

**MONOGRAFIE, STUDIA, ROZPRAWY**

**M21**

**Grzegorz Świt**

**ANALIZA  
PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH  
W OBIEKTACH MOSTOWYCH  
Z BELEK STRUNOBETONOWYCH  
Z WYKORZYSTANIEM ZJAWISKA  
EMISJI AKUSTYCZNEJ**

Kielce 2011

## **MONOGRAFIE, STUDIA, ROZPRAWY NR M21**

### **Redaktor Naukowy serii**

#### **NAUKI TECHNICZNE - BUDOWNICTWO**

dr hab. inż. Tomasz KOZŁOWSKI, prof. PŚk

### **Recenzenci**

dr hab. inż. Tomasz SIWOWSKI, prof. PRz

dr hab. inż. Andrzej GARBACZ, prof. PW

### **Redakcja**

Elżbieta WIKŁO

### **Redakcja techniczna**

Irena PRZEORSKA-IMIOŁEK

### **Projekt okładki**

Tadeusz UBERMAN

Niniejsza publikacja zostanie przedstawiona jako rozprawa habilitacyjna

© Copyright by Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2011

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

Samodzielna Sekcja „Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej”

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel./fax 41 34 24 581

e-mail: [wydawca@tu.kielce.pl](mailto:wydawca@tu.kielce.pl)

[www.tu.kielce.pl/organizacja/wydawnictwo](http://www.tu.kielce.pl/organizacja/wydawnictwo)

# SPIS TREŚCI

<b>Wykaz ważniejszych oznaczeń</b> .....	5
<b>1. WPROWADZENIE</b> .....	7
1.1. Diagnostyka obiektów mostowych .....	7
1.2. Cel i zakres pracy .....	15
<b>2. EMISJA AKUSTYCZNA W BADANIACH KONSTRUKCJI BETONOWYCH</b> .....	18
2.1. Wprowadzenie .....	18
2.2. Podstawy emisji akustycznej (AE) .....	19
2.2.1. Terminologia stosowana w badaniach z wykorzystaniem AE .....	19
2.2.2. Źródła generowania sygnałów AE w konstrukcjach z betonu zbrojonego .....	24
2.2.3. Przegląd aparatury stosowanej najczęściej w badaniach metodą emisji akustycznej .....	30
2.3. Zastosowanie emisji akustycznej w badaniach obiektów mostowych .....	34
<b>3. OCENA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI BETONOWYCH Z WYKORZYSTANIEM METODY AE NA PODSTAWIE ISTNIEJĄCYCH KRYTERIÓW</b> .....	38
3.1. Procedura japońska .....	38
3.2. Procedura amerykańska .....	41
3.3. Weryfikacja procedury japońskiej i amerykańskiej w świetle badań autora .....	44
3.4. Analiza porównawcza metod i procedur AE .....	52
<b>4. METODA DIAGNOSTYKI KONSTRUKCJI STRUNOBETONOWYCH NA BAZIE ANALIZY AKTYWNYCH PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH (RPD)</b> .....	54
4.1. Wieloparametrowa analiza sygnałów AE metodą rozpoznawania obrazu .....	55
4.2. Baza sygnałów wzorcowych – badania własne .....	58
4.3. Zalecenia dotyczące realizacji pomiaru metodą RPD .....	61
<b>5. ANALIZA ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH W BELKACH STRUNOBETONOWYCH Z WYKORZYSTANIEM BAZY SYGNAŁÓW WZORCOWYCH I METODY RPD</b> .....	70
5.1. Belka strunobetonowa typu <i>T-27</i> .....	70
5.2. Ocena stanu technicznego belki strunobetonowej typu <i>T-27</i> poddanej czteropunktowemu zginaniu wg metody RPD .....	84
5.3. Belka strunobetonowa typu <i>WBS</i> .....	86
5.4. Belka strunobetonowa typu <i>KUJAN NG</i> .....	94

<b>6. PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ METODY ROZPOZNAWANIA PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH (RPD)</b> .....	109
6.1. Ocena stanu technicznego dwuprzęsłowego mostu podczas przejazdów ponadnormatywnych ze względu na masę .....	109
6.2. Ocena stanu technicznego dwuprzęsłowego wiaduktu podczas obciążeń eksploatacyjnych .....	121
6.3. Badanie do zniszczenia trójprzęsłowego wiaduktu w ciągu drogi ekspresowej S-7 w Barczy .....	131
<b>7. PODSUMOWANIE</b> .....	149
<b>Bibliografia</b> .....	151
<b>Załącznik</b> .....	164
<b>Streszczenie</b> .....	177
<b>Summary</b> .....	179

## WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

- $A_{dB}$  – maksymalne (podawane w  $\mu V$  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 woltach
- $t_1$  – czas, w którym obwiednia sygnału przekracza wyznaczony próg
- $t_2$  – czas, w którym obwiednia sygnału schodzi poniżej wyznaczonego progu



*W obserwowanym świecie nie widać przyczyn, to świat skutków...*

Richard D. Hawkins

*Mosty buduje się po to, by po nich jeździć, a nie po to, by je liczyć*

Otto Mohr

## **1. WPROWADZENIE**

### **1.1. DIAGNOSTYKA OBIEKTÓW MOSTOWYCH**

Podstawę diagnostyki istniejących konstrukcji budowlanych stanowią okresowe kontrole prowadzone przez inspektorów oraz opinie techniczne i ekspertyzy [43, 44, 68].

Instrukcja „*Zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych*” wydana przez Instytut Techniki Budowlanej [85] wyróżnia trzy rodzaje diagnostyki obiektów budowlanych:

- 1) okresową – przeglądy techniczne wymagane eksploatacją obiektu,
- 2) doraźną – po stwierdzeniu istotnych nieprawidłowości pracy obiektu,
- 3) docelową – w związku z planowaną modernizacją obiektu lub zmianą sposobu użytkowania.

Diagnostyka obiektów mostowych w Polsce dokonywana jest natomiast zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 16.02.2005 r. oraz instrukcjami przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich stanowiących załączniki do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 17.07.2005 r. i obejmuje:

- przeglądy bieżące [80, 81, 84],
- okresowe kontrole roczne (przeglądy podstawowe) [82, 84],
- okresowe kontrole pięcioletnie (przeglądy rozszerzone) [79, 83, 84],
- przeglądy szczegółowe [78, 84],
- ekspertyzy [84, 85].

Kontrola stanu technicznego obiektów mostowych w trakcie wykonywania przeglądów polega głównie na obserwacjach wizualnych, dokumentacji foto-graficznej oraz pomiarach inwentaryzacyjnych. Dlatego w trakcie tych badań ujawnia się uszkodzenia zewnętrzne i to w miejscach, gdzie obserwacja jest możliwa.

Podczas szczegółowej kontroli obiektów, poza oceną wizualną, wykonywane są zaawansowane badania, w tym wykorzystujące metody NDT (metody nieniszczące), które ujawniają głównie uszkodzenia objęte wiązką penetracyjną (np. wiązką fal ultradźwiękowych) i mogą być przeprowadzone w ograniczonej objętości. Trudno jest zachować warunek ich reprezentatywności, szczególnie dla całej konstrukcji, zwłaszcza, że szereg miejsc jest trudno dostępnych i pozostaje poza obszarem badań [154, 195].

Niewątpliwą zaletą obecnego systemu oceny stanu technicznego obiektów mostowych jest ocena wszystkich elementów badanej konstrukcji, przy zastosowaniu takich samych lub podobnych kryteriów. Pozyskiwane w trakcie przeglądów dane są często jednak niewystarczające, szczególnie do prognozowania ich trwałości oraz wyznaczania optymalnego czasu i zakresu remontów, przez co zwiększa się koszty ich utrzymania [49, 95]. Na uzyskiwane podczas przeglądów informacje mają wpływ następujące aspekty [56-59]:

### **1. Subiektywna ocena**

Analiza wizualna będąca podstawową techniką badawczą (przeglądy bieżące i podstawowe) ujawnia tylko uszkodzenia zewnętrzne, głównie w miejscach, gdzie obserwacja jest możliwa. Natomiast ocena stanu technicznego obiektu zależy w znacznym stopniu od doświadczenia inspektora, co stwarza obszar do subiektywnej interpretacji zauważonych usterek.

### **2. Kwalifikacje inspektorów**

Przeglądy często wykonywane są wprawdzie przez osoby o dużym doświadczeniu zawodowym, lecz niemające wystarczającej wiedzy konstrukcyjnej. Z praktyki wynika, że jeśli ten sam obiekt jest oceniany niezależnie przez różnych inspektorów, to rozbieżności w ocenie stopnia uszkodzenia mogą sięgać nawet trzech klas.

### **3. Ograniczony zakres badań materiałowych**

Wyniki badań materiałowych, obejmujące na przykład badania korozyjne czy wytrzymałość betonu, dotyczą tylko miejsc, z których pobrano próbki. Obejmują one znikomą część konstrukcji. Z reguły nie są to miejsca krytyczne dla bezpieczeństwa pracy obiektu.

### **4. Ograniczony zakres badań nieniszczących**

Badania nieniszczące (NDT) mają na celu ujawnienie pęknięć, pustek, miejsc niedowidobrowanych i uszkodzeń mechanicznych. W tym celu stosowane są różne techniki badawcze, których wybór zależy od decyzji inspektorów lub zlecniodawców. Uzyskane wyniki pozwalają na dokonanie analizy uszkodzeń zazwyczaj w niewielkim, wskazanym i dostępnym obszarze, wynikającym z zastosowanej techniki pomiarowej. Dlatego zlokalizowanie „strefy zniszczenia” (ang. *process zone*), tj. obszaru, w którym zachodzą procesy destrukcyjne, jest utrudnione, a w większości przypadków niemożliwe. Lokalizacja tej strefy jest istotna dla oceny trwałości konstrukcji i ewentualnych napraw. Ponadto, w badaniach wykorzystuje się techniki dostępne dla inspektorów, ale nie zawsze optymalne dla oceny stanu technicznego badanego obiektu.

### **5. Pomijanie, w ocenie stopnia uszkodzenia obiektu, interakcji różnego rodzaju uszkodzeń, w tym degradacji materiału**

Konstrukcje mostowe są strukturami przestrzennymi złożonymi z różnych materiałów. Procesy destrukcyjne w każdym elemencie wywołują różnego rodzaju uszkodzenia, które wzajemnie na siebie oddziałują, co sprawia, że proces de-



strukcji może rozwijać się szybciej niż w przypadku pojedynczego wyizolowanego uszkodzenia. Wymienione wcześniej metody badań nieniszczących (NDT) nie są w stanie uwzględnić efektu oddziaływania na siebie uszkodzeń.

#### **6. Obciążenie obliczeniowe, jakie przyjmowane jest w analizach pionspekcyjnych może różnić się znacznie od panującego w ocenianej strefie konstrukcji**

W większości przypadków pomijane są również w obliczeniach efekty dynamiczne, wpływ błędów wykonawczych na nośność, czy naprężeń termicznych. Nie dysponujemy odpowiednimi modelami obliczeniowymi dla konstrukcji inżynierskich z uszkodzeniami, zwłaszcza konstrukcji sprężonych. Opracowane w ostatnich latach i stosowane w ocenie trwałości konstrukcji mechanicznych z uszkodzeniami, procedury SINTAP i FITNET nie nadają się do oceny budowlanych struktur inżynierskich.

