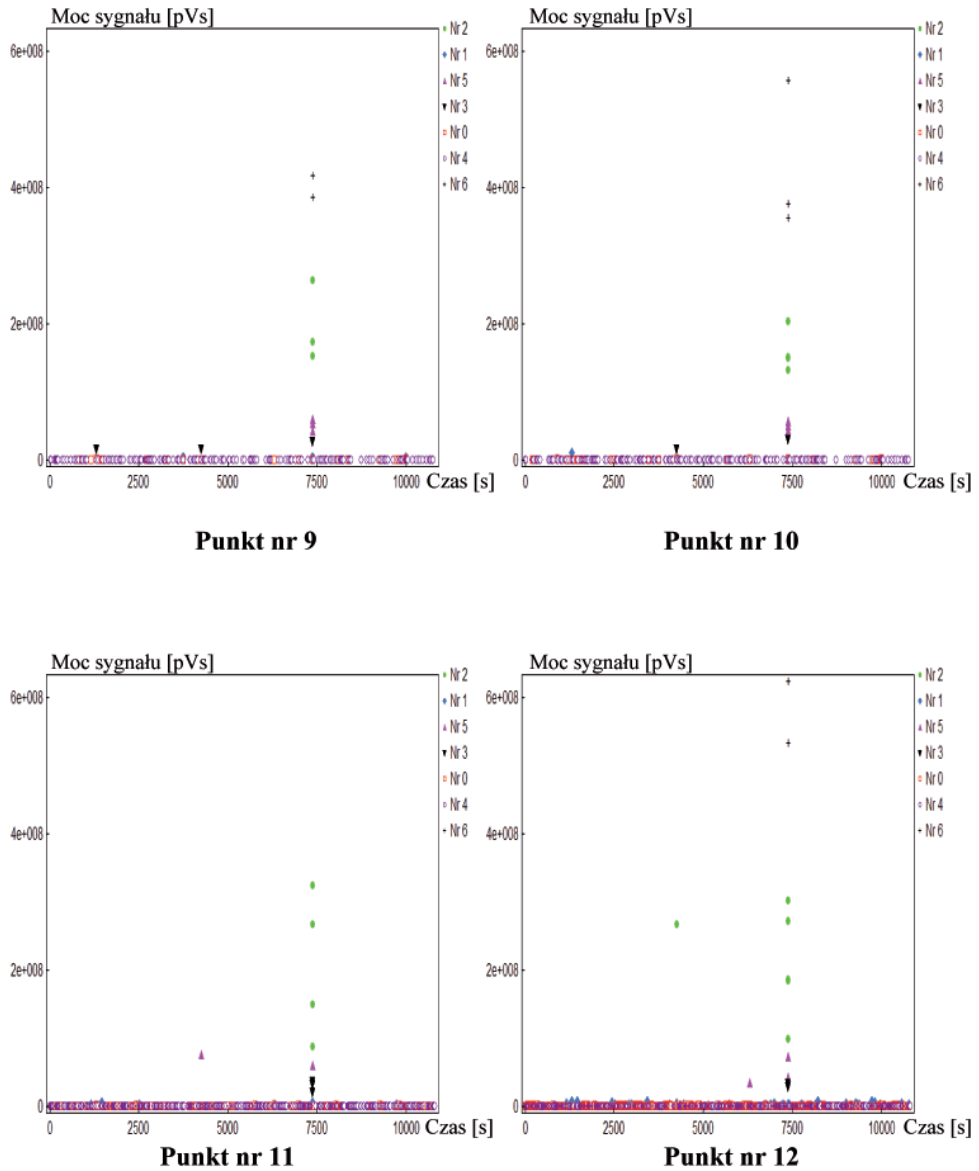
Po analizie rysunków 48 i 49 oraz tabeli 28 należy stwierdzić, że strefa przypodporowa, obejmująca płytę nad jezdnią w kierunku ul. Żelaznej, zawiera liczne mikro-uszkodzenia na powierzchni obejmującej ponad 40 % strefy. Na pozostałym obszarze pojawiają się sygnały sugerujące występowanie zjawisk sprzyjających powstawaniu rys o szerokości do 0,1 mm. Uszkodzenia te odpowiadają powstawaniu niewielkich rys powierzchniowych wywołanych bądź obciążeniem, bądź też korozją zbrojenia i nie zagrażają one bezpośrednio bezpieczeństwu konstrukcji. Obejmują one ok. 20% badanej powierzchni. Powstałe uszkodzenia w danej chwili nie mają wpływu na obecne użytkowanie obiektu, ale w niedalekiej perspektywie mogą doprowadzić do dalszego spadku trwałości i nośności części obiektu. Analizując otrzymane wyniki można zauważyć, że na powierzchni ok. 40 % pojawiają się sygnały sugerujące procesy destrukcyjne pozwalające na zakwalifikowanie konstrukcji do drugiej klasy. Pozwala to przypuszczać, że powstały tam ogniska korozji zbrojenia albo betonu, mające wpływ na obecny stan techniczny badanego wiaduktu. Zaobserwowano bardzo intensywną emisję podczas przejazdu ciężkiego pojazdu (dźwig). Dotyczy to czujników nr 8 ÷ 12 podczas około 2600 s obserwacji. Celem wyjaśnienia tej obserwacji i wyeliminowania możliwości zarejestrowania sygnału przypadkowego, wykonano powtórny monitoring w obrębie czujników 9 ÷ 12 w przeciągu 6 godzin. Przykładowe wyniki pokazano na rysunku 50 i 51.

OBSERWACJA W GODZINACH PORANNEGO SZCZYTU



Rys. 50. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla wybranych czujników w godzinach porannego szczytu komunikacyjnego

OBSERWACJA W GODZINACH POŁUDNIOWEGO SZCZYTU



Rys.51. Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla wybranych czujników w godzinach popołudniowego szczytu komunikacyjnego.

Uzyskane rezultaty potwierdziły, że przyczyną tak silnej emisji są przejazdy ciężkich samochodów – widoczne na wykresach piki występują w chwilach przejazdu pojazdów. Oddziaływanie warunków atmosferycznych i okresowy wpływ wilgoci, przy niedostatecznym zabezpieczeniu powierzchni konstrukcji, a szczególnie płyty, powodują postępującą degradację wiaduktu. Zaobserwowane uszkodzenia mają głównie charakter powierzchniowy i jak na razie nie zagrażają bezpieczeństwu wiaduktu. Wskazane jest podjęcie, możliwie szybko, środków zapobiegających zawilgoceniu konstrukcji, gdyż działanie wód opadowych w połączeniu z działaniem mrozu powoduje szybką degradację betonu i w następstwie korozję stali.

Wykryte uszkodzenia belek sprężonych (intensywna emisja akustyczna) mają charakter lokalny. Spowodowane zostały najprawdopodobniej osłabieniem nadbetonu przez wypłukanie części wapnia; możliwe jest także niedowibrowanie elementów prefabrykowanych, które powoduje występowanie pustek powietrznych (hipoteza wynikająca z obserwacji dolnych powierzchni belek).

Konstrukcja płyty tworzy układ zewnętrznie i wewnętrznie statycznie niewyznaczalny, co powoduje, że zostają odciążone elementy osłabione, o mniejszej sztywności, przez elementy sąsiednie. Można, więc przyjąć, że obecny stan wiaduktu nie wykazuje istotnego obniżenia nośności. Konieczna jest jednak obserwacja zachowania się konstrukcji, szczególnie jeśli chodzi o strefy przypodporowe, gdyż w tych obszarach występują największe naprężenia styczne na styku beton – nadbetonu, a istnieje uzasadnione podejrzenie, że ta strefa jest najbardziej osłabiona ubytkiem wapnia w obrębie zaobserwowanego pęknięcia.

6.4. Podsumowanie

1. W przypadku mostów interesują nas głównie procesy destrukcyjne zachodzące w warunkach eksploatacyjnych, a nie w czasie prób odbiorczych poszczególnych elementów. Dlatego monitoring mostów, który jest podstawą diagnostyki, jest prowadzony w trakcie normalnej eksploatacji mostu, a podstawowym zadaniem badań modelowych i monitoringu prób odbiorczych jest zebranie bazy danych, składającej się z sygnałów akustycznych generowanych z zidentyfikowanych procesów destrukcyjnych.
2. W ocenie rozległości uszkodzenia wykorzystujemy wyniki lokalizacji strefowej oraz klasyfikację sygnałów w strefach. Miarą rozległości uszkodzenia jest udział procentowy stref, w których wystąpiły określone klasy sygnałów.
3. Wprowadzenie do polskich arkuszy ocen stanu technicznego konstrukcji dodatkowego parametru, wynikającego z badań EA, da użytkownikom tych obiektów pełniejszą informację o intensywności procesów destrukcyjnych i ich wpływie na nośność konstrukcji.

4. Metoda ta jest tworzona pod kątem ciągłego monitoringu konstrukcji bądź wybranych elementów obiektu, których uszkodzenie może doprowadzić do zniszczenia całej budowli.