#### **7. W czasie inspekcji oceniany jest stan aktualny**

Monitoring ujawnia stan techniczny, jaki jest w chwili wykonywania badań. Brak jest istotnych dla oceny bezpieczeństwa konstrukcji informacji, takich jak przyczyny powstania defektów, rozwój uszkodzeń i czynniki go warunkujące czy zależność rozwoju uszkodzeń od parametrów eksploatacyjnych (siły wewnętrzne w elementach konstrukcji są nie tylko funkcją ciężaru pojazdu, ale również parametrów ruchu poruszającego się pojazdu oraz jego stanu technicznego). Także warunki środowiska mogą mieć wpływ na ich wielkość i rozwój.

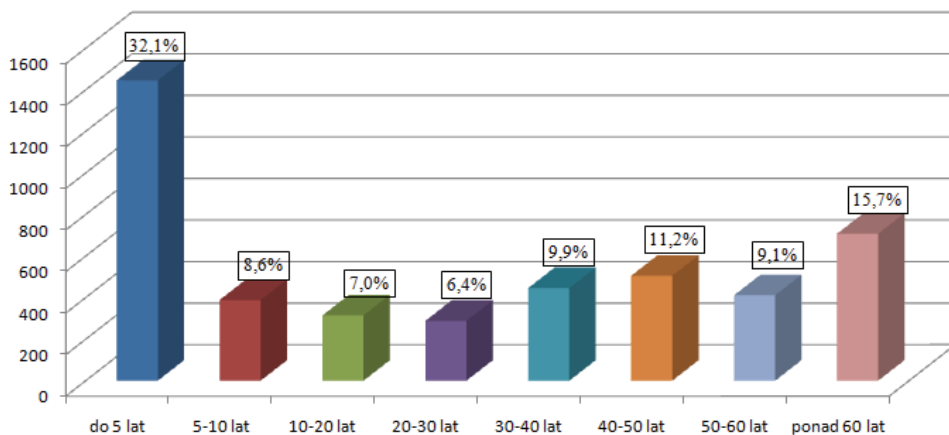
#### **8. Brak ujednoliconej kodyfikacji stosowanej jako miary uszkodzeń i degradacji bezpieczeństwa elementów konstrukcji**

Na ocenę stanu technicznego infrastruktury drogowej, zwłaszcza mostów, składają się oceny poszczególnych zespołów często ocenianych różnymi metodami i przyrządami. W rezultacie otrzymane wyniki są trudno porównywalne [17, 25, 43-44, 79-84].

W efekcie inspektorzy i zarządzający infrastrukturą drogową podejmują decyzje dotyczące dalszego użytkowania lub dopuszczenia do ruchu obiektów, w których wykryto uszkodzenia, głównie na podstawie posiadanego doświadczenia bez możliwości ich globalnego zweryfikowania [20-21, 98, 195]. Również dopuszczając uszkodzoną konstrukcję do ruchu pod obniżonym obciążeniem inspektor korzysta głównie ze swojego doświadczenia. Trudno jest uzasadnić, czy zalecana redukcja obciążenia jest właściwa, a może zbyt niska lub niepotrzebnie duża [17, 25, 43-44, 79-84].

W rezultacie często podejmowane są decyzje zachowawcze przysparzające znacznych nakładów finansowych czy też, na szczęście nieliczne, decyzje ryzykowne skutkujące katastrofami [20-21, 98].

W ostatniej chwili na świecie wybudowano wiele nowych obiektów drogowych o skomplikowanych układach konstrukcyjnych, wykorzystując najnowsze rozwiązania technologiczne i materiałowe zwiększające trwałość i nośność tychże konstrukcji [8, 17, 19-21, 24-27, 28, 41-42, 153, 175, 188]. W Polsce stanowią one ok. 40% (stan na październik 2010 r.) obiektów nadzorowanych przez Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad, co zaprezentowano na rysunku 1.1.



**Rys. 1.1.** Podział obiektów mostowych w zależności od ich wieku

Jednakże większość obiektów mostowych znajdująca się u innych zarządców została zaprojektowana i wybudowana w latach 1946-1990. Konstrukcje te nie są przystosowane do pracy w tak ekstremalnych warunkach, jeżeli chodzi o 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 [20, 21, 24, 50, 78].

Eksploatacji obiektów mostowych wykonanych z betonu zbrojonego poświęcano znacznie mniej uwagi niż mostom wybudowanym z innych materiałów. Niektórzy użytkownicy uważali wręcz konstrukcje betonowe jako „bezobsługowe” [28, 71, 182-184], co w konsekwencji doprowadziło do powstania wielu awarii i katastrof mostów o konstrukcji z betonu zbrojonego, szczególnie z betonu wstępnie sprężonego, np. most w Palau, wiadukt w Quebecu (2006).

Naturalne starzenie materiału, wpływ środowiska, a w przypadku mostów znaczny wzrost obciążenia, przyspieszyły procesy destrukcyjne oraz przyczyniły się do zwiększenia liczby awarii konstrukcji z betonu wstępnie sprężonego. W efekcie w Wielkiej Brytanii czasowo zakazano budowy wstępnie sprężonych mostów betonowych [184]. Istotny z punktu trwałości obiektów mostowych z betonu wstępnie sprężonego jest fakt, iż zgodnie z normą w obiektach tych nie dopuszcza się powstawania zarysowania lub ewentualne rysy muszą być szybko zlokalizowane i zabezpieczone [145]. Ma to istotne znaczenie dla bezpieczeństwa tych konstrukcji, gdyż wstępne naprężenie i wpływ środowiska agresywnego (woda, chlorki, dwutlenek węgla) w znacznym stopniu przyspieszają efekty degradacji tychże elementów [181]. Powoduje to powstawanie wysokich i nieprzewidzianych kosztów dla zarządców obiektów, jakie muszą ponieść na niespodziewane naprawy tych konstrukcji [50]. Liczba obiektów mostowych z betonu sprężonego znajdujących się w zarządzie GDDKiA stanowi ok. 28% wszystkich konstrukcji, jednakże większość z nich ma ponad 20 lat, co sugeruje potrzebę ich remontu i wzmocnienia w celu dostosowania ich nośności do obecnie obowiązujących norm (tab. 1.1 – dane uzyskane z materiałów informacyjnych GDDKiA).

**Tabela 1.1.** Podział drogowych obiektów mostowych, tuneli i przejść podziemnych ze względu na rodzaj materiału konstrukcyjnego na drogach krajowych zarządzanych przez GDDKiA (stan z dnia 15.10.2010 r.)

Rodzaj materiału konstrukcyjnego	Liczba		Długość		Powierzchnia	
	szt.	%	m	%	m <sup>2</sup>	%
Stal	623	13,82	48 595	25,51	6193 91	26,41
Beton zbrojony	2 534	56,20	66 967	35,16	763 268	32,55
Beton sprężony	1 263	28,01	73 965	38,83	951 664	40,58
Kamień, cegła, beton	84	1,86	896	0,47	10 400	0,44

Stworzyło to pilną potrzebę badań nad oceną ich trwałości i nośności. Należy podkreślić, że metody stosowane w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji żelbetonowych nie zawsze w pełni mogą oszacować stan techniczny konstrukcji wstępnie sprężonych. Stąd wynika potrzeba weryfikacji obecnych i opracowania nowych technik badawczych [63].

W tabeli 1.2 zestawiono stosowane metody badawcze w ocenie in-situ stanu technicznego obiektów mostowych. Poniżej opisano techniki najczęściej używane wraz z krótkimi opisami charakteryzującymi. Pozostałe metody ze względu na incydentalne zastosowanie są wymienione tylko w celach informacyjnych.

**Tabela 1.2.** Nieniszczące metody stosowane w badaniach betonowych obiektów mostowych, wg [32, 33, 35, 44, 67, 92, 96, 102, 146, 147, 181]

Zastosowanie	Metoda badawcza	Oznaczenie	Zastosowanie	Metoda badawcza	Oznaczenie
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		Sklerometryczna	P
	Emisja akustyczna	P		Metoda naświetlania	P
	Fotografia Moiré	P		Badanie nasiąkliwości	P
	Holografia	(P)			

cd. tabeli 1.2

Zastosowanie	Metoda badawcza	Oznaczenie	Zastosowanie	Metoda badawcza	Oznaczenie
Korozja zbrojenia	Metoda potencjometryczna	P	Rozmieszczenie zbrojenia	Radiografia	P
	Metoda naświetlania	P		Radar	P
Indukcyjno-termograficzna				P	
Niejednorodność struktury betonu	Zdjęcie rentgenowskie	P	Korozja kabli oraz kanałów	Endoskopia	P
	Ultradźwiękowa	(P)		Radiografia	P
	Radar	P		Metoda emisji akustycznej	(P)
Rozdzielenie stref w przypadku betonowych płyt mostowych	Metody akustyczne	P	Brak iniekcji oraz wadliwe miejsca na kanałach	Endoskopia	P
	Ultradźwiękowe	P		Radiografia	P
	Radar	P		Metoda emisji akustycznej	(P)
Pomiar siły sprężającej oraz naprężeń	Metoda odwiertów kontrolnych	P	Pomiar wilgotności	Mikrofale	(P)
	Metoda flat-jack	P		Pomiar oporności	P
	Analiza naprężeń termosprężystych	L		Sonda neutronowa	L
	Pomiar sił sprężających metodą mikromagnetyczną	L		Metoda naświetlania z sondą neutronową	P
Monitorowanie pracy konstrukcji	Analiza drgań	P	Pomiar nasiąkliwości	Badanie przepływu penetranta	P
	Analiza sygnałów emisji akustycznej	(P)		Metoda przepływu gazowego	P
	Pomiar deformacji	P		Metoda próżni	P

gdzie: P – procedura wykonywana w warunkach polowych; (P) – procedura testowana w warunkach polowych; L – procedura stosowana tylko w laboratorium

Do podstawowych metod umożliwiających wykrycie defektów mogących spowodować uszkodzenie kabli, takich jak korozja i zerwanie pojedynczej struny, stosuje się głównie metodę magnetyczną i metodę potencjometryczną [177, 181]. Badania tymi technikami pozwalają na wykrycie uszkodzeń już istniejących [177, 181].

Właściwości mechaniczne betonu bada się metodą ultradźwiękową, polegającą na pomiarze prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w materiale. Pomiar prędkości fali podłużnej oraz poprzecznej pozwala określić moduły sprężystości podłużnej (moduły *Younga*) i współczynnik *Poissona* [48, 92, 143, 193]. Niejednorodność oraz mikropęknięcia, w których znajduje się woda wpływają istotnie na propagację fal w betonie, co powoduje niedokładność wyznaczania wymienionych wyżej własności i jest to główna wada tej techniki [38, 39, 131, 136, 177, 178].

Pewną odmianą metody ultradźwiękowej, wykorzystującej fale sprężyste, jest metoda „*impact echo*”.

Do podstawowych, praktycznych zastosowań metody „*impact-echo*” należą [48, 67, 131, 178]:

- 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 żelbetowych, spowodowanych np. niewłaściwym zagęszczaniem betonu w strefach o dużym zagęszczeniu zbrojenia,
- możliwość bezpośredniej kontroli poprawności wykonania iniekcji zarysowanych fragmentów istniejących konstrukcji betonowych,
- mała wrażliwość na imperfekcje w mikrostrukturze betonu.