7. WNIOSKI KOŃCOWE

- Obecnie stosowane przeglądy obiektów mostowych są prowadzone głównie pod kątem ich eksploatacji i remontów, a wyniki badań nie oceniają procesów destrukcyjnych zachodzących w obiekcie, oraz intensywności rozwoju uszkodzeń,
- Przeglądy obiektów mostowych bazują głównie na obserwacjach wizualnych. Jak każda metoda uznaniowa powoduje to, że ten sam element konstrukcji może uzyskać różną ocenę,
- Duże konstrukcje, takie jak mosty, są strukturami złożonymi, a różnego rodzaju uszkodzenia oddziałują na siebie. Chcąc oszacować stopień uszkodzenia obiektu należy uwzględnić wzajemny wpływ uszkodzeń i efekt oddziaływania na cały obiekt. Obecnie stosowane metody pomiarowe pozwalają na wykrycie uszkodzeń, ich lokalizację, a w wielu przypadkach również na identyfikację uszkodzenia i jego rozmiarów, jednak nie pozwalają na oszacowanie tolerancji wady przez konstrukcję w warunkach obciążenia eksploatacyjnego oraz na ocenę wpływu uszkodzeń na nośność konstrukcji,
- Metody wizualne nie dają możliwości wykrycia i oceny uszkodzeń wewnątrz konstrukcji oraz ocenić stopnia zagrożenia, jakie stwarza zespół współdziałających ze sobą uszkodzeń,
- Niezbędna jest zmiana podejścia do problemu diagnozowania konstrukcji, w którym ocena stopnia uszkodzenia będzie skorelowana z warunkami eksploatacji obiektu,
- Wydaje się, że taką techniką badawczą jest metoda emisji akustycznej. Umożliwia ona wykonywanie pomiaru w chwili powstawania defektu oraz pozwala na zlokalizowanie tego uszkodzenia. Równocześnie istnieje możliwość rejestracji innych parametrów mechanicznych, mogących mieć wpływ na powstanie uszkodzenia,
- Charakter emisji akustycznej nie zależy od kształtu i typu belek struno-betonowych,
- Technika EA nie identyfikuje bezpośrednio uszkodzenia, lecz charakteryzuje je poprzez parametry sygnałów akustycznych generowanych w procesie rozwoju uszkodzenia,

- Wnioskowanie o stanie technicznym konstrukcji tylko na podstawie losowo wybranych stref (strefa przypodporowa i maksymalnego momentu) może prowadzić do błędnych wyników przy ocenie stanu technicznego badanego obiektu, dlatego zaleca się stosować lokalizację strefową całego elementu,
- Procesy destrukcyjne nie rozwijają się w sposób ciągły,
- Nowa metoda nie bazuje na powstających pojedynczych uszkodzeniach i rejestrowanych w wyniku tego parametrach emisji akustycznej, ale wprowadza pojęcie procesów destrukcyjnych,
- Klasyfikacja metodą rozpoznawania obrazu pozwoliły na podział sygnałów na grupy, która jest niezależna od wielkości badanych elementów konstrukcji,
- Sygnały EA nie zależą od poziomu obciążenia, a od procesów destrukcyjnych je wywołujących,
- Niektóre parametry emisji akustycznej mogą wykazywać silną wzajemną korelację, co sprawia, że niosą one te same informacje o źródle EA,
- W ocenie rozległości uszkodzenia stosujemy lokalizację strefową oraz klasyfikację sygnałów w strefach. Miarą rozległości uszkodzenia jest udział procentowy stref, w których wystąpiły określone klasy sygnałów,
- Zastosowanie bazy sygnałów wzorcowych pozwala na ocenę intensywności procesów destrukcyjnych jak również na ich identyfikację,
- Wprowadzenie do polskich arkuszy ocen stanu technicznego konstrukcji dodatkowego parametru wynikającego z badań EA da użytkownikom tych obiektów pełniejszą informację o intensywności procesów destrukcyjnych i ich wpływie na nośność konstrukcji,
- Metoda EA jest tworzona pod kątem ciągłego monitoringu konstrukcji bądź wybranych elementów obiektu, których uszkodzenie może doprowadzić do zniszczenia całej budowli,
- Wykorzystując emisję akustyczną można uzyskać informacje na temat pęknięć oraz innych procesów powodujących powstawanie sygnałów EA, w szczególności miejsca powstawania, kinetyki akumulacji, ewolucji pęknięć niebezpiecznych i pośrednio ich wielkości.

Wynikiem badań omówionych w poprzednich rozdziałach jest projekt procedury dotyczącej oceny metodą emisji akustycznej stopnia uszkodzenia obiektów mostowych z betonów wstępnie sprężonych. Projekt ten zamieszczony jest w następnym rozdziale.

PROJEKT PROCEDURY BADANIA METODĄ EMISJI AKUSTYCZNEJ OBIEKTÓW MOSTOWYCH WYBUDOWANYCH Z BELEK STRUNOBETONOWYCH

P.1. WSTĘP

Procedura badań dotyczy konstrukcji betonowych wstępnie sprężonych. Podstawową techniką pomiarową jest emisja akustyczna.

Poniższe opracowanie obejmuje procedury badawcze, dotyczące ocen uszkodzeń czynnych w obiektach z betonów wstępnie sprężonych.

Pomiary wykonuje się na konstrukcjach:

- ♦ nowych przed oddaniem do użytku, po przynajmniej jednej dobie bez jakiegokolwiek obciążenia zewnętrznego; ocena stanu wyjściowego jest również podstawą dla oszacowania rozwoju uszkodzeń w czasie dalszego użytkowania obiektu,
- ♦ przeznaczonych do remontu, dla zidentyfikowania i lokalizacji uszkodzeń oraz oceny stopnia zagrożenia, jakie uszkodzenia stanowią dla obiektu,
- ♦ po remoncie, dla oceny jakości wykonanej naprawy a szczególnie stwierdzenia czy usunięto wcześniej wykryte uszkodzenia,
- ♦ podczas normalnej eksploatacji, dla stwierdzenia czy w obiekcie znajdują się uszkodzenia stanowiące zagrożenie dla jej bezpieczeństwa użytkowania,
- ♦ uszkodzonych, ale ze względów strategicznych wymagających dalszego użytkowania; ciągłe monitorowanie pozwala na wyłączenie obiektów z ruchu w chwili niebezpiecznego wzrostu intensywności rozwoju uszkodzeń,
- ♦ podczas transportu ładunków ponadnormatywnych ze względu na całkowitą masę, dla zapewnienia bezpieczeństwa transportu oraz wykrycia ewentualnych uszkodzeń spowodowanych tym przejazdem.

Do czasu wprowadzenia krajowych norm dotyczących procedur badań niszczących metodą emisji akustycznej, zaleca się stosowanie ustaleń zawartych w wymienionych niżej normach europejskich, dotyczących terminologii, sposobu sprawdzania i cechowania układu pomiarowego, oraz kwalifikacji personelu badawczego:

- EN 1330-9 Acoustic Emission Terminology,
- EN 13544 General Principles,
- EN 13477-1 Equipment Description,
- EN 13477-2 Equipment Characterization,
- EN 473 The European Standard for Qualification and Certification of NDT Personnel.

P.2. KWALIFIKACJE OSÓB WYKONUJĄCYCH POMIARY METODĄ EMISJI AKUSTYCZNEJ

Osoby wykonujące badania obiektów inżynierskich metodą EA muszą posiadać udokumentowaną wiedzę z zakresu:

- a) budownictwa lądowego w specjalności konstrukcyjnej lub mostowej, na poziomie co najmniej inżynierskim,
- b) podstawowych wiadomości o EA w tym:
 - ♦ terminologii, budowy i zasady działania aparatury do pomiaru EA,
 - ♦ sprawdzanie poprawności pracy oraz kalibracji aparatury pomiarowej,
 - ♦ obsługi użytej aparatury.

Zalecane jest również odbycie specjalistycznych kursów i szkoleń, organizowanych przez producentów aparatury pomiarowej EA lub krajowej jednostki specjalizującej się w badaniach EA.

P.3. APARATURA POMIAROWA

Zestaw aparatury pomiarowej do badań metodą emisji akustycznej składa się z:

- a) wielokanałowego (liczba kanałów nie powinna być mniejsza niż 12) procesora emisji akustycznej wraz z komputerem PC, pozwalającym na rejestrację i przetwarzanie sygnałów EA oraz ich parametrów; procesor winien zawierać również zestaw filtrów sprzętowych, umożliwiających rejestrację sygnałów w określonych pasmach częstotliwości,
- b) przedwzmacniaczy sygnałów EA (zazwyczaj o wzmacnieniu 40 dB) dla umożliwienia przesyłania sygnałów na większe odległości (do 150 m),
- c) czujników emisji akustycznej; są to piezoelektryczne przetworniki sygnałów EA (fali sprężystej) na sygnał elektryczny,
- d) przewodów łączących poszczególne elementy zestawu,
- e) uchwytów do mocowania czujników, wyposażonych w elastyczne wkładki umożliwiające regulowany docisk czujników,
- f) programów umożliwiających rejestrację, przetwarzanie i prezentację wyników pomiaru,
- g) programu statystycznego umożliwiającego klasyfikację źródeł EA, np. NOESIS 4.0,
- h) bazy danych sygnałów wzorcowych, adekwatnej do rozwiązywanych problemów,
- i) programu pozwalającego na lokalizację źródeł emisji akustycznej.

P.4. PRZYGOTOWANIE POMIARU

Przed pomiarem należy przeprowadzić dokładne oględziny badanej konstrukcji, zwracając szczególną uwagę na rozmieszczenia rys, stan betonu oraz inne elementy mogące mieć wpływ na propagację fal akustycznych. Należy sporządzić dokumentację fotograficzną oraz szkic obiektu z zaznaczeniem zauważonych uszkodzeń i ich opisem.

Przygotowanie obiektu i aparatury do badań obejmuje:

✦ Instalację uchwytów czujników EA

Uchwyty winny być tak skonstruowane i zamocowane na powierzchni badanego elementu, aby zapewnić kontrolowany docisk czujnika do konstrukcji (około 5 N). Na obiektach liniowych (belki) uchwyty mocujące czujniki należy przykleić na dolnej powierzchni belki równoległe do osi w takich odstępach, by tłumienie na odcinku między sąsiednimi czujnikami nie przekraczało wartości 10 dB. Na obiektach płaskich (płyty) czujniki należy rozmieścić na całej powierzchni elementu w taki sposób, aby wyznaczały naroża regularnych figur geometrycznych (np. trójkąty, trapezy).

✦ Wybór czujników

Zaleca się przeprowadzenie wstępnego monitoringu z zastosowaniem czujników szerokopasmowych. Analiza transformaty Fouriera sygnałów pozwoli na dobór czujników rezonansowych o optymalnej częstotliwości oraz na odpowiednie skonfigurowanie filtrów. Jeśli rezygnuje się z pomiarów wstępnych, należy zastosować czujniki o częstotliwości rezonansowej 55 kHz. W przypadku badań elementów zbrojonych prętami stalowymi względnie elementów, w których beton jest skordowany, zalecane są czujniki rezonansowe o częstotliwości od 30 do 80 kHz.

✦ Montaż czujników EA

Powierzchnię, do której mocujemy czujniki, należy oczyścić z zanieczyszczeń i przeszlifować papierem ściernym bądź kamieniem szlifierskim. Powierzchnię czujnika oraz badanego elementu należy pokryć warstwą silikonu. Po zamontowaniu czujników należy sporządzić szkic ich rozmieszczenia wraz z podaniem numerów seryjnych czujników.

✦ Montaż przedwzmacniaczy EA

Przedwzmacniacz EA należy połączyć z czujnikiem przewodem o oporności 50 Ω i długości do 1 m. (Uwaga! Niektóre czujniki posiadają wbudowane przedwzmacniacze. W tych przypadkach czujniki należy połączyć kablem bezpośrednio z portem procesora). Przedwzmacniacze należy połączyć z portem procesora kablem koncentrycznym o długości do 150 m i oporności 50 Ω .

✦ Programowanie aparatury pomiarowej

Programowanie polega na wybraniu parametrów sygnałów emisji akustycznej, które będą rejestrowane podczas monitoringu, filtrów częstotliwościowych oraz zaprogramowanie ustawień aparatury zgodnie z zaleceniem podawanym przez producenta aparatury.

Należy zaprogramować:

- ♦ *Hit definition time* (czas pomiędzy końcem sygnału a początkiem następnego); w badaniach sprężonych konstrukcji betonowych zalecana jego wartość wynosi 400 μ s,
- ♦ *Rear time* (czas, w ciągu którego kanał jest wyłączony i nie jest w stanie rejestrować sygnałów); czas winien być możliwie krótki, nie dłuższy niż 200 μ s,
- ♦ Filtry, dostosowując je do charakterystyk użytych czujników; w przypadku stosowania czujników rezonansowych o częstotliwości 50 kHz sygnały winny być rejestrowane w paśmie 20 - 100 kHz, a dla czujników o częstotliwości 150 kHz sygnały należy rejestrować w paśmie 100 – 200 kHz. Powyższe nastawy należy traktować, jako standardowe. Stosowanie innych nastawów filtrów należy uzasadnić.

Najczęściej rejestrowane parametry EA to:

- ♦ Liczba zdarzeń akustycznych,
- ♦ Amplituda sygnałów emisji akustycznej,
- ♦ Czas trwania sygnałów emisji akustycznej,
- ♦ Czas narastania sygnałów,
- ♦ Liczba zliczeń,
- ♦ Energia sygnału MARSE,
- ♦ Różnica czasu dotarcia sygnałów EA do poszczególnych czujników (co najmniej 2).

✦ **Sprawdzenie poprawności pracy aparatury pomiarowej**

Sprawdzenia dokonuje się przed i po pomiarze oraz każdorazowo po zmianie miejsca usytuowania czujników, co najmniej raz na dobę. Sprawdzenie polega na rejestracji amplitudy sygnału wzorcowego generowanego w odległości 5 mm od każdego z czujników. Źródłem sygnału wzorcowego jest sygnał towarzyszący łamaniu grafitu ołówka o średnicy 0,3 mm, twardości 2H i długości 3 mm nachylnego do powierzchni obiektu pod kątem 30 °. Pomiar należy wykonać 3 razy przy każdym czujniku i określić średnią wartość amplitudy. Wartości amplitud sygnałów zarejestrowanych dla każdego czujnika nie powinny różnić się więcej niż o ± 3 dB od wartości średniej, określonej dla wszystkich czujników.

P.5. PROWADZENIE POMIARU

Monitoring obiektu przeprowadza się w warunkach normalnej pracy i polega on na rejestracji 12 parametrów opisujących sygnał EA.

P.5.1. Badania wstępne.

Każdy pomiar poprzedzony jest badaniami wstępnymi, które obejmują:

✦ **Pomiar tła**

Przed rozpoczęciem właściwego pomiaru należy wykonać pomiar tła, zapisując emisję akustyczną zarejestrowaną przez wszystkie czujniki. Monitoring ten winien być prowadzony co najmniej przez 30 minut. W tym czasie obiekt, jeżeli jest to możliwe, należy wyłączyć z ruchu. W przypadku wystąpienia nisko amplitudowej emisji o dużej intensywności lub sygnałów o dużej energii i amplitudzie (>60 dB), należy sprawdzić czy emisja nie jest generowana przez uszkodzenia wywołane procesami reologicznymi. Jeśli sygnały emisji akustycznej pochodzą z zewnątrz, to przed przystąpieniem do właściwego monitoringu należy ich źródła usunąć lub sygnały te odfiltrować.

✦ **Pomiar tłumienia**

Pomiar tłumienia w elementach liniowych (belki, oczepy) należy przeprowadzić wzdłuż ich osi. W tym celu należy założyć czujnik emisji akustycznej w odległości $\sim 0,5$ m od końca elementu, a następnie idąc wzdłuż osi co 0,5 m wzbudzać sygnał EA korzystając ze źródła wzorcowego z równoczesną rejestracją amplitudy sygnałów. Dla każdego miejsca generowania sygnałów wyznacza się wartość średnią ampli-

tudy z trzech pomiarów. Wykres zmian amplitudy sygnałów akustycznych w funkcji odległości źródła od czujnika EA jest podstawą wyznaczenia współczynnika tłumienia. Informacje wynikające ze zmian w tłumieniu należy uwzględnić przy sprawdzeniu poprawności rozmieszczenia czujników.

✦ **Pomiar prędkości propagacji sygnałów EA**

Podobnie jak pomiar tłumienia, pomiar prędkości należy przeprowadzić na odcinkach o długości 1,0 m. W tym celu można wykorzystać wyniki zarejestrowane podczas pomiaru tłumienia. W belkach prędkość wyznacza się wzdłuż osi belki, natomiast dla płyt należy wyznaczyć prędkość propagacji na kierunkach: wzdłużnym poprzecznym i pod kątem 45 stopni. Niższa prędkości propagacji w strefach wskazuje na uszkodzenia w betonie lub niższą klasę betonu. Zmiany w tłumieniu oraz w prędkości propagacji fal należy ująć w raporcie i uwzględnić w ocenie rozległości oraz stopnia uszkodzenia konstrukcji, głównie w części dotyczącej betonu.

P.5.2. Badania zasadnicze

Badania zasadnicze obiektów i elementów z betonów sprężonych (belki, dźwigary dachowe, mosty, wiadukty) metodą emisji akustycznej (monitoring) prowadzi się na obiektach obciążonych podczas normalnej eksploatacji obiektu (w wyjątkowych sytuacjach pod obciążeniem próbnym).

✦ **Monitoring podczas normalnej eksploatacji obiektu**

Badania podczas normalnej eksploatacji obiektu mają na celu:

- ◆ Stwierdzenie, czy w analizowanym obiekcie są uszkodzenia czynne, to znaczy uszkodzenia, które się powiększają w warunkach eksploatacji,
- ◆ identyfikację i lokalizację uszkodzeń,
- ◆ oszacowanie stopnia zagrożenia, jaki uszkodzenia stanowią dla obiektu,
- ◆ stwierdzenie, w jakim stopniu w warunkach normalnej eksploatacji zagrożone jest bezpieczeństwo obiektu.

Badania podczas normalnej eksploatacji są najczęściej przeprowadzaniem pomiarem. Aby pomiar był reprezentatywny, zalecany jest ciągły monitoring w dniu tygodnia, który charakteryzuje się największym nasileniem ruchu.

W przypadku monitoringu należy rejestrować przejazdy pojazdów o dużej masie, podając godzinę przejazdu, orientacyjną prędkość i przybliżoną masę pojazdu (określając wielkość samochodu). Alternatywą jest monitoring z pomiarem bieżącej wartości średniej obciążenia (wyrażonego poprzez pomiar naprężenia lub ugięcia w wybranym miejscu obiektu).

Za minimalny czas monitoringu należy przyjąć 3 godziny. W przypadku, kiedy natężenie ruchu jest niskie należy wydłużyć czas pomiaru do 8 godzin, wybierając okres największego nasilenia dobowego ruchu bądź obciążenie pojazdem o masie dopuszczalnej dla nośności obiektu.

P.5.3. Badania uzupełniające

✦ Monitoring obiektów nowych

Pomiar ma za zadanie potwierdzenie poprawności wykonania obiektu oraz określenie poziomu odniesienia, tzw. metryki akustycznej, będącej podstawą do oceny rozwoju uszkodzeń w czasie eksploatacji obiektu. Wyniki pomiaru są archiwizowane i porównywane z wynikami kolejnych badań, prowadzonych w odstępach 5 –letnich względnie po wydarzeniach, podczas których obiekt mógł zostać uszkodzony. Pomiar właściwy należy poprzedzić określeniem tła oraz tłumienia i prędkości propagacji sygnałów akustycznych. Czujniki należy rozmieścić podobnie jak podczas monitorowania obiektu w czasie normalnej eksploatacji.

Badania zazwyczaj prowadzi się pod obciążeniem obliczeniowym zgodnie z projektem obciążeń próbnych. Należy zwrócić uwagę, aby wartość obciążenia była taka sama podczas wszystkich badań okresowych. W przypadku mostów obciążenie stanowią pojazdy poruszające się z minimalną prędkością wzdłuż obiektu. Ocenę przeprowadza się na podstawie przejazdów (liczba przejazdów określa osoba prowadząca pomiar, nie mniej jednak niż 10). Wyniki zarejestrowane podczas pierwszych dwu przejazdów przez nowy obiekt mogą zostać odrzucone bo podczas tych przejazdów może wystąpić podwyższona emisja spowodowana wzajemnym dopasowaniem elementów konstrukcji, w czasie którego ma miejsce tarcie. Kolejny monitoring należy przeprowadzić na obiekcie obciążonym obciążeniem quasi-statycznym, równym obciążeniu dopuszczalnemu, w okresie minimum 30 minut. Kryteria oceny stosuje się podobnie jak w mostach eksploatowanych z zastrzeżeniem, iż wszystkie oceniane parametry winny mieścić się w kategorii „brak uszkodzeń” względnie „uszkodzenia nieistotne”.

✦ Monitoring pod przejezdnym obciążeniem ponadnormatywnym

Pomiar podczas przejazdu ładunków ponadnormatywnych ma na celu zapewnienie bezpieczeństwa przeprawy oraz stwierdzenie, czy w czasie przejazdu nie pojawiły się uszkodzenia zagrażające obiektowi.

Pomiar właściwy należy poprzedzić pomiarem tła oraz monitoringiem emisji akustycznej w czasie 8 godzin, podczas normalnego ruchu pojazdów przed i po wzmocnieniu konstrukcji (jeśli takie jest przewidziane). Pomiar emisji akustycznej podczas przejazdu ładunku należy obserwować w sposób ciągły, a w razie wystąpienia

silnej emisji poinformować o tym fakcie osobę odpowiedzialną za przejazd ładunku, ze wskazaniem miejsca wystąpienia emisji oraz przypuszczalnego jej źródła. Jeśli ładunek przewożony jest na wózkach, które kolejno najeżdżają na przęsło, to należy zwrócić uwagę na różnice w intensywności emisji przy najeździe kolejnych wózków. Jeśli przy najazdach kolejnych wózków emisja wzrasta, może to świadczyć o uszkodzeniu przęsła podczas ich przejazdu. Po zakończeniu przeprawy należy przeprowadzić ponowny monitoring obiektu w ciągu 8 godzin, wybierając okres o podobnym natężeniu ruchu jak podczas monitoringu wstępnego.