Wadą tej metody są zakłócenia pomiaru poprzez wielokrotne odbicie fal, co utrudnia interpretację otrzymanego obrazu w elementach belkowych. Metoda ta jest również czuła na wielkość frakcji kruszywa użytego w betonie. Zgodnie z obowiązującymi standardami należy zawsze wprowadzać współczynniki korygujące uwzględniające niedoskonałości materiału [136].

Informacje, które uzyskujemy tą metodą dotyczą uszkodzeń już istniejących, natomiast nie uzyskujemy informacji o warunkach i czasie ich powstania.

W celu wykrywania pustek i zbrojenia stosowana jest także radiografia przemysłowa [32, 96, 142, 143]. Obecność ciała o gęstości większej niż beton (np. kabel, zbrojenie) jest ukazywana jako jaśniejszy ślad; obecność pustki (np. brak betonu) powoduje mocniejsze zaczernienie filmu. Ta metoda pozwala także 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 obecny i nie opisuje dynamiki procesów destrukcyjnych.

W badaniach defektoskopowych wykorzystuje się także technikę holografii, która zajmuje się sposobami uzyskiwania obrazów przestrzennych (trójwymiarowych) metodą rekonstrukcji fali (głównie światła, ale też np. fal akustycznych). Holografia polega na trójwymiarowym zapisie obrazu przedmiotu (obiektu) poprzez zapis modulacji amplitudy oraz zmiany fazy fali świetlnej. Rejestracja obrazu (uzyskanie hologramu) polega na zapisie (np. na kliszy fotograficznej) interferencji fali rozproszonej przez przedmiot z falą niezaburzoną (tzw. wiązką odniesienia). W warunkach polowych uzyskanie poprawnych wyników jest trudne, o czym świadczy brak literatury pokazującej zastosowanie tej techniki w warunkach eksploatacji konstrukcji.

W ostatnich latach do analizy uszkodzeń betonowych obiektów mostowych wykorzystuje się coraz częściej georadar. Urządzenie to umożliwia wykrywanie pustek i zarysowań w elementach konstrukcyjnych, pozwala na wykrycie położenia i średnicę zbrojenia (z pewnym przybliżeniem – brak możliwości rozróżnienia średnicy prętów o zbliżonych wymiarach) oraz pomaga z dużą precyzją ocenić jednorodność i grubość elementów [32, 96, 102]. Zaletą tej metody jest możliwość badania dużych powierzchni oraz elementów. Metoda ta posiada również 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 dokładność pomiarów.

Do oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji 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 ta polega na montowaniu kotew w betonie, a następnie ich wyciąganiu. Rejestrowana siła wyrwywająca 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 ta pozwala na ocenę 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 stosowana głównie przy ocenie możliwości wykonania wzmocnienia konstrukcji poprzez doklejenie wzmocnienia kompozytowego na dźwigarach oraz ocenie wykonania poprawności napraw powierzchniowych elementów betonowych.

**Stosowane obecnie metody pomiarowe NDT (metody nieniszczące), ujawniają jedynie uszkodzenia objęte wiązką penetracyjną (np. wiązką fal ultradźwiękowych) i mogą być przeprowadzone w ograniczonej objętości. Dlatego trudno jest zachować warunek ich reprezentatywności, szczególnie dla całej konstrukcji, zwłaszcza że szereg miejsc jest trudno dostępnych i pozostaje poza obszarem badań. Niewątpliwą zaletą obecnego systemu inspekcji jest ocena elementów badanej konstrukcji przy zastosowaniu takich samych lub podobnych kryteriów. Pozyskiwane w trakcie inspekcji dane są jednak niewystarczające do oceny rzeczywistej**

ności uszkodzonych mostów, prognozowania ich trwałości oraz optymalnego czasu i zakresu remontów, co zwiększa koszty ich utrzymania [51], dlatego też poczynając od przełomu lat 80/90. XX wieku powstało szereg programów badawczych głównie w Japonii, Stanach Zjednoczonych oraz w państwach Unii Europejskiej zajmujących się tematyką bezpieczeństwa, diagnostyki i trwałości mostowych konstrukcji betonowych, szczególnie wstępnie sprężonych [1, 2, 5, 13, 44, 45, 94, 95, 106, 110, 193, 194]. Dla Polski szczególne znaczenie mają prace prowadzone w Europie, w ramach programów międzynarodowych [26, 29, 52, 111, 155, 158, 159, 161]. Prowadzone badania zmierzają do ujednoczenia kryteriów oceny stopnia uszkodzenia mostów oraz opracowania przepisów, które w przyszłości będą obowiązywały w Unii Europejskiej [19, 52, 106, 155, 161]. 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;
- 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 [28];
- FIB: Working party 5.3-1 Assessment and residual service life evaluation of concrete structures;
- COST 534: New Materials and Systems for Prestressed Concrete Structures [52, 158-161];
- ARCHES: Assessment and Rehabilitation of Central Europe Highway Structures [155].

Celem tych programów jest rozwój wiedzy o trwałości istniejących i nowo wybudowanych wstępnie sprężonych konstrukcjach betonowych. Wynika to z faktu, że elementy strunobetonowe stanowią ponad 50% konstrukcji nośnych obiektów mostowych oraz brak jest metod ułatwiających ocenę stanu technicznego w trakcie badań podczas obciążeń eksploatacyjnych [28, 106].

## 1.2. CEL I ZAKRES PRACY

Celem prowadzonych prac było opracowanie podstaw obiektywnego systemu diagnozowania betonowych konstrukcji wstępnie sprężonych, umożliwiającego globalną ich ocenę (tzn. ocenę całej badanej konstrukcji). Zaproponowana metoda została oparta na analizie, identyfikacji i lokalizacji aktywnych procesów destrukcyjnych, którym towarzyszy emisja akustyczna (AE). Umożliwia ona monitoring procesów destrukcyjnych w całym obiekcie przy obciążeniach eksploatacyjnych bez konieczności lokalnej analizy stanu naprężenia czy odkształcenia, czy też wzajemnego oddziaływania powstałych uszkodzeń z jednoczesnym uwzględnieniem oddziaływań zewnętrznych, takich jak: obciążenia zewnętrzne, temperatura, wilgotność itp.

**System tworzą: metoda pomiaru wykorzystująca technikę emisji akustycznej wraz z analizą danych, bazy danych umożliwiające klasyfikację procesów destrukcyjnych, oraz procedury pozwalające na lokalizację aktywnych procesów destrukcyjnych.**

O wyborze emisji akustycznej, jako metody badawczej, zdecydowały głównie jej zalety w porównaniu z innymi metodami nieniszczącymi. Są to:

1. AE pozwala zlokalizować te uszkodzenia czynne, które nie zostały wykryte metodami tradycyjnymi.
2. AE rejestruje tylko uszkodzenia czynne, czyli takie, które rozwijają się w warunkach, w jakich prowadzony jest monitoring.
3. Monitoring można prowadzić w różnych warunkach, np. podczas eksploatacji obiektu, względnie pod obciążeniem próbnym, a wyniki badań uzyskiwane są na bieżąco.
4. AE jest w stanie wykryć wszystkie rodzaje rozwijających się uszkodzeń, podczas gdy większość metod koncentruje się tylko na wybranych typach defektów.
5. AE dobrze charakteryzuje intensywność rozwoju uszkodzeń podczas użytkowania obiektu,
6. Emisja akustyczna pozwala na scharakteryzowanie źródeł generujących sygnały.

Monografia składa się z siedmiu rozdziałów oraz załącznika zawierającego projekt zaleceń zastosowania AE w badaniu obiektów mostowych wykonanych z belek strunobetonowych. W pierwszym z nich przedstawiono informacje o obecnych problemach występujących w diagnostyce obiektów mostowych z betonu sprężonego, zaprezentowano zalety i wady najczęściej obecnie używanych technik i metod oceny stanu technicznego konstrukcji strunobetonowych. W drugim rozdziale omówiono podstawy emisji akustycznej, podając stosowną terminologię związaną z AE, zaprezentowano współczesny sprzęt oraz oprogramowanie najczęściej stosowane w badaniach z użyciem emisji akustycznej. Przedstawiono źródła generowania sygnałów AE w konstrukcjach z betonu zbrojonego. W rozdziale trzecim zamieszczono aktualne informacje dotyczące stanu wiedzy na temat zastosowania metody emisji akustycznej w badaniach elementów strunobetonowych i betonowych. Przedstawiono wyniki badań własnych, modeli belek strunobetonowych i żelbetowych, podczas których przeprowadzono weryfikację kryteriów [161, 162, 168] zaproponowanych przez japońskich oraz amerykańskich badaczy [13, 61, 86-87, 117, 122-128, 142, 148, 176, 191, 194]. Podano ponadto uwagi dotyczące stosowanych obecnie kryteriów oceny stanu technicznego konstrukcji betonowych z zastosowaniem emisji akustycznej. W rozdziale czwartym opisano sposób tworzenia baz danych sygnałów wzorcowych, z zastosowaniem wieloparametrowej analizy rozpoznawania obrazu. 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 AE jak najmniej zakłócone przez inne procesy. Posłużyły one do utworzenia plików wzorcowych. W tym celu



zastosowano samouczącą się metodę rozpoznawania obrazu. Analiza tych plików pozwoliła sklasyfikować procesy destrukcyjne zachodzące w badanej konstrukcji. Ponadto podano wytyczne realizacji pomiarów metodą analizy aktywnych procesów destrukcyjnych (RPD) bazującej na metodzie AE. 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 [50-51, 53-55, 154, 157, 186, 187]. Równocześnie pozwoliły na poznanie dotychczas nieopisanych w literaturze procesów destrukcyjnych zachodzących w belkach strunobetonowych podczas badań niszczących. Umożliwiło to opracowanie i podanie wstępnej wersji zaleceń dotyczących zastosowania AE w badaniu elementów z betonu wstępnie sprężonego, bazującej na metodzie analizy rozwoju procesów destrukcyjnych, w skrócie RPD. Rozdział szósty obejmuje przykłady praktycznego zastosowania metody AE do analizy stanu technicznego obiektów mostowych: podczas monitoringu mostu w trakcie przejazdów ponadnormatywnych ze względu na masę, wiaduktu drogowego podczas obciążeń eksploatacyjnych oraz badania wiaduktu aż do pełnego zniszczenia [50-51, 54, 56-59, 126, 157, 160, 163, 165-168, 171-172]. Badanie te miały na celu potwierdzenie założeń dotyczących kryteriów przyjętych w nowej wersji procedury monitoringu obiektów mostowych z betonu sprężonego [196-197].

W rozdziale siódmym przedstawiono wady i zalety, jak również sformułowano wnioski dotyczące możliwości zastosowania procedury badania obiektów mostowych metodą emisji akustycznej.