P.6. KRYTERIA OCENY USZKODZEŃ OBIEKTÓW MOSTOWYCH Z BETONÓW WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH

Badaniu poddaje się wszystkie lub wybrane elementy nośne konstrukcji. Ocena stopnia uszkodzenia obiektu przeprowadzona jest na podstawie analizy parametrów sygnałów emisji akustycznej, zarejestrowanej podczas obciążania mostu. Uszkodzenia generujące sygnały akustyczne wykrywane są metodą lokalizacji strefowej. W przypadku, kiedy strefa obejmuje obszar przypodporowy i istnieje obawa, że część sygnałów jest wynikiem tarcia pomiędzy podporą a konstrukcją, to dodatkowo w tej strefie należy zastosować lokalizację powierzchniową z czujnikami „strzegącymi” odcinającymi sygnały pochodzące z zewnątrz (miejsce styku podpory z badanym elementem). Ocenie podlega każda strefa a następnie, na podstawie określonego dla każdej strefy stopnia uszkodzenia wyznaczonego na podstawie porównania z sygnałami wzorcowymi, ocenie podlega cały element.

P.6.1. Kryterium stanu technicznego

Ocena polega na analizie zmian w intensywności emisji akustycznej generowanej w poszczególnych strefach określonych elementów konstrukcji. Rejestrowane sygnały EA grupujemy w klasy, którym przyporządkowane są różne mechanizmy destrukcyjne, jakie mają miejsce w czasie użytkowania analizowanych obiektów budowlanych. Liczba rejestrowanych parametrów sygnałów EA musi być zgodna z parametrami użytymi do budowy bazy sygnałów wzorcowych.

Grupowanie i klasyfikowanie sygnałów EA należy przeprowadzić metodą rozpoznawania obrazów.

Stopień zagrożenia, jakie stwarzają procesy generujące w obrębie jednej klasy jest określany poprzez tak zwany kod intensywności procesów destrukcyjnych. Procesy te najlepiej obrazują wykresy punktowe, gdzie każdemu sygnałowi EA przypisany jest jeden punkt. Kolor i kształt punktu wskazują na klasę, do której przynależy dany sygnał EA. Omawiane klasy, symbole i kody prezentuje tabela P.6.1.1.

Tabela P.6.1.1**Klasy, symbole i kody sygnałów EA**

Kolor								X
Nr klasy	Nr0	Nr1	Nr2	Nr3	Nr4	Nr5	Nr6	Nr7
Kod zagrożenia	4	3	2	3	5	2	1	0

Sygnały klas Nr 0, Nr 4, Nr 6 i Nr 7 generowane są przez pojedyncze mechanizmy destrukcyjne, podczas gdy pozostałe klasy gromadzą sygnały będące wynikiem nałożenia się fal generowanych przez więcej niż jeden proces niszczenia. Ich pojawienie sygnalizuje obecność niebezpiecznych procesów destrukcyjnych w elementach konstrukcji. W ocenie stopnia uszkodzenia istotną cechą jest kodyfikacja poziomów uszkodzenia. Obecność podczas monitoringu sygnałów każdej klasy można uznać za kolejny stopień kodu określającego wpływ defektów na stan techniczny konstrukcji.

W ocenie rozległości uszkodzenia wykorzystujemy wyniki lokalizacji strefowej oraz klasyfikację sygnałów w strefach. Miarą rozległości uszkodzenia jest udział procentowy stref, w których wystąpiły określone klasy sygnałów. W tym przypadku pomocne są archiwalne wyniki wcześniej przeprowadzonych badań oraz doświadczenie ekipy badawczej.

Kodowanie rozległości uszkodzeń i wrażliwości konstrukcji należy przeprowadzić zgodnie z wytycznymi zawartymi w tabelach podanych poniżej, a następnie zestawić z innymi ocenami wszystkich elementów przeprowadzonych metodami tradycyjnymi.

Tabela P.7.1.2**Przyjęte kodowanie rozległości uszkodzeń**

Kod	Opis
A	Brak znaczących wad
B	Mała ilość wad, obejmująca nie więcej niż 5% powierzchni / długości bądź liczba elementów
C	Umiarkowana ilość wad, obejmująca od 5% do 20% powierzchni / długości bądź liczba elementów
D	Duża ilość wad, obejmująca od 20% do 50% powierzchni / długości bądź liczba elementów

E	Rozległe wady, obejmujące od 50% do 70% powierzchni / długości bądź liczba elementów
F	Rozległe uszkodzenia, obejmujące więcej niż 70% powierzchni / długości bądź liczba elementów

Tabela P.7.1.3

Ogólny opis wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji

Kod	Opis
0	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej bądź zniszczony
1	poważna wada / uszkodzenie / albo element jest blisko awarii / zniszczenia.
2	Umiarkowana wada / uszkodzenie, która może mieć wpływ na utratę nośności
3	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady / uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu.
4	Nowy element bądź element z wadą niemającą wpływu na jego nośność
5	Nowy element bez wad

P.7. BADANIA SPECJALNE

✦ **Monitoring belek betonowych wstępnie sprężonych podczas badań laboratoryjnych (atestacyjnych)**

Celem badań jest określenie rozwoju uszkodzeń w czasie obciążania belki, ich identyfikacja oraz określenie wytrzymałości belki.

W czasie badania belki poddane są zginaniu dwoma siłami rozmieszczonymi symetrycznie, na stanowiskach z hydraulicznym wymuszaniem obciążenia. Badania należy przeprowadzić przy stałej prędkości odkształcania. Pomiędzy podporami i punktami przyłożenia siły należy założyć podkładki z twardej gumy wzmacnianej tkaniną szklaną.

Przed obciążeniem belkę należy poddać oględzinom, a zauważone uszkodzenia zaznaczyć i udokumentować fotograficznie. Miejsca te należy poddawać dokładnym oględzinom podczas planowanych przerw w obciążeniu. Czujniki akustyczne należy założyć wzdłuż osi belki po stronie rozciąganej, zgodnie z zasadami obowiązującymi

w badaniu mostów. Kontrolne czujniki należy założyć po ściskanej stronie belki celem monitorowania pęknięcia ściskanego betonu. Ze względu na małe tłumienie sygnałów akustycznych w belkach wstępnie sprężonych, zaleca się stosowanie czujników o częstotliwości 55 kHz. Celem lokalizacji uszkodzeń należy stosować lokalizację strefową. O podziale na strefy decyduje tłumienie sygnałów emisji akustycznej. Tłumienie belki należy określić wzdłuż pasa dolnego, w kierunku prostopadłym do osi oraz w kierunku nachylnym pod kątem 45° do osi belki. W tych kierunkach należy również określić prędkość propagacji fal akustycznych.

Programowanie aparatury należy przeprowadzić zgodnie z wytycznymi stosowanymi podczas badań mostów.

Przed przystąpieniem do badań właściwych należy określić tło emisji akustycznej, w drodze monitoringu trwającego minimum 30 minut. Źródłem nadmiernej emisji belek nowych może być zbyt krótki czas dojrzewania betonu. Z tych względów zalecany jest monitoring emisji akustycznej w jednej z belek każdego typu, od rozformowania do zakończenia dojrzewania. Monitoring taki jest również zalecany po każdej zmianie technologii produkcji.

Badanie winno być przeprowadzone przy dwu wariantach obciążania belek:

- ♦ obciążeniem narastającym z okresowymi przerwami, podczas których obciążenie utrzymywane jest na stałym poziomie,
- ♦ obciążeniem narastającym z przerwami, podczas których utrzymywane jest obciążenie na stałym poziomie, następnie odciążeniem i ponownym obciążeniem o stopień wyższym.

Poziomy kolejnych obciążeń są ustalane na podstawie obliczonej siły rysującej P_r oraz niszczącej beton P_{bn} . Belkę należy obciążyć zgodnie z wyznaczonym harmonogramem, uzależnionym od wykonywanych dodatkowych pomiarów (tenzometria, szerokość rys, ugięcie). W czasie utrzymywania obciążenia na stałym poziomie należy rejestrować sygnały emisji akustycznej w poszczególnych strefach, na jakie została podzielona belka. Należy zarejestrować czas, po którym emisja zanika. Podczas pomiaru rys w strefie może wystąpić dodatkowa emisja wywołana tarciami przyrządów pomiarowych o belkę. Sygnały emisji z tego przedziału czasowego należy usunąć i pominąć w analizie.

Emisja akustyczna jest rejestrowana przez cały czas badań.

Podczas obciążania, odciążania i utrzymywania obciążenia na stałym poziomie należy rejestrować emisję akustyczną stosując lokalizację strefową. W przypadku wyraźnej emisji akustycznej pochodzącej z miejsca styku belki z podporami, w skrajnych strefach należy stosować lokalizację powierzchniową.

Najczęściej rejestrowane parametry to:

- ♦ liczba zdarzeń EA,
- ♦ liczba zliczeń EA,
- ♦ amplituda sygnałów EA,
- ♦ czas trwania sygnałów EA,
- ♦ moc sygnałów EA,
- ♦ kształt sygnałów EA,
- ♦ współczynnik Felicity (dotyczy belek odciążanych do poziomu $0.1 P_n$),
- ♦ obciążenie,
- ♦ współczynnik historii obciążenia,
- ♦ współczynnika ciszy” (*calm ratio*).

Wyniki pomiaru oraz wnioski wpływające z przeprowadzonych badań belek z użyciem emisji akustycznej winny być ujęte w sprawozdaniu zawierającym:

- ♦ dokładny opis obiektu, rysunek obiektu z rozmieszczeniem i ilością zbrojenia,
- ♦ daty i dokładny czas poszczególnych etapów obciążania (zgodnie z zegarem komputera),
- ♦ niezbędne obliczenia statyczne,
- ♦ wytrzymałość betonu,
- ♦ wytrzymałość stali zbrojeniowej,
- ♦ opis stanu zewnętrznego belki,
- ♦ schemat rozmieszczenia czujników z podaniem ich numerów,
- ♦ opis stosowanej aparatury,
- ♦ protokół cechowania czujników,
- ♦ bieżące uwagi, jakie się nasunęły podczas monitorowania,
- ♦ wyniki badań emisji akustycznej (na nośnikach cyfrowych),
- ♦ analiza wyników sygnałów emisji akustycznej uwzględniająca obciążenia obiektu, obciążenia poszczególnych stref oraz wpływ uszkodzeń makroskopowych ,
- ♦ kryteria, jakie przyjęto w ocenie stanu obiektu,
- ♦ wynik oceny,
- ♦ uzasadnienie oceny.