## **2. EMISJA AKUSTYCZNA W BADANIACH KONSTRUKCJI BETONOWYCH**

### **2.1. WPROWADZENIE**

W użytkowanych konstrukcjach rozwija się równolegle wiele uszkodzeń. Stosując nowe metody obserwacji i diagnostyki, bazujące na metodzie analizy i przetwarzania sygnałów, można je wykryć i ocenić na podstawie obserwowanego sygnału [32, 185]. Współczesne systemy pomiarowe umożliwiają jednoczesną obserwację wielu procesów i jednoczesne utworzenie z nich jeszcze większej liczby danych wynikowych. Mamy zatem możliwość stworzenia i wykorzystania wieloparametrowej przestrzeni obserwacji, aby następnie rzutować zebrane informacje na przestrzeń uszkodzeń obiektu [184]. Taką techniką dającą możliwość rejestracji i tworzenia nowych danych jest emisja akustyczna, stosowana w diagnostyce konstrukcji budowlanych wykonanych z różnych materiałów [138-141, 144, 158, 159, 162, 163, 169, 170, 173]. Jednakże większość prac została ukierunkowana na zastosowanie emisji akustycznej w diagnostyce konstrukcji betonowych [116, 121, 180, 183].

W budowanych obiektach mostowych, jako jeden z podstawowych materiałów konstrukcyjnych wykorzystywany jest beton. Do jego powszechnego zastosowania przyczynia się dostępność składników, stosunkowo niskie koszty wytworzenia, możliwość stosowania w różnych warunkach środowiskowych oraz wykorzystywanie go w elementach prefabrykowanych lub monolitycznych wytwarzanych w warunkach polowych. Zastosowanie odpowiednich środków zabezpieczających oraz diagnostycznych pozwala na bezpieczne użytkowanie konstrukcji betonowych przez znaczny okres czasu [188].

Należy podkreślić, że aktualnie rozwój nowych metod nieniszczących jest ukierunkowany przede wszystkim na stworzenie możliwości oceny w elementach i konstrukcjach, zwłaszcza wykonanych z betonu i żelbetu, innych cech niż wytrzymałość. Dotyczy to zwłaszcza możliwości wykrywania wad niewidocznych na powierzchni elementów, oceny kierunku propagacji pęknięć, określenia ewentualnego wpływu zawilgocenia i środowiska korozyjnego na stan zbrojenia w takich elementach [105, 179].

Istotne jest to, że badaniom nieniszczącym można poddawać wielokrotnie w różnym czasie te same elementy oraz konstrukcje, co czyni te metody przydatne w diagnostyce obiektów budowlanych zarówno podczas wznoszenia obiektów, jak i w czasie wieloletniej eksploatacji [32, 102].

Jedną z takich metod nieniszczących stosowanych w diagnostyce obiektów budowlanych jest metoda emisji akustycznej [2, 54, 55, 69-72, 73, 82, 90-91, 96, 109]. Następuje jej szybki rozwój i starania zmierzające do zapewnienia możliwości uzyskania w miarę jednoznacznych informacji o badanym elemencie lub konstrukcji, nie tak jak do tej pory na podstawie nieprzetworzonych deskryptorów sygnałów akustycznych rejestrowanych przez aparaturę badawczą, lecz na podstawie sygnałów „obrobionych” przez odpowiednie oprogramowanie zbudowane ze

złożonych algorytmów matematycznych, sztucznej inteligencji, czy też transformacji falkowej [2, 6, 12, 15, 16, 23, 29, 66, 67, 88, 97, 115, 117, 124, 125, 128, 130, 132, 154-172, 191, 192]. W dalszej części pracy omówiono podstawowe elementy składowe zestawu pomiarowego emisji akustycznej oraz przedstawiono stan wiedzy i kierunki badań nad wykorzystaniem AE w badaniach nieniszczących konstrukcji betonowych.

## 2.2. PODSTAWY EMISJI AKUSTYCZNEJ (AE)

### 2.2.1. Terminologia stosowana w badaniach z wykorzystaniem AE

Poniżej przedstawiono definicje i interpretacje słowne 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.

**Emisja akustyczna** – definiowana jest jako proces generowania fal sprężystych na skutek defektów powstałych w obciążanym materiale. Tak rozumiane zjawisko dotyczy badania istniejących i poddanych obciążeniu konstrukcji. Natomiast w normie PN-EN 1330-9:2002 termin Emisja Akustyczna jest stosowany w przypadku chwilowych fal sprężystych wywołanych przez wyzwolenie energii ze źródła zlokalizowanego w objętości materiału lub przez proces. Fale te zależą od wielu procesów fizycznych zachodzących wewnątrz oraz na powierzchni materiału na poziomie nano-, mikro- oraz makroskopowym. Tak rozumiane pojęcie jest szersze i obejmuje także procesy zachodzące na etapie wiązania mieszanki betonowej (skurcz betonu).

**Kanał emisji akustycznej** – jest to zestaw złożony z czujnika AE, przedwzmacniacza, wzmacniacza, filtrów sprzętowych i programowych, procesora AE oraz przewodów łączących. Podczas badania metodą AE elementów lub obiektów wielkogabarytowych stosuje się od kilku do kilkudziesięciu kanałów AE.

**Czujnik emisji akustycznej** – piezoelektryczny przetwornik sygnału AE (fali sprężystej) na sygnał elektryczny. Czujniki emisji akustycznej dzielą się na:

- a) czujniki szerokopasmowe, charakteryzujące się stałą czułością w określonym przedziale częstotliwości,
- b) czujniki rezonansowe, w których czułość zależy od częstotliwości sygnału.

**Strefa pomiarowa** – wyodrębniony fragment badanego elementu, którego największy wymiar liniowy wynosi od kilku do kilkuset cm (w zależności od zastosowanych czujników AE i tłumienia w materiale). Sygnały generowane w strefie pomiarowej rejestrowane są przez ściśle określony czujnik.

**Zdarzenie AE** (ang. *AE event*) – lokalna zmiana stanu materiału generująca sygnał AE.

**Amplituda sygnału AE** (ang. *amplitude*) – maksymalne (podawane w  $\mu\text{V}$  lub dB) napięcie mierzone na wyjściu czujnika w obrębie jednego sygnału emisji akustycznej. Amplituda wyrażona w dB obliczana jest ze wzoru:

$$A_{dB} = 20 \log \frac{V_{AE}}{V_0} - (A_{wzm}) \quad [dB] \quad (2.1)$$

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

**Wartość progowa sygnału AE** (ang. *threshold*) – ustawiany programowo (w dB) poziom napięcia sygnału – w analizie jest uwzględniana część sygnału powyżej wartości progowej.

**Czas trwania sygnału AE** (ang. *duration*) – czas (podawany w  $\mu\text{s}$ ), w którym amplituda sygnału przekracza wartość progową.

**Czas narastania sygnału AE** (ang. *rise time*) – czas (podawany w  $\mu\text{s}$ ) pomiędzy wartością początkową sygnału AE przekraczającą wartość progową a maksymalną wartością amplitudy.

**Liczba zliczeń** (ang. *counts*) – liczba wskazująca, ile razy sygnał emisji akustycznej przekroczył wartość napięcia progowego.

**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.

**Energia sygnału** (ang. *energy*) – obszar ograniczony obwiednią wyznaczoną z wartości ekstremalnych sygnału AE 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.

**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.

**Średni poziom sygnału AE** (ang. *ASL*) – jest miarą ilości zmian średniej wartości amplitudy podawanej w decybelach [dB].

**Średnia częstotliwość sygnału AE** (ang. *average frequency*) – jest określana dla całego pojedynczego sygnału AE. Wielkość ta jest ilorazem liczby zliczeń i czasu trwania sygnału AE:

$$FA = \frac{(\text{liczba zliczeń EA})}{(\text{czas trwania sygnału EA})} \quad [\text{kHz}] \quad (2.2)$$

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

$$FR = \frac{(\text{liczba zliczeń EA} - \text{liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy})}{(\text{czas trwania sygnału EA} - \text{czas narastania sygnału EA})} \text{ [kHz]} \quad (2.3)$$

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

$$FI = \frac{(\text{liczba zliczeń do wartości maksymalnej amplitudy})}{(\text{czas narastania sygnału EA})} \text{ [kHz]} \quad (2.4)$$

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

$$S_0 = \frac{1}{2} \int_{t_1}^{t_2} f_+(t) dt + \frac{1}{2} \left| \int_{t_1}^{t_2} f_-(t) dt \right| \quad (2.5)$$

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.

**Energia bezwzględna sygnału AE** (ang. *absolute energy*) – rzeczywista energia mierzona podczas procesu generującego sygnał AE podawana w jednostkach aJ ( $10^{-18}$ J).

**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.

**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.

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

**Lokalizacja źródła sygnałów AE** – oznacza lokalizację źródeł sygnałów AE w badanych elementach konstrukcji. Polega na określeniu współrzędnych miejsca,

z którego pochodzą rejestrowane sygnały. Obliczenia wykonywane są przez program obsługujący procesor AE na podstawie pomiaru prędkości propagacji fal oraz różnic w czasie dotarcia sygnału od źródła do poszczególnych czujników AE. Różnią się następujące rodzaje lokalizacji:

- a) liniowa,
- b) powierzchniowa,
- c) objętościowa,
- d) strefowa.

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

**Wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń (WHRU - H(t))** (ang. *historic index*) – jest to miara zmienności mocy (energii) sygnału AE 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 [13].

**Współczynnik zagrożenia  $S_r$**  (ang. *severity*) – jest to wartość średnia 50 (lub 20) sygnałów o największej mocy zarejestrowanych podczas badania. Wartość ta określona jest wzorem:

$$S_r = \frac{H_f}{J} \sum_{m=1}^{m=J} S_{0m} \quad (2.6)$$

gdzie:  $H_f$  – współczynnik określany w zależności od rodzaju badanej konstrukcji [13],  $S_{0m}$  – moc pojedynczego sygnału,  $J$  – liczba sygnałów, z których 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.

**Intensywność** (ang. *intensity*) – dwuparametrowa funkcja (zależna od wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń i współczynnika zagrożenia) pozwalająca sklasyfikować zidentyfikowane metodą AE uszkodzenia pod względem zagrożenia, jakie niosą one dla konstrukcji. Wartości  $S_r$  w funkcji H(t) nanosi się na wykresy (w skali półlogarytmicznej) dla każdej strefy, na jakie podzielono elementy konstrukcji; na wykresach intensywności zaznaczone są obszary odpowiadające różnym stopniom zagrożenia, jakie zostały spowodowane przez uszkodzenia.

**Filtracja sygnałów** – polega na odrzuceniu sygnałów AE uznanych przez osoby prowadzące pomiar za nieistotne dla oceny trwałości i nośności badanego obiektu (np. sygnały o energii zerowej generowane automatycznie przez program).

**Pomiar tła** – polega na rejestrowaniu sygnałów AE generowanych przez procesy reologiczne oraz otoczenie wokół badanego obiektu.

**Czas uderzenia** – czas, odczytany na zegarze procesora, w którym czujnik zarejestrował sygnał AE.

**Uderzenie** (ang. *hit*) – sygnał zarejestrowany przez dowolny czujnik współpracujący z procesorem.

**Czas martwy** (ang. *rear time*) – czas liczony od zakończenia ostatniego sygnału, podczas którego aparatura nie rejestruje sygnałów.

**Transformacja Fouriera** – transformacja Fouriera umożliwia przedstawienie sygnału zmiennego w czasie w skali częstotliwości. Każdy sygnał analogowy można przedstawić w postaci składowych sinusoidalnych o odpowiedniej amplitudzie, fazie i częstotliwości.

**Szybka transformata Fouriera (FFT)** – to algorytm liczenia dyskretnej transformaty Fouriera.

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

**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.

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

**Funkcja Green'a** – jest to funkcja stanowiąca jądro operatora całkowitego będącego odwrotnym do operatora różniczkowego w zwyczajnym bądź cząstkowym równaniu różniczkowym wraz z warunkami początkowymi lub brzegowymi.

**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 podzbiornie są do siebie podobne, natomiast elementy w różnych podzbiornie są niepodobne.

**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  $X$  lub należy 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*).

**Grupowanie najbliższego sąsiada** – polega na określeniu funkcji odległości lub funkcji podobieństwa pomiędzy poszczególnymi składnikami grupy. Do wad tej metody należy bardzo duża zależność otrzymanywanych wyników od kolejności uło-

zenia grupowanych obiektów. Rozrzut i przypadkowość otrzymywanych wyników jest tak duża (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*).

**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*).

**Hierarchiczne grupowanie aglomeracyjne** – w tej metodzie grupy budowane są poprzez łączenie istniejących klas bazując 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 przynależać 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*).

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

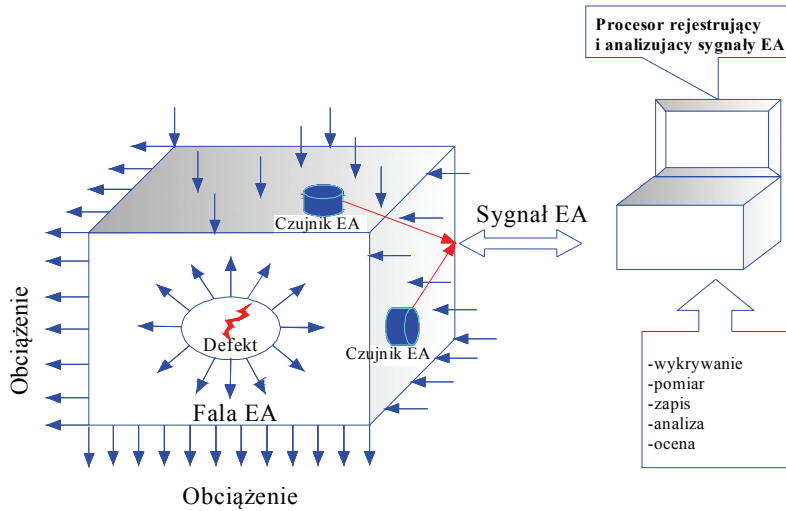
**Sygnał** – to abstrakcyjny model dowolnej mierzalnej wielkości zmieniającej się w czasie, generowanej przez zjawiska fizyczne lub systemy. Tak jak wszystkie zjawiska może być opisany za pomocą aparatu matematycznego, np. poprzez podanie pewnej funkcji zależnej od czasu. Ponieważ sygnał niesie informację 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.

## 2.2.2. Źródła generowania sygnałów AE w konstrukcjach z betonu zbrojonego

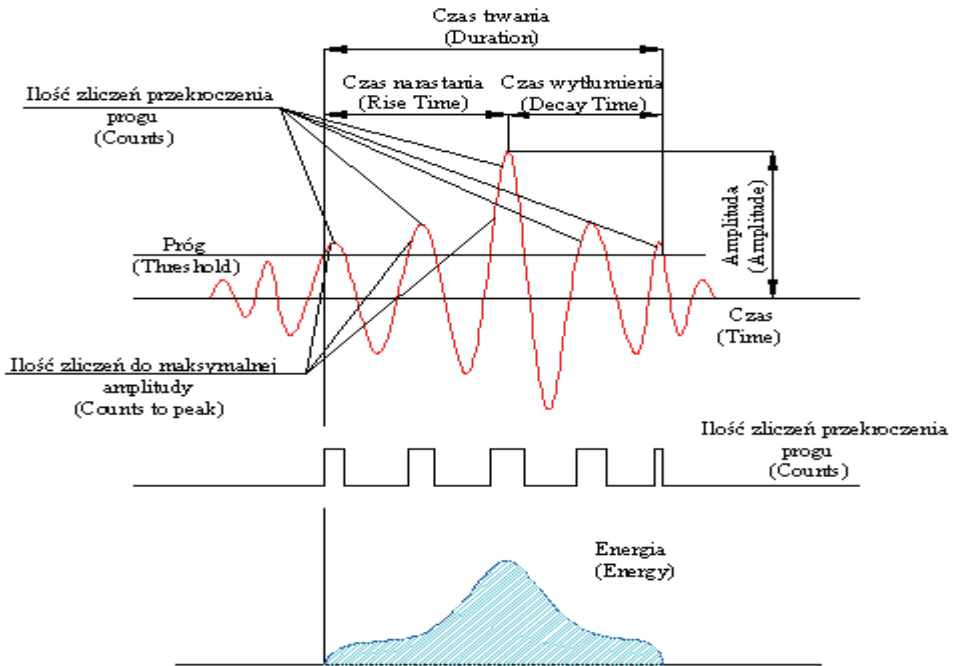
Każdy proces zachodzący w materiale, który prowadzi do obniżenia energii wewnętrznej, generuje sygnały AE. Informacje na temat pęknięć oraz innych procesów powodujących powstawanie sygnałów AE, w szczególności miejsca powstawania, kinetyki akumulacji, ewolucji pęknięć niebezpiecznych i pośrednio ich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



Schemat typowego sygnału AE rejestrowanego w trakcie generowania fal przez procesy destrukcyjne wraz z układem pomiarowym pokazany jest na rysunku 2.1.



układ pomiarowy



schemat typowego sygnału emisji akustycznej [2, 162]

Rys. 2.1. Układ pomiarowy wraz ze schematem typowego sygnału AE

W przypadku obiektów mostowych z betonu wstępnie sprężonego, źródłami fal akustycznych mogą być różnego rodzaju uszkodzenia, takie jak [41-42, 105, 111, 113, 114, 118-119, 121, 138-141, 156, 161, 162, 176, 181, 184]:

- zarysowanie betonu [13,16, 27, 34, 36, 104],
- pęknięcie na granicy zbrojenie-beton [13, 50, 73, 93],
- korozja betonu [38, 78, 120],
- uplastycznienie zbrojenia [13, 77, 112],
- przemieszczanie zbrojenia względem betonu [13,51, 89, 99],
- tarcie wzajemne między powierzchniami pęknięcia w betonie lub na granicy betonu i zbrojenia [16, 27, 36, 99].

Procesy generujące sygnały AE towarzyszą tylko uszkodzeniom czynnym – to jest takim, które powstają lub rozwijają się w warunkach panujących podczas prowadzenia pomiaru [154]. Sygnały emisji akustycznej nie są generowane przez defekty, które znajdują się fizycznie w obiekcie, ale nie powodują procesu ich dalszego rozwoju.

**W dalszej części monografii przez uszkodzenie rozumie się tylko proces czynny towarzyszący powstawaniu lub rozwojowi różnego rodzaju defektów [52-59, 162-165, 169-172].**

Metoda AE 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 AE zostaną omówione w dalszej części tego rozdziału.

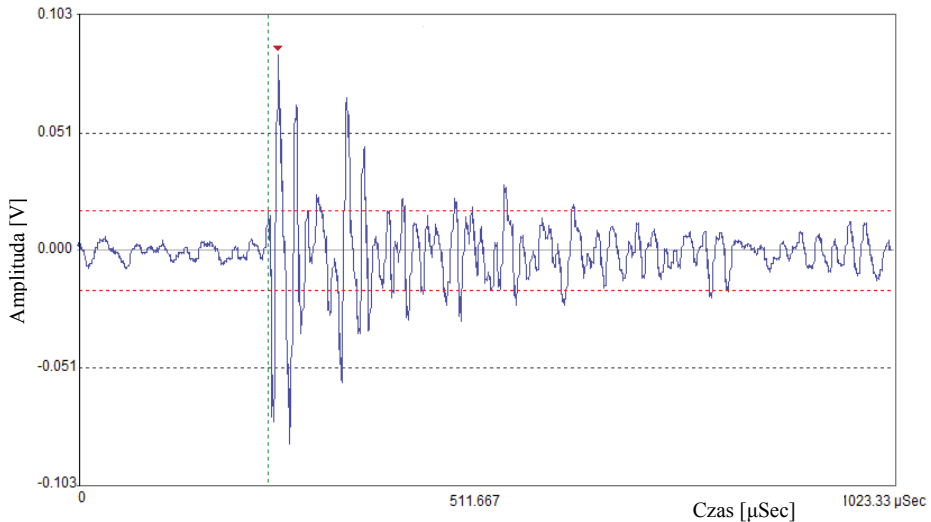
Sygnały AE rejestrowane są przez zespół czujników piezokwarcowych i charakteryzowane są przez szereg parametrów, które dostarczają informacji o źródle emisji akustycznej – w tym przypadku o uszkodzeniu [9]. Najczęściej stosowanymi w analizie uszkodzeń parametrami są [13, 14, 75, 109, 116, 189-194]:

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

Przykład rzeczywistego kształtu sygnału emisji akustycznej pokazany jest na rysunku 2.2.

Sygnały emisji akustycznej prezentowane są w formie graficznej na wykresach sumacyjnych, intensywności lub punktowych, gdzie każdemu sygnałowi przyporządkowany jest punkt na płaszczyźnie, odpowiadający jednemu z deskryptorów AE, najczęściej w funkcji czasu, obciążenia bądź przemieszczenia. Dodatkowo

w analizie procesów metodą AE wykorzystuje się kształt sygnału, jego częstotliwość (szybka transformata Fouriera) i analizę falkową [58-59].



*Rys. 2.2. Typowy kształt rzeczywistego sygnału emisji akustycznej*

Równie istotne informacje można uzyskać rejestrując czas dotarcia sygnałów AE do poszczególnych czujników. Różnice w czasie dojścia sygnałów z tego samego źródła AE do różnych czujników pozwalają na zlokalizowanie źródeł emisji akustycznej pochodzących od procesów destrukcyjnych oraz procesów im towarzyszących. Lokalizację tych źródeł na ogół przeprowadza się w oparciu o różnice czasu dojścia sygnału generowanego z lokalizowanego źródła przy określonej znanej prędkości propagacji fali. W ten sposób można lokalizować miejsce powstawania źródeł AE 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 pracach badawczych realizowanych na Politechnice Świętokrzyskiej przy badaniu konstrukcji wykonanych z betonu wstępnie sprężonego, co zostanie omówione w następnych rozdziałach. W przypadku konstrukcji mostowych z betonu wstępnie sprężonego należy zastosować system złożony z kilku lokalizacji różnego typu. Elementy typu belkowego należy badać z wykorzystaniem lokalizacji strefowej, liniowej i powierzchniowej, natomiast elementy ramowe z wykorzystaniem lokalizacji powierzchniowej oraz czujników strzegących, umożliwiających odcinanie szumów z otoczenia. Dlatego zastosowanie lokalizacji strefowej, w której każdy czujnik rejestruje sygnały AE tylko ze swojego najbliższego otoczenia (strefy) umożliwi ewentualną lokalizację uszkodzenia na elementach o znacznej długości. 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 AE 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 przyjęto, że tłumienie fali na drodze równej odstępom pomiędzy czujnikami nie powinno być większe 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.