P.8. SPRAWOZDANIE Z BADAŃ METODĄ EMISJI AKUSTYCZNEJ STANU TECHNICZNEGO BETONOWYCH KONSTRUKCJI WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH

Sprawozdanie powinno zawierać:

1. Podstawę badań:

- ◆ Zleceniodawca,
- ◆ Cel badań,
- ◆ Zakres badań.

2. Opis obiektu

- ◆ Usytuowanie obiektu (numer drogi, kilometr, itp.),
- ◆ Rysunek obiektu,
- ◆ Opis konstrukcji,
- ◆ Obliczenia statyczne,
- ◆ Opis natężenia ruchu,
- ◆ Opis uszkodzeń zgodnie z procedurami GDDKiA.

3. Przygotowanie badań

- ◆ Warunki atmosferyczne,
- ◆ Data i czas badań,

4. Aparatura

- ◆ Charakterystyka procesora, rodzaj i typ czujników,
- ◆ Nastawy aparatury,
- ◆ Plan rozmieszczenia czujników na konstrukcji, numery czujników i przedwzmacniaczy,
- ◆ Wyniki cechowania czujników (podać wartości amplitud źródła wzorcowego dla każdego czujnika, co najmniej po trzy pomiary dla każdego czujnika),
- ◆ Wyniki pomiarów tła,
- ◆ Wartość napięcia progowego,

- ♦ Wyniki pomiarów tłumienia sygnałów EA,
- ♦ Wyniki pomiarów prędkości propagacji sygnałów EA,
- ♦ Rodzaj lokalizacji i podział na strefy.

5. Obciążenie

- ♦ Określenie czasu monitoringu pod ruchem ciągłym,
- ♦ Opis natężenia ruchu i pojazdów,
- ♦ Opis obciążenia próbnego (wielkość pojazdów, masa, ustawienie pojazdów na jezdni, sposób i prędkość poruszania, kierunek najazdów itp.),
- ♦ Opis obciążenia stacjonarnego.

6. Uwagi dotyczące rejestrowanej emisji akustycznej.

7. Dokumentację pomiaru

- ♦ Określenie czasu monitoringu,
- ♦ Wykresy rejestrowanych sygnałów EA,
- ♦ Informacje o przebiegu pomiaru.

8. Opracowanie wyników

9. Ocenę wraz z uzasadnieniem

10. Zalecenia wynikające z przeprowadzonych badań i oceny.

BIBLIOGRAFIA

1. Abdunur C.: Testing and Modeling to Assess Prestressed Bridges Capacity, *International Colloquium on Remaining Structural Capacity*, Copenhagen, (1992), s.353-360
2. Ahmed I. and Ahmed M. Z.: Premature Deterioration of Concrete Structures – Case Study, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 10(4), (1996), s.164-170.
3. Ajzerman M.A., Brawerman E.M., Rozonoer L.I.: Rozpoznawanie obrazów. Metoda funkcji potencjalnych, WNT, Warszawa, (1976)
4. Alampalli S., Owens F., Sandhu D. and Haddock J.: A Qualitative Study of Correlation between Bridge Vibration and Bridge Deck Cracking, *Transportation Research Board Annual Meeting*, (2002).
5. Allen D.E.: Criteria for Structural Evaluation and Upgrading of Existing Buildings, National Research Concrete Committee, Ottawa, Ontario, (1991)
6. Almeida A. and Hill E.v.K.: Neural Network Detection of Fatigue Crack Growth in Riveted Joints Using Acoustic Emission, *Materials Evaluation*, Vol.53, No 1, Columbus, January (1995), s.76-82
7. Almusallam A. A., Al-Gahtani A. S., Aziz A. R., Dakhil F. H., and Rasheeduzzafar: Effect of Reinforcement Corrosion on Flexural Behavior of Concrete Slabs, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 8(3), (1996), s.123-127.
8. Almussallam T. H.: Analytical Prediction of Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced by FRP Bars, *Journal of Composite Materials*, 31, (1997), s.640-657
9. American Concrete Institute Committee 215: Consideration for Design of Concrete Structures, ACI215R-74/94, (1994).
10. American Society of Mechanical Engineers: Acoustic Emission Examination of Metallic Vessels during Pressure Testing, *AMSE Code Section 5 Article 12, Boiler and Pressure Vessel Code*, New York (1998).
11. American Society of Nondestructive Testing: Recommended Practice for Acoustic Emission Evaluation of Fiber Reinforced Plastic Tanks and Pressure Vessels, *Committee on Acoustic Emission from Reinforced Plastics*, Draft I October (1999).
12. American Society of Testing and Materials: Standard Terminology of Nondestructive Examinations, ASTM E1316-94, (1994).

13. Anastasopoulos A.A. and Philippidis T.P.: Clustering Methodologies for the Evaluation of AE from Composites, *Journal of Acoustic Emission, Vol.13, No ½*, Los Angeles, (1995), s.11-21
14. A Procedure for acoustic emission monitoring of prestressed concrete girdes, Draft B, *The Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin in Texas Department of Transportation*, Austin TX, 2001, s. 1-28
15. ASTM Standard, C31/ C31M-98: Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field. *Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, ASTM International*, West Conshohocken, (2000).
16. ASTM Standard, C39/ C39M-99: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. *Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, ASTM International*, West Conshohocken, (2000).
17. ASTM Standard, C78-94: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). *Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.02, ASTM International*, West Conshohocken, (2000)
18. ASTM Standard, C597-97: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. *Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, ASTM International*, West Conshohocken, (2000)
19. ASTM Standard, C666-97: Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing. *Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, ASTM International*, West Conshohocken, (2000)
20. ASTM E 650: Standard Guide for Mounting Piezoelectric Acoustic Emission Transducers, ASTM International, West Conshohocken, (2002)
21. Barnes C.A and Fowler T.J.: Acoustic Emission Monitoring of Reinforced Concrete Structures, *Proceedings of the Sixth International Symposium on Acoustic Emission from Composite Materials (AECM-6) San Antonio, Texas, American Society of Non-destructive Testing*, June (1998), s.183-191.
22. Baron J.A. and Ying S.P.: Acoustic Emission Source Location, *Nondestructive Testing Handbook, Vol.5, Acoustic Emission Testing*, American Society for Non-destructive Testing, (1987), s.135-154
23. Boenig A.: Bridges with Premature Concrete Deterioration: Field Observations and Large-Scale Structural Testing, *M.S. Thesis, University of Texas at Austin*, May (2000)
24. Brandt A.M., Kucharska L.: Współczesne kierunki projektowania trwałości betonu, *XVII Konferencja Beton i Prefabrykacja*, T.1, Popowo, (2000), s.109-121

25. Brandt A.M., Kucharska L.: New trends In designing the durability of concrete, *3rd International Conference Concrete under Severe Conditions*, Vancouver, (2001), s.797-810
26. Brandt A.M.: Uwagi o trwałości konstrukcji betonowych, *Drogi i Mosty, Nr 3*, (2004), s.5-14
27. Brandt A.M.: On the Durability of Concrete Structures, *Proceeding International Symposium CanMet'05 and Mindess Symposium*, Vancouver, August (2005), s. 441
28. Brandt A.M.: O trwałości konstrukcji inżynierskich, *International Conference „Durable bridge structures in the environment”- EKOMOST 2006*, Maj (2006), s.31-43
29. Bray D. E. and McBride D.: *Nondestructive Testing Techniques*, John Wiley and Sons, New York., (1992)
30. Bray D.E., Stanley R.K.: Nondestructive Evaluation a Tool in Design Manufacturing and Service, *Cement and Concrete Research Press*, (1997).
31. BRIME: Bridge Management in Europe, Final Raport, 2001
32. Chan W.Y., Hay D.R., Suen C.Y. and Schwelb O.: Application of Pattern Recognition Techniques in the Identification of Acoustic Emission Signals, *Proceedigs of Fifth International Conference on Pattern Recognition, Instistute of Electrical and Electronics Engineers*, New York, (December 1980), s.108-111
33. Chen H.L., Cheng C.T. and Chen S.E.: Determination of Fracture Parameters of Mortar and Concrete Beams by Using Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol.50, No 7*, Columbus, July (1992), s.888-894
34. Colombo S., Das P.C., Forde M.C., Halliday J.: An experiments on concrete beams: general overview and research in progress on bridges, *Proceedigs of the Structural Faults and Repair 2001*, CD-ROM, London 2001.
35. Cieśla J.: Wprowadzenie Eurokodów do projektowania obiektów mostowych w Polsce, *Materiały Konferencyjne MOSTY*, Kielce, Maj (2005), s.10
36. Davis, A. G.: Review of Nondestructive Evaluation Techniques of Civil Infrastructure, Discussion, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol. 11, No. 4, (1999), s. 47.
37. Diederichs U., Schneider U. and Terrien M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission, *Development in Civil Engineering 7: Fracture Mechanics of Concrete*, (1983)

38. Ferrier E., Lagarde G., Hamelin P.: Durability of reinforced concrete beams, *Abst. DURACOSYS'99*, Brussels, (1999), s.184-189
39. Fausett L.V.: Fundamentals of Neural Networks: Architectures, Algorithms and Applications, *Prentice Hall*, New York (1994), s.328-330,
40. Flaga K.: Szczególne wymagania stawiane betonom konstrukcyjnym w mostownictwie, *XV Konferencja „Beton i Prefabrykacja”*, Jadwisin (1995), s.105-115
41. Ensminger, D.: Ultrasonics: Fundamentals, Technology, Applications. Marcel Decker, New York, (1998).
42. Enright M. P. and Frangopol D. M.: Survey and Evaluation of Damaged Concrete Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 5(1), (2000), s.31-38
43. Federal Highway Administration: Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges (Coding Guide), *FHWA-PD-96-001*, McLean, (1996)
44. Federal Highway Administration: Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges, *FHWA-RD-01-020*, Vol.1, McLean, June (2001)
45. Francois R., and Arligui G.: Influence on Service Cracking on Reinforcement Steel Corrosion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 10(1), (1998), s.14-20.
46. French Code (B.P.E.L. 91): Règles Technique de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Précontraint suivant Méthode des Etats-Limites, *Fascicule No 62, Titre I, Section II*, (1991)
47. Fu G. and Tang J.: Risk-based proof-load requirements for bridge evaluation, *Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No 3, (1995), s.542-556
48. Fukunaga K.: Introduction to Statistical Pattern Recognition, *Academic Press*, Orlando (1990)
49. General Principles on the Design of Structures for Durability, *ISO 13823, Draft 8a*, (2006)
50. Glinicki M., Cieśla J., Fordoński K.: Zagadnienia Trwałości Mostów Betonowych w Normach Europejskich, *International Conference „Durable bridge structures in the environment”- EKOMOST 2006*, Maj (2006), s.115-124
51. Green, J. K., Cookson, P. J., and Johnson, K. A. L.: Performance of Pretensioned Concrete Beams That Have Cracked Before Transfer of Prestress, *The Structural Engineer*, 62B(4), December (1984), s.79-86.