W dostępnych systemach pomiarowych sygnałów emisji akustycznej istnieje możliwość wykorzystania odpowiednich typów lokalizacji omówionych w tabeli 2.1 [2, 15].

**Tabela 2.1.** Typy lokalizacji

Typ lokalizacji	Liczba czujników rejestrujących	Opis	Typ analizy
Strefowa	1	Najprostszy typ lokalizacji, bazujący na dotarciu sygnału do pierwszego czujnika najbliższego miejsca zdarzenia.	Pojedyncza
Liniowa	2	Sposób pomiaru, umożliwiający lokalizację źródła sygnału na linii prostej pomiędzy dwoma czujnikami. Lokalizacja następuje na podstawie interpolacji czasu dojścia sygnału do dwóch czujników.	Pojedyncza
Analiza dna zbiornika	3	Przeznaczona do lokalizacji źródła sygnału AE na powierzchni okrągłego dna. Lokalizacja następuje na podstawie interpolacji czasu dojścia sygnału AE do trzech czujników.	Regresja
Lokalizacja powierzchniowa	3-8	Przeznaczona do dowolnej lokalizacji sygnału AE na płaszczyźnie.	Regresja
Lokalizacja powierzchniowa 2D Planar (xy) 2D Planar (yz) 2D Planar (xz)	3-8	System powierzchniowy bazujący w trzech wymiarach, ale lokalizujący tylko na płaszczyznach bez podawania trzeciego wymiaru.	Regresja
Cylindryczna	3-8	Lokalizacja powierzchniowa rozwinięta na przestrzennym cylindrze. Zakłada przemieszczanie się dźwięku po płaszczyźnie zbiornika, a nie po wnętrzu.	Regresja
Stożkowa	3-8	Lokalizacja powierzchniowa rozwinięta na przestrzeni stożka.	Regresja
Sferyczna	3-8	Lokalizacja powierzchniowa rozwinięta na przestrzeni sferycznej. Zakłada przemieszczanie się dźwięku po płaszczyźnie zbiornika.	Regresja.

Typ lokalizacji	Liczba czujników rejestrujących	Opis	Typ analizy
Przestrzenna 3D	4-8	Lokalizacja powierzchniowa rozwinięta do przestrzennej (trzy współrzędne miejsca uszkodzenia). Zakłada przemieszczanie się dźwięku po wnętrzu, a nie po zewnętrznej powłoce.	Regresja
Przestrzenna 3D z czujnikami strzegącymi	5-8	Lokalizacja przestrzenna z czasem zero układu. Zakłada, że wszystkie zdarzenia są sygnalizowane przez jeden kanał, który dokładnie wskazuje czas bezwzględny początku zdarzenia.	Regresja

Wykorzystując fakt, że większość lokalizacji wykonuje się na płaskiej powierzchni, odległość pomiędzy czujnikami możemy wyznaczyć z twierdzenia Pitagorasa w układzie kartezjańskim, opisując to wzorem:

$$d = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \quad (2.7)$$

gdzie:  $x_i, y_i$  – współrzędne położenia czujnika AE w układzie kartezjańskim.

Mankamentem takiego podejścia jest brak wiedzy na temat dokładnego czasu, kiedy to zdarzenie powstaje, dlatego też, aby to ujednocilić przyjmuje się, że czas ten jest różnicą czasu dojścia sygnału AE do pierwszego i drugiego czujnika, opisanego zależnością:

$$t_2 - t_1 = (d_2 - d_1) / v \quad (2.8)$$

gdzie:  $t_i$  – czas dojścia sygnału AE do czujnika  $i$ -tego,  $d_i$  – odległość  $i$ -tego czujnika AE od źródła sygnału,  $v$  – prędkość propagacji fali AE.

Jeśli do wzoru (2.8) podstawimy wzór (2.7), to otrzymamy zależność opisaną wzorem:

$$t_2 - t_1 = \left[ \sqrt{(x_2 - x_S)^2 + (y_2 - y_S)^2} - \sqrt{(x_1 - x_S)^2 + (y_1 - y_S)^2} \right] / v \quad (2.9)$$

Wykorzystując analizę regresji szukamy najbardziej prawdopodobnego położenia źródła sygnału.

Przykłady wykorzystania różnych typów lokalizacji na belkach i konstrukcjach mostowych z betonu wstępnie sprężonego przedstawiono w następujących rozdziałach.

Informację o stopniu degradacji materiału można uzyskać także poprzez pomiar prędkości fal akustycznych oraz ich tłumienie, gdyż powstające rysy w znaczący sposób zmieniają te dwa parametry.

### 2.2.3. Przegląd aparatury stosowanej najczęściej w badaniach metodą emisji akustycznej

Na świecie są dwie wiodące firmy oferujące aparaturę i oprogramowanie do badań techniką AE. Są to: *Physical Acoustic Corporation (PAC)* ze Stanów Zjednoczonych, twórca procesorów: „MISTRAS”, „SAMOS” oraz „Vallen” *Systeme GmbH* z Niemiec, twórca procesora „AMSY”. Należy podkreślić, że w Polsce w latach 70. i 80. ubiegłego wieku prowadzono w Instytucie Podstawowych Problemów Techniki PAN prace nad budową polskiej aparatury badawczej [109, 138-140]. Efektem tych prac było opracowanie polskiej wersji aparatury do pomiaru emisji akustycznej pod nazwą „DEMA” (*Deputat, Malecki*). Aparatura ta była wykorzystywana w wielu ośrodkach naukowych do realizacji prac badawczych. Bazowała ona głównie na prostych deskryptorach sygnału AE (*suma zdarzeń, suma zliczeń, RMS*) [109, 134]. Dlatego też wykorzystanie jej przy badaniach konstrukcji i elementów wielkogabarytowych było kłopotliwe ze względu na powstanie dużej liczby sygnałów, co utrudniało lub wręcz uniemożliwiało interpretację otrzymanych wyników. Dlatego też mając to na uwadze, w dalszej części pracy omówiono dwa systemy obecnie najczęściej stosowane na świecie – amerykański i niemiecki.

W przypadku aparatury amerykańskiej pojedynczy procesor „MISTRAS 2001” może mieć dwa lub cztery kanały, co umożliwia rozbudowę układu pomiarowego do 32 kanałów. W przypadku procesora „SAMOS” pojedynczy procesor ma 8 kanałów i można rozbudować układ do 64 lub 128 kanałów pomiarowych.

W przypadku aparatury niemieckiej można zastosować trzy konfiguracje procesorów, składających się z różnych ilości kanałów. W pierwszym zestawie możemy stosować od 2 do 12 kanałów, w drugiej konfiguracji od 2 do 32, w trzecim od 2 do 74 kanałów. Przykłady aparatury niemieckiej i amerykańskiej pokazano na rysunkach 2.3 i 2.4.



**Rys. 2.3.** Procesor emisji akustycznej AMSY-5 firmy „VALLEN” System GmbH z Niemiec ([www.vallen.de](http://www.vallen.de))

a)



b)



**Rys. 2.4.** Procesory emisji akustycznej firmy PAC ze Stanów Zjednoczonych a)  $\mu$ SAMOS, b) MISTRAS

W obu przypadkach zasada pomiaru jest taka sama i polega na pomiarze fal akustycznych generowanych przez uszkodzenie, które rejestrowane poprzez czujniki piezoelektryczne są przekazywane w formie sygnału elektrycznego do procesora AE. Poprzez odpowiednie ustawienie parametrów programu pomiarowego, np. *Mistras*, *Mi-loc*, *AEwin*, *Visuall Class* można w formie graficznej przedstawić poszczególne mierzone deskryptory AE. Te dwa typy procesorów (firmy PAC i firmy *Vallen*) różnią się głównie filozofią działania programów archiwizujących i analizujących dane.

W przypadku firmy PAC programy analizujące dane otrzymane z pomiarów wykorzystują głównie deskryptory energetyczne sygnału AE oraz analizę obrazu korzystając z sieci neuronowej [147, 151] oraz grupowania sygnałów uwzględniających jeden z wielu algorytmów grupowania, np. *k*-średnich, FCM, najbliższego sąsiada [4, 6, 18, 22, 29, 151, 152, 174]. Analiza fal jest wykorzystywana jako narzędzie samodzielne, bądź jako uzupełnienie analizy obrazu [142, 147, 151, 152].

Programy analizujące dane pomiarowe wykorzystywane przez firmę *Vallen* bazują głównie na analizie fal wykorzystując szybką transformatę Fouriera oraz analizę falkową [105, 112, 153]. Umożliwiają także analizę wykorzystującą rozkłady statystyczne, jednakże decyzja co do poprawności przyjętych i otrzymanych wyników zależy tylko od osoby wykonującej pomiary. Stwarza to problem z doбором odpowiednich modeli grupowania oraz ilości prowadzonych iteracji wprowadzając duży poziom subiektywizmu.

Wyboru oprogramowania należy dokonać analizując poszczególne etapy badań ze szczególnym zwróceniem uwagi na rodzaj materiału, z jakiego wykonana jest konstrukcja. Ma to istotne znaczenie przy uwzględnieniu czasu potrzebnego na wykonanie odpowiednich analiz i budowę bazy sygnałów wzorcowych oraz wybór odpowiednich programów statystycznych.

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

W badaniach własnych, prowadzonych w ramach realizowanych grantów wykorzystano do analizy deskryptorów emisji akustycznej program *NOESIS*, który można stosować wymiennie dla obu systemów pomiarowych, co umożliwia i ułatwia porównanie wyników otrzymanych przy rejestracji różnymi systemami pomiarowymi.

Przystępując do jakichkolwiek badań metodą emisji akustycznej pierwszym krokiem, jaki należy wykonać jest dobór parametrów ustawienia aparatury i sprzętu pomiarowego odpowiednich do postawionego problemu. Ustawienia te to:

- charakterystyki czujników,
- stopień wzmocnienia przedwzmacniaczy,
- ustawienia filtrów,
- wartości progowe amplitudy,
- częstotliwość próbkowania,
- rozmieszczenie czujników,
- czas rejestrowania sygnału.

Bazując na badaniach prowadzonych równolegle w ośrodkach naukowych w Japonii oraz Stanach Zjednoczonych, opracowano tam niezależnie od siebie zalecenia [13, 14, 86-87, 127-128, 143, 189, 193-194] dotyczące ustawień aparatury pomiarowej. Większość tych zaleceń jest wspólna dla procedury japońskiej i amerykańskiej. W tabeli 2.2 przedstawiono parametry sprzętowe oraz programowe zalecane w obu omawianych procedurach.

**Tabela 2.2.** Parametry sprzętowe oraz programowe zalecane w obu procedurach w badaniach elementów betonowych

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

Ze względu na czułość pomiarową czujników AE, równie istotne jak odpowiednie ustawienie parametrów sprzętowych jest wykalibrowanie czujników AE [61]. Cechowanie polega na odczycie wartości parametrów sygnałów AE, generowanych przez wzorcowe źródło [2, 13, 86, 87, 109, 118-119, 142, 194]. 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 bada-



negu elementu (źródło: HSU-NILSENA) [118, 119]. Długość wysuniętego grafi- tu powinna wynosić około 2,5 mm [2].