52. Hall W.B., Tsai M.: Load Testing, Structural Reliability and Test Evaluation, *Structural Safety*, Vol.6, (1989), s.285-302
53. Hatchinson R., Donald D., Abdelrahman A., Rizkalla S.: Shear Strengthening of Prestressed Concrete Bridge Girders Using Bonded CFRP Sheets, *Proc. ECCM-8, Woodhead Publishing Ltd.*, (1998), s. 43-50
54. Halmshaw, R: Non-Destructive Testing, *Second Editor Edward Arnold*, London, England, (1991).
55. Hamstad M.A. and McColskey J.D.: Wideband and Narrowband Acoustic Emission Waveforms from Extraneous Sources during Fatigue of steel Samples, *Journal of Acoustic Emission*, Vol.15, No 1-4, Los Angeles, (1997), s.1-18
56. Hamstad M.A. and McColskey J.D.: Detectability of Slow Crack Growth in Bridge Steels by Acoustic Emission, *Materials Evaluation*, Vol.57, No11, Columbus, November (1999), s.1165-1174
57. Harrington T.P.: Acoustic Emission Analysis Using Pattern Recognition, *Proceedings of Fifth International Conference on Pattern Recognition, Institute of Electrical and Electronics Engineers*, New York, (December 1980), s.1204-1207
58. Hatano H. and Watanabe T.: Reciprocity Calibration of Acoustic Emission Transducers in Rayleigh-Wave and Longitudinal-Wave Sound Fields, *Journal of the Acoustical Society of America*, Vol.100, No 3, Melville (1997), s.1450-1455
59. Hay D.R. and Chan R.W.Y.: Identification of Deformation Mechanisms by Classification of Acoustic Emission Signals, *Proceedings of the Fourteenth symposium on Nondestructive Evaluation, Southwest Research Institute*, San Antonio, (1983)
60. Hearn G. and Shim H.: Integration of Bridge Management Systems and Nondestructive Evaluations, *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, 4(2), (1998), s.49-55.
61. Higgins C., Pessiki S., Clausen D.: Electromagnetic Assessment of Square Reinforcing Steel, *Proceedings Structural Materials Technology / NDT Conference*, NJDOT/FHWA, (1994), s. 104-108.
62. Hopwood T. and McGogney C.: Acoustic Emission Applications in Civil Engineering, *Nondestructive Testing Handbook*, Vol.5, *Acoustic Emission Testing*, American Society for Nondestructive Testing, (1987), s.311-345
63. Hubele N.F. and Hwang H.B.: A Neural Network Model and Multiple Linear Regression, *Intelligent Engineering Systems through Artificial Neural Network*, Vol. 4, New York (1994), s.328-330

64. Hurd M. K.: *Formwork for Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, (1995)
65. Ibrahim M., Al-Gahtani A. S., Maslehuddin M., and Dakhil F. H.: Use of Surface Treatment Materials to Improve Concrete Durability, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 11(1), (2000), s. 36-40.
66. Iida T., Watanabe H., Tomoda Y. and Ohtsu M.: Damage Estimation of Concrete Core by AE Rate Process Analysis, *Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol.22 (1)*, (2000), s.271-276.
67. Ing M.J.: Repair or Not to Repair – Let Your Structure Do the Talking!, *Concrete Engineering International, Vol. 8, No 3*, Camberley, Surrey, (2004), s.47-48
68. Ing M.J., Kells D.G., Austin S.A. and Lyons R.: Determining the Corrosion State of Steel Reinforcement in Concrete, *Corrosion Management*, Leighton, May-June (2004), s.12-15
69. Ing M.J., Austin S.A. and Lyons R.: Cover Zone Properties Influencing Acoustic Emission Due to Corrosion, *Cement and Concrete Research, Vol.35, No 2*, Amsterdam, (2005)
70. Instrukcja DP-T14: O dokonywaniu odbiorów robot drogowych I mostowych realizowanych na drogach zamiejscowych krajowych I wojewódzkich, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (1989)
71. Instrukcja DP-T.15M: O dokonywaniu przeglądów bieżących obiektów na zamiejscowych drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (1990)
72. Instrukcja DP-T.16M: O dokonywaniu przeglądów bieżących obiektów na zamiejscowych drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (1990)
73. Instrukcja DP-T.17M: O dokonywaniu przeglądów podstawowych obiektów na zamiejscowych drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (1990)
74. Instrukcja DP-T.18M: O dokonywaniu przeglądów szczegółowych obiektów na zamiejscowych drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (1990)
75. Instrukcje DP-T.15M, DP-T.16M, DP-T.17M, DP-T.18M: Planowania robót mostowych oraz przeglądów obiektów mostowych na zamiejscowych drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa, (2002)

76. Ishibashi, A., Matsuyama, K. and Ohtsu, M.: AE Application for Diagnosis of Deteriorated Concrete of Harbor Structures, *Proc.6th Int.Sym.on AE from Composite Materials*, (1998), s.145-152
77. Iwanami M., Kamada T. and Nagataki S.: Application of AE Technique for Crack monitoring In RC Beams, *JCI Proceedings of Cement and Concrete*, (1997), s.51
78. Kaczinski M., Wescott H., Pessiki S.: Decompression and Ultimate Load Tests of 28-year Old Prestressed Concrete Bridge Beams, *Report No. 94.CT1033.1, Center for Advanced Technology for Large Structural Systems*, Lehigh University, September (1994), s.56
79. Kamada, T., Iwanami,M., Nagataki, S., Yuyama, S. and Ohtsuki, N.: Application of Acoustic Emission Evaluation of Structural Integrity in Marine Concrete Structures, *Progress in AE VIII (JSNDI),Proc. 13th Inter. AE Symp.*, Nara Japan, November (1996) s. 355-360.
80. Kamada, T., Nagataki, S., and Iwanami, M.: Evaluation of Material Deterioration in Concrete by Nondestructive Testing Methods, *International Conference on Engineering Materials*, Ottawa, Canada, (1997), s.453-466.
81. Karabinis, A.H, and Fowler, T.J.: Experiences with Two Reinforced Concrete Aeration Basins, *Presented at the 1983 Fall Convention, American Concrete Institute*, Kansas City, Missouri (1983), s. 25-30.
82. Kesner, E. K.: Detection and Quantification of Distributed Damage in Concrete Using Transient Stress Waves, *Thesis at Cornell University*, December (1997).
83. Kirkpatrick T. J., Weyers R. E., Sprinkel M. M., and Anderson-Cook C. M.: Impact of Specification Changes on Chloride Induced Corrosion Service Life of Bridge Decks, *Transportation Research Board 2002 Annual Meeting*.
84. Klingner, R.E., Fowler, T.J: Structural Assessment of In-Service Bridges with Pre-mature Concrete Deterioration, *Project Proposal for TxDot Project 0-1857*, Submitted (1998)
85. Koch G.H. Brongers M.P.H. and Thompson N.G.: Corrosion Costs and Preventive Strategies in the United States, *FHMA-RD-01-156, A Suplemnet toMaterials Performance*, Katy, (2002)
86. Kouroussis D., Anastasopoulos A.A., Vionis P. and Kolovos V.: Unsupervised Pattern Recognition of Acoustic Emission from Full Scale Testing of a Wind Turbine Blade, *Journal of Acoustic Emission, Vol.18*, Los Angeles (2000), s.217-223

87. Krautkramer, J. and Krautkramer, H.: *Ultrasonic Testing of Materials*, Springer-Verlag, Berlin, (1990)
88. Kriger J.: Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethode für Betonbrücken, *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Bremerhaven, (1998)
89. Laura P.A.A.: Evaluation of Structural Integrity of Cables Using Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol.44, No 1*, Columbus, January (1980), s.38
90. Leung C. K. Y.: Modeling of Concrete Cracking Induced by Steel Expansion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 13(3), (2001), s.169-175
91. Li Z.W., Yuyama S., Osawa I., Kimpara I., Kageyama K. and Yamaguchi K.: Fracture Mechanics Study of Concrete Beams Reinforced with FRP Sheets by a Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission, *Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS-3)*, Freiburg, (1998), s.1863-1872
92. Liu T. and Weyers R.E.: Modelling the Dynamic Corrosion Process in Chloride Contaminated Concrete Structures, *Cement and Concrete Research, Vol. 28, No 3*, Amsterdam, (1998), s.365-379
93. Loland, K.E.: Continuous Damage Model for Load - Response Estimation of Concrete, *Cement and Concrete Research, Vol.10*, (1989), s.395-402.
94. Lyons R., Ing M.J. and Austin S.A.: Correlation of Corrosion Rate of Steel in Concrete with Acoustic Emission in Response to Diurnal and Seasonal Temperature Variations, *Corrosion Science, Vol.47*, Amsterdam, (2005), s.413-433
95. Main I.G., Forde M.C., Halliady J.: Acoustic emission on bridges: experiments on concrete beams, EWGAE 25th European Conference on Acoustic Emission Testing, Prague 2002, s. I/127-I/134
96. Malhotra V.M., Carino, N.J: CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, *Cement and Concrete Research Press*, (1991)
97. Mamlouk M. S. and Zaniewski J. P.: *Materials for Civil and Construction Engineers*, Addison Wesley Longman, Menlo Park, California, (1999)
98. Masi A.K. and Sahu R.: Acoustic Emissions from Reinforced Concrete, *Experimental Mechanics*, December (1994), s. 379-388.
99. Mayrosh J., Pessiki S.: Experimental Study of the Attenuation of Acoustic Emission Signals in Welded Steel Structures, *Report No. 01-11, Center for Advanced Technology for Large Structural Systems*, Lehigh University, July (2001), s.141