W przypadku pomiarów z użyciem wielu czujników procedura amerykańska zakłada, że wartość amplitudy sygnałów AE zarejestrowanych na poszczególnych kanałach nie powinna odbiegać od wartości średniej o więcej niż  $\pm 4$  dB.

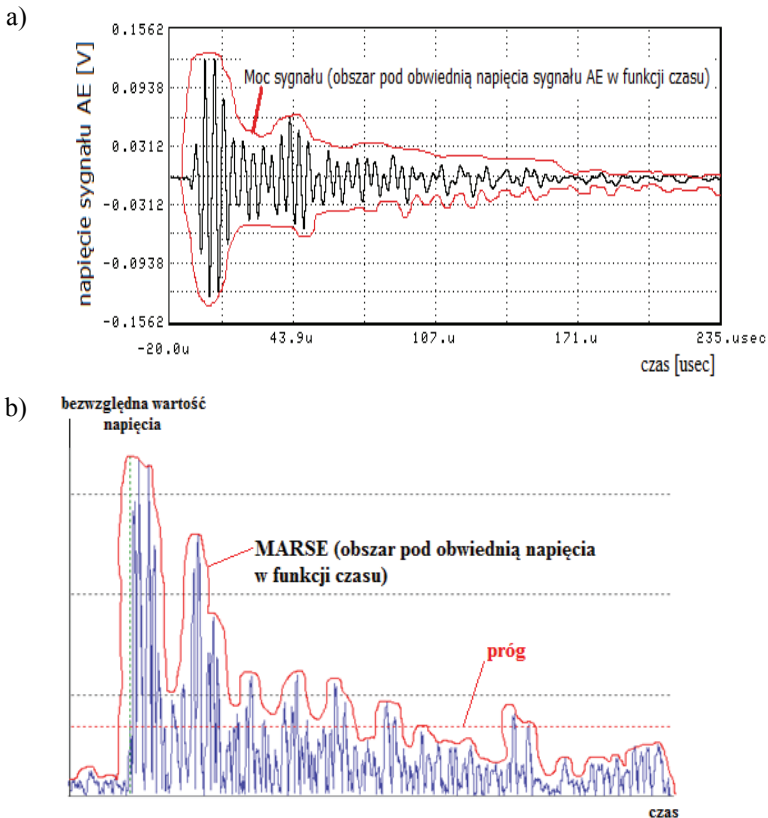
Procedura amerykańska proponuje również kalibrację czujników wykorzystującą wartości rejestrowanego parametru „mocy sygnału” (ang. *Signal strength*).

Moc sygnału oznacza pole ograniczone obwiednią sygnału AE 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  $S_r$  [194]. Wielkość ta definiowana jest wzorem:

$$S_r = \int_{t_1}^{t_2} f_r(t) dt \quad (2.10)$$

gdzie  $f_r$  – funkcja opisująca obwiednię bezwzględnych wielkości sygnału.



Rys. 2.5. Graficzna interpretacja parametru „moc sygnału” (a) oraz deskryptora MARSE (b)

Graficzna interpretacja parametru „moc sygnału” oraz deskryptora MARSE zaprezentowana została na rysunku 2.5.

Przyjmuje się, że MARSE można stosować wymiennie 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 wykorzystującej „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 2.3 przedstawiono wartości parametrów uzyskanych podczas kalibracji czujników metodą wzbudzania laserowego sygnału AE.

**Tabela 2.3.** Parametry sygnałów AE, wg [13]

Amplituda sygnału wejściowego <sup>1)</sup> [dB]	Moc sygnału [pVs] x 10 <sup>5</sup>	Współczynnik proporcjonalności <sup>2)</sup>
45	25	1,0
55	79	3,2
65	251	10,0
75	791	31,6

<sup>1)</sup> Sygnał wejściowy jest to sygnał umowny o znanej amplitudzie, częstotliwości 150 kHz i czasie trwania 1 ms.

<sup>2)</sup> Współczynnik proporcjonalności jest to stosunek siły sygnału wejściowego do siły sygnału o częstotliwości 150 kHz, czasie trwania 1 ms i amplitudzie większej o 5 dB od amplitudy progowej.

Należy podkreślić, że kalibracja czujników AE w oparciu o moc sygnału jest zbyt skomplikowana i czasochłonna, aby stosować ją bezpośrednio przed każdym pomiarem. Zasadne jest natomiast okresowe stosowanie jej w warunkach laboratoryjnych, w celu sprawdzenia poprawności pracy aparatury i stanu czujników, ponieważ ma to istotne znaczenie dla pomiaru rejestrowanych sygnałów EA, na podstawie których określone są deskryptory wykorzystywane w ocenie stopnia uszkodzenia konstrukcji. Zgodnie z zaleceniami producentów czujników, każde uderzenie w nie powoduje potrzebę ponownej kalibracji ze względu na fałszowanie otrzymanych wartości parametrów EA.

### **2.3. ZASTOSOWANIE EMISJI AKUSTYCZNEJ W BADANIACH OBIEKTÓW MOSTOWYCH**

Przykładem pierwszego praktycznego zastosowania techniki AE w ocenie stanu technicznego obiektu mostowego może być budowa podmorskiego tunelu Seikan w Japonii, gdzie jako kryterium poprawności wykonania i pracy konstrukcji wykorzystano efekt *Kaisera* [121].

Intensyfikacja prac nad zastosowaniem metody AE do oceny elementów konstrukcji, w szczególności mostów, rozpoczęła się w latach 90. ubiegłego wieku. Prowadzono badania na elementach w skali laboratoryjnej oraz na belkach pełnowymiarowych, próbując stworzyć kryteria bazujące na pojedynczych deskryptorach sygnałów AE [137, 142]. Prace te prowadzono w różnych ośrodkach naukowych zarówno w Polsce (Politechnika Wrocławska, Politechnika Warszawska, IPPT PAN Warszawa, Politechnika Świętokrzyska) jak również za granicą (University of Texas, University of Los Angeles, University of Kumamoto, University of Berlin czy Brno). Prace te pozwoliły na monitorowanie lokalnych fragmentów konstrukcji, z wykorzystaniem pojedynczych parametrów. Pojedyncze deskryptory pozwalały oceniać intensywność procesu, ale nic nie mówiły o naturze zjawiska powodującego powstawanie defektu.

Analizując literaturę, można przyjąć, że przebieg niszczenia betonu zwykłego pod doraźnym obciążeniem ściskającym ma charakter trójstadialny [7, 36, 41, 42, 60-61, 69-70, 95, 104, 111]. Stadia te to stabilna inicjacja mikrorys, stabilny rozwój i propagacja mikrorys, niestabilna propagacja mikrorys [36, 41, 42, 60-61, 69-70].

Stadium stabilnej inicjacji rys charakteryzuje się tym, że w odosobnionych punktach struktury betonu ujawniają się mikrorysy zapoczątkowane na etapie tworzenia się tego materiału w postaci mikroszczelin, porów oraz lokalnych koncentracji naprężeń rozciągających. Tworzenie się tych mikrorys łądzi istniejące koncentracje naprężeń, prowadząc do przywrócenia równowagi sił wewnętrznych. Charakterystyczne jest, iż na tym etapie niszczenia istniejące mikrorysy nie rozwijają się, zachodzi natomiast zjawisko wzrostu ich liczby [36, 41, 42, 61, 70].

Wzrost obciążenia powoduje, że destrukcja betonu wchodzi w drugie stadium, w którym zachodzą dwa równoczesne procesy: zjawisko propagacji rys powstałych w stadium pierwszym oraz dalsze tworzenie się stabilnych mikrorys. Rysy pomnażają się i rozprzestrzeniają w sposób stabilny, w tym sensie, że jeżeli przyrost obciążenia zewnętrznego zostanie wstrzymany, to rozwój zarysowania także ustanie [34, 36, 37, 46, 47, 61, 70].

Stadium trzecie, końcowe, występuje wówczas, gdy na skutek dalszego wzrostu obciążenia układ rys rozwinięty do tego stopnia, że stanie się niestabilny. Pod wpływem wyzwalającej się energii odkształcenia, rysy rozprzestrzeniają się samoczynnie, aż do całkowitego zniszczenia struktury. Zniszczenie na tym etapie może nastąpić nawet bez dalszego przyrostu obciążenia zewnętrznego [7, 40, 46, 47, 61, 70, 101, 108, 114]. Poziomy naprężeń rozdzielające opisane powyżej stadia przyjęto w literaturze nazywać naprężeniami inicjującymi pęknięcie  $\sigma_i$  i naprężeniami krytycznymi  $\sigma_{cr}$ . Naprężenia te są wizualnym efektem przebiegu niszczenia ściskanego betonu, obserwowanym w badaniach laboratoryjnych [47, 64, 141].

Badania wykazują, że poziomy naprężeń inicjujących pęknięcie i naprężeń krytycznych osiągają różne wartości w różnych betonach [62]. Mogą one także osiągać różne wartości w betonach o podobnej wytrzymałości na ściskanie. Jest to rezultat ich skorelowania zarówno ze stanem struktury przed obciążeniem uwzględniającym występowanie w niej naprężeń własnych i związanych z nimi mikrodefektów struk-

turalnych, jak i z procesem narastania mikrouszkodzeń powodowanych obciążeniem. Można stwierdzić, że zależą zarówno od czynników technologicznych i warunków zaistniałych na etapie tworzenia betonu, ale również powodowane są niemechanicznymi czynnikami eksploatacyjnymi [62, 69, 70, 141].

Do wyznaczania poziomów naprężeń inicjujących pękanie i naprężeń krytycznych w ściśkanym betonie najczęściej stosowane są nieniszczące metody akustyczne [23, 27, 28, 38, 42, 63, 64, 65, 107-109, 141]. Fale sprężyste szybko rozprzestrzeniają się w materiale i gdy docierają do jego powierzchni, są odbierane przez przetworniki emisji akustycznej, które transformują je na napięcie elektryczne. Tak zarejestrowane sygnały są następnie poddawane obróbce elektronicznej w aparaturze pomiarowej i uzyskują końcową postać deskryptorów emisji akustycznej [63, 116, 120, 121]. Liczba i rodzaj deskryptorów zależą od klasy aparatury pomiarowej. Do niedawna były to przede wszystkim: suma i tempo zliczeń emisji akustycznej oraz średnia wartość skuteczna sygnału emisji akustycznej (RMS) [42, 77, 133-135]. Badania te prowadzone były głównie na małych próbkach, gdzie nie występowało tłumienie sygnału AE lub było bardzo małe [120]. Zastosowanie tej metody na dużych rzeczywistych konstrukcjach może być utrudnione z kilku powodów, wynikających z trudności związanych z wyborem miejsca zamocowania czujników, odległości pomiędzy czujnikami oraz czułości wyżej wspomnianych deskryptorów AE na skalę badanego elementu. Powyższe zastrzeżenia wymagają dalszych badań nad weryfikacją tych kryteriów w rzeczywistych konstrukcjach.