100. Mays, G.: *Durability of Concrete Structures: Investigation, Repair, Protection*, Chapman Hall, London, (1992)
101. Millstien, L. and Sabnis, G. M.: Determination of Concrete Strengths Using Ultrasonic Waves, *Recent Advances in Engineering Mechanics and Their Impact on Civil Engineering Practice*, Chen, W. F. and Lewis, A. D. M., Eds., ASCE, Reston, Virginia, (1983), s. 561-564.
102. Mohamed O. A., Rens K. L., and Stalnaker J. J.: "Factors Affecting Resistance of Concrete to Freezing and Thawing Damage, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 12(1), (2000), s.26-32.
103. Munwam M.C. and Ohtsu M.: Stress Intensity Factors in Concrete by Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 57, No11*, Columbus, November (1999), s.1178-1182
104. Murakami, Y. and Yuyama, S.: Acoustic Emission Evaluation of Structural Integrity in Reinforced Concrete Beams due to Corrosion of Reinforcement, *Progress in AE VIII (JSNDI), Proc. 13th Inter. AE Symp.*, Nara Japan, November (1996), s.217-244.
105. Nielsen J. and Griffen D.F.: Acoustic Emission of Plain Concrete, *Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol 5, No.6*, November (1977), s. 467-483.
106. Nielsen A.: Acoustic Emission Souce Based on Pencil Lead Breaking, *Danish Welding Institute*, Copenhagen, Denmark (1980)
107. Niseki, S., Satake, M. nad Gohke, M.: Quick Detection of Alkali-Aggregate Reaction by Acoustic Emission Monitoring, *Progress in Acoustic Emission V, The Japanese Society of NDI*, (1990), s.529
108. Nowak A.S. and Tharmabala T.: Bridge Reliability Evaluation Using Load Tests, *Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No 10*, (1988), s.2268-2279
109. Ono K., Gołaski L., Gębski P.: Diagnostic of reinforced concrete structures by acoustic emission, *EWGAE 25th European Conference on Acoustic Emission Testing*, Prague 2002, s. I/207- I/215.
110. Ono K., Gołaski L., Gębski P.: Diagnostic of reinforced concrete bridges by acoustic emission", *Journal of Acoustic Emission 20*, 2002, s. 83-98.
111. Ohtsu M. and Ono K.: A Generalized Theory of Acoustic Emission and Green's Function in Half Space, *Journal of Acoustic Emission, Vol. 3, No 1*, Los Angeles, (1984), s.27-40

112. Ohtsu, M.: Determination of Crack orientation by Acoustic Emission, *Materials Evaluation*, September (1987), s.1070-1075.
113. Ohtsu, M: Estimation of Crack and Damage Progression in Concrete by Quantitative Acoustic Emission Analysis, *Materials Evaluation*, May (1999), s.521-525.
114. Ohtsu, M, Sakimoto, T., Kacai, Y., Yuji, S.: Evaluation of Concrete Structure Deterioration via AE Observation of Core Tests, *Journal of Acoustic Emission Vol 7, No 4. Acoustic Emissions Group*, (1988), s. 167-172.
115. Ohtsu, M.: Rate Process Analysis of AE Activity in Uniaxial Compression Test of Core Specimens, *Progress in Acoustic Emission V, Japanese Society of NDI*, (1990), s.311
116. Ohtsu, M.: Basics of Acoustic Emission and Applications to Concrete Engineering, *Matrial Science Reserch International, Vol.4, No 3*, (1998), s.131-140
117. Ohtsu M.: Estimation of Crack and Damage Progression in Concrete by Quatitative Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 57, No 5*, Columbus, May (1995), s.521-525.
118. Ohtsu, M., Okamoto, T., Yuyama, S.: Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission for Cracking Mechanisms in Concrete, *ACI Structural Journal*, March-April, (1998), s.87-95
119. Ozevin D., Pessiki S.P., Jain A., Greve D.W., Oppenheim I.J.: Development of a MEMS Device for Acoustic Emission Testing, *Smart Structures and Materials 2003: Smart Systems and Nondestructive Evaluation for Civil Infrastructures*, San Diego, March (2003), s. 64-74.
120. Peng – Yeng Y., Ling – Hwei Ch.: A new non-iterative approach for clustering. *Pattern Recognition Letters, No 2*, (1994), s.125-133
121. Perez F.J., Pessiki S., Sause R., Lu L-W.: Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls, *Large Scale-Scale Structural Testing, American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan (2003), s. 161-183.
122. Pessiki S., Johnson M.: Nondestructive Determination of Concrete Strength in Plate Structures by the Impact-Echo Method, *Review of Progress in Quantitative Non-destructive Evaluation, Plenum Press, Vol. 13*, New York (1994), s.2139-2146.
123. Pessiki S., Derrah S.: Acoustic Emission Monitoring of Fatigue Crack Growth in HSLA-80 Steel Box Beams, *Proceedings Structures Congress XII, American Society of Civil Engineers, Vol. 2*, (1994), s.1334-1339.

124. Pessiki S., Derrah S.: Monitoring Fatigue Cracking in Large-Scale Steel Box Beams Using Acoustic Emission, *Proceedings Structural Materials Technology / NDT Conference*, NJDOT/FHWA, (1994), s.146-150
125. Pessiki S., Johnson M.: In-Place Determination of Concrete Strength by the Impact-Echo Method, *Proceedings Structures Congress XII, American Society of Civil Engineers, Vol. 2*, (1994), s.1340-1345.
126. Philippidis T., Nikolaidis V. and Anastasopoulos A.A.: Damage Characterisation of C/C Laminates Using Neural Network Techniques on AE Signals, *NDT&E International, Vol.31, No 5, Elsevier Science Limited*, Kidlington, United Kingdom (1998), s.329-340
127. Popovics S. and Popovics J. S.: A Critique of Ultrasonic Pulse Velocity Method for Testing Concrete, *Nondestructive Testing of Concrete Elements and Structures*, ASCE, Reston, Virginia, (1992), s.94-103.
128. Prine D.W.: Application of Acoustic Emission and Strain Gage Monitoring to Bridge Retrofit Evaluation, *Topics on Nondestructive Testing and Evaluation of Infrastructure*, Columbus, (1998), s.3-12
129. Ranachowski J., Rajmund F., Librant Z.: Badanie ośrodków kruchych metodą emisji akustycznej na przykładzie ceramiki i betonów, *IPPT PAN*, 28, 1992, s. 32-102
130. Ranachowski J., Malecki I.: Emisja akustyczna. Źródła, metody, zastosowania., *Wydawnictwo Biuro Pascal*, Warszawa 1994, s. 55-107
131. Ranachowski J., Malecki I.: Możliwości oceny pseudoplastyczności materiałów ceramicznych metodą emisji akustyczne, *IPPT PAN*, Warszawa 1999, s. 35-46
132. Rens, K. L. and Greimann L. F.: Ultrasonic Approach for Nondestructive Testing of Civil Infrastructure." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 11(3), (1997), s.97-104.
133. Rens K. L., Wipf T. J., and Klaiber F. W.: Review of Nondestructive Evaluation Techniques of Civil Infrastructure." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 11(4), (1997), s.152-160.
134. Rens, K. L., and Transue, D. J.: Recent Trends in Nondestructive Inspections in State Highway Agencies, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 12(2), (1998), s.94-96
135. Report on Impact-Echo Evaluation of Distributed Cracking in Precast Concrete Beams, *Prepared by Whitlock Dalrymple Posten & Associates, Inc., WDP Project No 99500*, August, (1999).

136. Roca Y., Octavio L.: Acoustic Emission Examination of High Strength Prestressed Concrete Girders, *Thesis presented to The University of Texas at Austin*, August (1997).
137. Roller J. J., Martin B. T., Russell H.G., Bruce, R. N.: Performance of Prestressed High Strength Concrete Bridge Girders, *PCI Journal*, 39(3), May-June (1993), s.34-45.
138. Sarja A. and Vesikari E.: *Durability Design of Concrete Structures*, Chapman and Hall, London, (1996).
139. Schalkoff R.: Pattern Recognition. Statistical, Structural and Neural Approaches, *John Wiley & Sons Inc.*, (1992)
140. Shiotani T., Li Z., Yuyama S. and Ohtsu M.: Application of the AE Improved b-Value to Quantitative Evaluation of Fracture Process in Concrete Materials, *Journal of Acoustic Emission*, Vol. 19, Los Angeles, (2004), s.118-133
141. Sison M., Duke J.C., Jr., Lozev M.G. and Clemeña G.G.: Analysis of Acoustic Emissions from a Steel Bridge Hanger, *Research in Nondestructive Evaluation*, Vol.10, No 3, Columbus, (1998), s.123-145
142. Sobczak W., Malina W.: Metody selekcji i redukcji informacji, WNT, Warszawa, 1985
143. Somerville G.: Whole life design for durability and sustainability. Where are we going and how do we get there?, *Proceeding International Conferens "Concrete Durability and Repair Technology*, Dundee (1999), s.1-19
144. Steffens K. et al.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken, *Bautechnik No 76*, (1999), Heft 1
145. Stewart M. G. and Rosowsky D. V.: Structural Safety and Serviceability of Concrete Bridges Subject to Corrosion, *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, Vol. 4, No. 4, (1998), s.146-155.
146. Suzuki T., Watanabe H. and Ohtsu M.: Damage Evaluation in concrete Using Acoustic Emission Method, *The 6th Far-East Conference on Non-Destructive Testing*, (2002), s.111-116.
147. Świt G., Gębski P.: Diagnostyka obiektów Mostowych Metodą Emisji Akustycznej, *I Sympozjum "Diagnostyka i Badania Mostów"*, Opole (2001),
148. Świt G: Durability of composite GRP under stress corrosion condition by acoustic emission, *5th International Conference on Durability Analysis of Composite Systems "DURACOSYS'01"*, Japan, Tokyo (2001), s.323-326

149. Świt G.: Evaluation of compliance change in GFRP- reinforced concrete beams by AE, *Book of Abstracts 12th International Conference "Mechanics of Composite Materials"*, Latvia, Riga (2002), s.198-203
150. Świt G.: Diagnostics of a viaduct built of prestressed concrete beams by acoustic emission, *3rd International Conference "Fracture Mechanics of Materials and Structural Integrity"*, Ukraina, Lviv (2004), s.198-203 - monografia
151. Świt G., Balcerek B.: Diagnostyka obiektów mostowych z wykorzystaniem emisji akustycznej, *Polskie Drogi, Nr 9 (115)*, wrzesień (2004), s. 27-31- współautor (90%)
152. Świt G.: Evaluation of compliance change in concrete beams reinforced by GRP using AE, *Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineering, USA, Vol.16, No 5*, (2004), s. 414 – 418
153. Świt G.: Stress Corrosion of Composites, *Cost 534 – New Materials and Systems for Prestressed Concrete Structures, Workshop of COST 534 on NTD Assessment and New Systems in prestressed Concrete Structures*, Brussel, (2004),
154. Świt G.: Stress Corrosion of GFRP, *Cost 534 – New Materials and Systems for Prestressed Concrete Structures, Workshop of COST 534 on NTD Assessment and New Systems in prestressed Concrete Structures*, Brussel, (2005), s. 128-136
155. Świt G., Gołaski L.: Acoustic Non Destructive Techniques as a new Method for Evaluation of Damages in Prestressed Concrete Structures: Failure of Concrete Structures, *Workshop of COST 534 on NTD Assessment and New Systems in prestressed Concrete Structures*, Brussel, (2005), s. 151-159
156. Świt G.: Pomiar wpływu uszkodzeń na betonowe obiekty mostowe techniką emisji akustycznej, *International Conference „Durable bridge structures in the environment” - EKOMOST 2006*, Maj (2006), s.363-370
157. Świt G., Gołaski L., Kanji O: Acoustic Emission Behaviour of Prestressed Concrete Girdner during Proof Loading, *Journal of Acoustuc Emission, Vol. 24*, (2006), s. 187-195
158. Świt G., Gołaski L., Kalicka M., Kanji O: Acoustic Non Destructive Techniques as a new Method for Evaluation of Damages in Prestressed Concrete Structures: Failure of Concrete Structures, *49th International Acoustic Emission Working Group Symposium*, Barkley (2006), USA (współautor 30%)
159. Tadeusiak R., Flasiński M.: Rozpoznawanie obrazów, WNT, Warszawa, (1991)
160. Taly, N.: Design of Modern Highway Bridges, McGraw Hill, New York, (1998)

161. Tinkey B.V., Fowler T.J., Klingner R.E.: Nondestructive Testing of Prestressed Bridge Girders with Distributed Damage, *Research Report 1857-2, Center for Transportation Research The University of Texas at Austin*, (2002)
162. Tsiatas G. and Robinson, J.: Durability Evaluation of Concrete Crack Repair Systems, *Transportation Research Board 2002 Annual Meeting*, (2002)
163. Tsimogiannis A., Gergali B. and Anastasopoulos A.A.: Acoustic Emission/Acousto-Ultrasonic Data Fusion for Damage Evaluation in Concrete, *Journal of Acoustic Emission, Vol.18*, Los Angeles (2000), s.21-28
164. Uchida M., Okamoto T., Tsuji N. and Ohtsu M.: NDT of Concrete Members by Ultrasonics, *Proceedings of the 8th International Structural Faults and Repair Conference*, Edinburgh, (1999)
165. Uomoto, Taketo: Application of Acoustic Emission to the Field of Concrete Engineering, *Journal of Acoustic Emission, Vol 6, No. 3*, (1987), s. 137-144.
166. Waddell J. J. and Dobrowolski J. A.: *Concrete Construction Handbook*, McGraw Hill, New York, (1993)
167. Watanabe H., Ichinose M., Tomoda Y. and Ohtsu M.: Quantitative Estimation of Damage in Concrete by AE, *Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol.23 (1)*, (2001), s.493-498.
168. Wei-Du L.: Frequency Spectrum Analysis of Ultrasonic Testing Signal in Concrete, *Nondestructive Testing of Concrete Elements and Structures*, ASCE, Reston, Virginia, (1992), s.104-114.
169. Wołowicki W.: Trwałość betonowych konstrukcji mostowych, *Konferencja „Dni betonu. Tradycja i Nowoczesność”*, Szczyrk, Październik (2002), s. 871-879
170. Yaman, I. O., Aktan, H. M., Staton, J. F.: Relationship between Concrete Permeability and Ultrasonic Pulse Velocity, *Transportation Research Board 2001 Annual Meeting*, (2001)
171. Yuyama, S., Okamoto, T., Nagataki, S.: Acoustic Emission Evaluation of Structural Integrity in Repaired Reinforced Concrete Beams, *Materials Evaluation, Vol.52, No 1*, Columbus, January (1994), s. 86-90.
172. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M. and Ohtsu M: Acoustic Emission Generated in Corners of Reinforced Concrete Rigid Frame under Cyclic Loading, *Materials Evaluation, Vol. 53, No 2*, Columbus, March (1995), s.409-412.

173. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M. and Ohtsu M: Quantitative Evaluation and Visualization of Cracking Process in Reinforced Concrete Specimen by Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission, *Progress in Acoustic Emission VII*, Tokyo, (1994), s.347-354
174. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M. and Ohtsu M: Quantitative Evaluation and Visualization of Cracking Process in Reinforced Concrete by a Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission, *Materials Evaluation*, Columbus, June (1995), s.751-756
175. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., Ohtsu M. and Kisi T: A Proposed Standard for Evaluating Integrity of Reinforced Concrete Beams by AE, AE VIII, *Japanese Society for Non Destructive Inspection*, Tokio, 1996, s.295-304
176. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., Ohtsu M. and Kisi T.: A Proposed Standard for Evaluating Integrity of Reinforced Concrete Beams by Acoustic Emission: Standard and Technology Update, ASTM STP 1353, *American Society for Testing and Materials*, West Conshohocken, (1999)
177. *Recommended Practice for In-Situ Monitoring of Concrete Structures by Acoustic Emission*, NDIS 2421, Japanese Society for Non-Destructive Inspection, 2000.

Raporty techniczne:

178. Raport techniczny nr 1/2000: „Ocena stanu technicznego wybranych elementów konstrukcyjnych mostu kablebetonowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 756 w km. 60+748 w miejscowości Brzozówka metodą emisji akustycznej (przed remontem)”
179. Raport techniczny nr 2/2000: „Ocena stanu technicznego mostu z belek strunobetonowych typu KUJAN metodą emisji akustycznej w ciągu drogi krajowej nr 765 w miejscowości Motkowice”
180. Raport techniczny nr 3/2000: „Ocena stanu technicznego wybranych elementów konstrukcyjnych mostu kablebetonowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 756 w km. 60+748 w miejscowości Brzozówka metodą emisji akustycznej (po remoncie)”
181. Raport techniczny nr 6/2001: „Sprawozdanie z badań płytowego mostu żelbetowego w miejscowości Wincentów podczas przejazdu pojazdu ponadnormatywnego ze względu na ciężar metodą emisji akustycznej”
182. Raport techniczny nr 10/2001: „Sprawozdanie z badań elementów wiaduktu strunobetonowego w ciągu Trasy Toruńskiej w Warszawie oraz estakady Bielańskiej w ciągu Wisłostrady metodą emisji akustycznej” (praca realizowana we współpracy z IBDiM /o Kielce)

183. Raport techniczny nr 11/2001: „Badanie metodą emisji akustycznej konstrukcji zespolonej wiaduktu oraz mostu w ciągu drogi krajowej nr 9 w miejscowości Brody Iłżeckie w trakcie obciążeń próbnych”
184. Raport techniczny nr 1/2002: „Nadzór nad próbnym obciążeniem mostu stalowego typu Bayley z wykorzystaniem metody emisji akustycznej”
185. Raport techniczny nr 5/2005: „Ocena stanu technicznego wybranych elementów konstrukcyjnych mostu kablobetonowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 756 w km. 60+748 w miejscowości Brzozówka metodą emisji akustycznej”
186. Raport techniczny nr 3/2006: „Sprawozdanie z badań elementów mostu kablobetonowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 776 Proszowice – Busko Zdrój w miejscowości Wiślica w km 70+796 metodą emisji akustycznej”
187. Raport techniczny nr 4/2006: „Sprawozdanie z badań elementów mostu nad rzeką Łososińką w ciągu drogi wojewódzkiej nr 762 w miejscowości Bocheniec w km 25+917 metodą emisji akustycznej”
188. Raport techniczny nr 5/2006: „Ekspertyza techniczna mostu na rzece Silnicy w ciągu ul. Bp. Cz. Kaczmarka w miejscowości Kielce z wykorzystaniem emisji akustycznej”
189. Raport techniczny nr 6/2006: „Ekspertyza techniczna wiaduktu nad torami PKP linii Kielce – Warszawa w ciągu ul. 1 Maja z wykorzystaniem emisji akustycznej”
190. Raport techniczny nr 7/2006: „Ekspertyza techniczna mostu na rzece Sufraganiec w ciągu ul. Łódzkiej w miejscowości Kielce z wykorzystaniem emisji akustycznej”
191. Raport techniczny nr 1/2007: „Ocena stanu technicznego wiaduktu drogowego nr I w ciągu drogi wojewódzkiej nr 762 w km 8 + 980 w miejscowości Słowik (jezdnia w kierunku Krakowa) metodą emisji akustycznej”
192. Raport techniczny nr 2/2007: „Ocena stanu technicznego wiaduktu drogowego nr II w ciągu drogi wojewódzkiej nr 762 w km 8 + 980 w miejscowości Słowik (jezdnia w kierunku Kielc) metodą emisji akustycznej”
193. Raport techniczny nr 3/2007: „Ocena stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 785 w km 31 + 206 w miejscowości Danków metodą emisji akustycznej”
194. Raport techniczny nr 4/2007: „Ocena stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 768 w km 3 + 520 w miejscowości Ludwinów metodą emisji akustycznej”

195. Raport techniczny nr 5/2007: „Ekspertyza techniczna wiaduktu w ciągu ul. ks. J. Popiełuszki z wykorzystaniem emisji akustycznej”
196. Raport techniczny nr 6/2007: „Ekspertyza techniczna wiaduktu w ciągu ul. Mielczarskiego z wykorzystaniem emisji akustycznej”
197. Raport techniczny nr 7/2007: „Ekspertyza techniczna wiaduktu nad torami PKP linii Kielce – Warszawa w ciągu ul. 1 Maja z wykorzystaniem emisji akustycznej – przedłużenie czasu użytkowania”