Podstawowe wiadomości zawarte w publikowanych pracach: Amerykańskiego Stowarzyszenia Badań i Materiałów (ASTM), Amerykańskiego Stowarzyszenia Inżynierów Mechaników (ASME), Amerykańskiego Stowarzyszenia Badań Nieniszczących (ASNT), Międzynarodowej Organizacji Standaryzacji (ISO), Europejskiego Centrum Normalizacyjnego (CEN) czy Europejskiego Stowarzyszenia Użytkowników Emisji Akustycznej (EWGAE)) dotyczą głównie 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 [2, 10, 11].

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

Procedury emisji akustycznej stosowane w badaniach nieniszczących elementów i konstrukcji z betonów zbrojonych publikowane są od lat 80. ubiegłego wieku. Opracowania opublikowane między innymi przez *The Ferguson Structural Engineering Laboratory – The University of Texas at Austin* (zwana dalej procedurą amerykańską) [13, 176] czy też *The Japanese Society of NDI* (zwana dalej procedurą japońską) [142, 189-194] opisują sposób prowadzenia pomiarów metodą AE wyłącznie na belkach strunobetonowych bądź żelbetowych [156]. Należy zauważyć również, iż oba dokumenty – japoński i amerykański podają te same źródła sygnałów AE 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.

Dlatego też istnieje potrzeba weryfikacji i dalszych prac nad wdrożeniem i udoskonalaniem stosowanych już kryteriów, jak również należy szukać nowych oryginalnych rozwiązań wykorzystujących wieloparametrową analizę sygnałów AE, a nie tylko pojedyncze deskryptory.

### 3. OCENA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI BETONOWYCH Z WYKORZYSTANIEM METODY AE NA PODSTAWIE ISTNIEJĄCYCH KRYTERIÓW

Do roku 2011 opublikowano dwie procedury badania uszkodzeń elementów betonowych konstrukcji metodą emisji akustycznej, znane jako procedury japońska i amerykańska.

#### 3.1. 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 [119, 122]:

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

W normie określone zostały warunki bezpiecznej pracy dla żelbetowych elementów konstrukcji. Założono rozmieszczenie czujników w strefie rozciąganej elementu na całej jego długości. Ustalenia w normie poprzedzone były wcześniejszymi badaniami, na podstawie których zaproponowano kryterium oceny stanu technicznego konstrukcji, bazujące na wartości amplitudy zarejestrowanego sygnału, skorelowanej z typowymi rodzajami uszkodzeń. Tak sformułowane kryterium pokazuje tabela 3.1.

**Tabela 3.1.** Parametry sygnałów AE dla poszczególnych rodzajów uszkodzeń, wg [118, 193]

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

Ohtsu dzieli proces niszczenia elementów żelbetowych na trzy etapy:

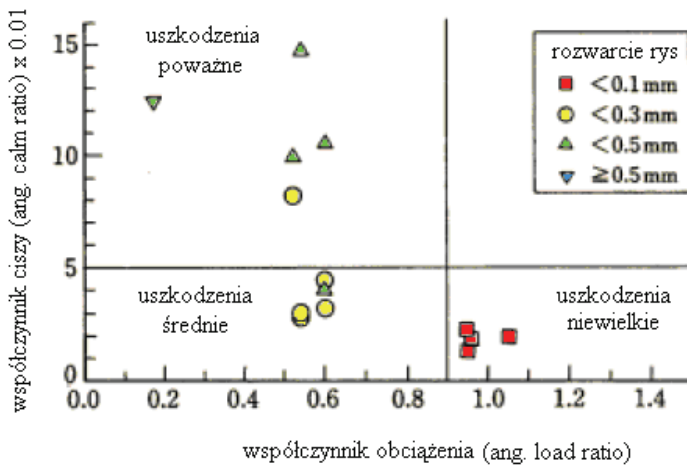
1. Powstawanie mikropęknięć w strefie rozciąganej.
2. Rozwój pęknięć (także skutek ścinania).
3. Odspojenie zbrojenia i tarcie na granicy beton-beton oraz beton-zbrojenie.

Każdemu z tych etapów przypisane są odpowiednie wartości parametrów emisji akustycznej. Wartości te przedstawiono w tabeli 3.2.

**Tabela 3.2.** Parametry AE dla różnych etapów niszczenia belek żelbetowych, wg [194]

Etap niszczenia		Szerokość rys [mm]	Amplituda sygnałów AE [dB]	Współczynnik obciążenia	Intensywność AE 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, jakimi są współczynnik obciążenia (ang. *load ratio*) oraz współczynnik ciszy (ang. *calm ratio*) – rysunek 3.1. W tym ostatnim przypadku sygnały AE generowane są wskutek tarcia powierzchni pęknięć. Tym samym liczba sygnałów jest skorelowana z ilością powstałych uszkodzeń [189, 190].



**Rys. 3.1.** Klasyfikacja uszkodzeń w zależności od współczynnika obciążenia i ciszy, wg [194]

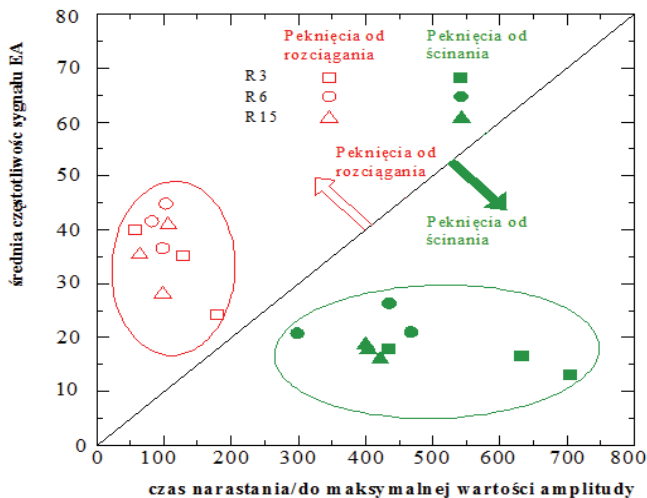
Współczynnik obciążenia definiuje się jako stosunek obciążenia, przy którym pojawiają się sygnały AE w kolejnym etapie obciążenia do wartości poprzedniego obciążenia. Natomiast współczynnik ciszy jest definiowany jako stosunek AE podczas odciążenia do AE w czasie obciążenia poprzedzającego odciążenie. Jeżeli konstruk-

cja jest obciążana i pozostaje w zakresie pracy bezpiecznej, to nie obserwujemy aktywności AE w procesie odciążania. Jeżeli badany obiekt jest uszkodzony, to współczynnik obciążenia osiąga wartość poniżej 1, 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 niszczonego ( $M_u$ ).

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 [193, 194], 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.

Shiotani [143] w diagnozowaniu starych betonowych konstrukcji mostowych zastosował górnoprzepustowy filtr (HP) o częstotliwości 20 kHz w celu oddzielenia od sygnału AE krytycznych zakłóceń tła podczas tarcia w elemencie pękniętym. To pomogło mu wyizolować ważne informacje o zarejestrowanym sygnale AE i umożliwiło dalszą analizę innymi technikami.

W normie japońskiej (JCMS-III B5706 2003) do separacji możliwych mechanizmów destrukcyjnych wykorzystano dwa parametry częstotliwościowe, a mianowicie iloraz średniej częstotliwości sygnału (ang. *average frequency*) [kHz] oraz RA definiowanego jako czas narastania (ang. *rise time*) do maksymalnej wartości amplitudy (ang. *peak amplitude*) w [mV]. Oba parametry zaprezentowano na rysunku 3.2.



Rys. 3.2. Wykres ilorazu średniej częstotliwości sygnału (ang. *average frequency*) [kHz] oraz RA definiowanego jako czas narastania (ang. *rise time*) do maksymalnej wartości amplitudy (ang. *peak amplitude*) w [mV]



Badania przeprowadzono przy zastosowaniu trzech typów czujników (R3 – 30 kHz, R6 – 60 kHz i R15 – 150 kHz) oraz dwóch dominujących typach zniszczenia (zginanie i ścinanie). Pozwoliło to na wyznaczenie prostej, która rozgranicza obszar na dwie strefy opisujące inne mechanizmy destrukcji. Wadą tej metody klasyfikacji uszkodzeń jest dowolność przy wyznaczaniu nachylenia prostej dzielącej na dwa obszary zniszczeń. W normie nachylenie prostej zostało przyjęte na poziomie 0.1 Hz.s/V, natomiast w badaniu belek żelbetowych *Ono* stosował 50 Hz.s/V, a *Takaya* – 8 Hz.s/V [121]. Otrzymane wyniki w obu przypadkach były uznane za poprawne. Biorąc pod uwagę dużą dowolność przy doborze nachylenia prostej rozgraniczającej dwa obszary o dominujących sposobach niszczenia można powiedzieć, że metoda ta pozwala na wpływanie osób analizujących na ostateczne wyniki. Dlatego też potrzebne są dalsze prace nad opracowaniem ostrych kryteriów doboru nachylenia tej prostej.

### 3.2. PROCEDURA AMERYKAŃSKA

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

Procedura amerykańska zaleca badanie wybranych odcinków (strefy przyporowe oraz środek rozpiętości belki), a nie całych belek. Sygnały spoza wyselekcjonowanych odcinków pomiarowych należy wyeliminować poprzez zastosowanie czujników strzegących (ang. *guard sensors*) [2, 23]. 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 amerykańską, w trakcie pomiaru należy rejestrować następujące parametry AE [13, 176]:

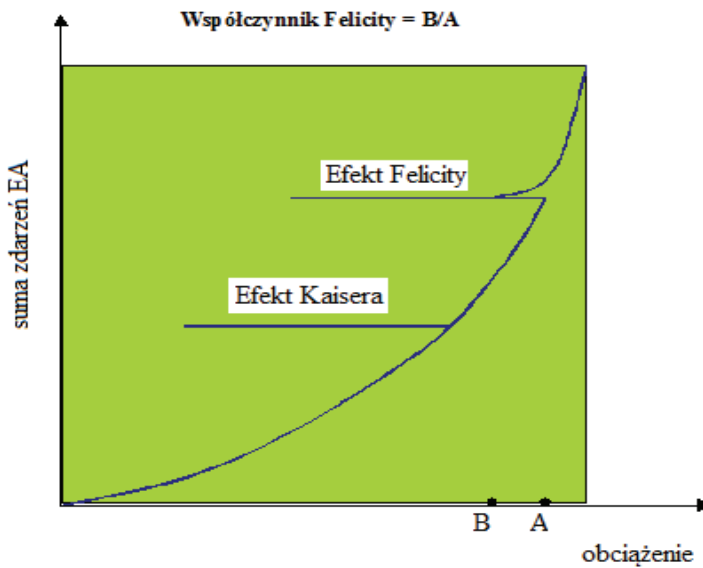
- amplitudę,
- czas trwania sygnału AE,
- „moc” sygnału AE,
- wartość obciążenia.

Jako podstawowe kryteria oceny stanu technicznego obiektów betonowych autorzy przyjęli współczynnik Felicity, liczbę sygnałów AE powyżej 85 dB oraz wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń (ang. *historic index*). Kryteria te zestawiono w tabeli 3.3.

Występujący w normie japońskiej parametr, nazywany *współczynnikiem obciążenia* oraz w normie amerykańskiej współczynnik Felicity (WF) są tymi samymi parametrami. Ich graficzna interpretacja razem ze współczynnikiem Kaisera pokazana jest na rysunku 3.3.

**Tabela 3.3.** Kryteria oceny stanu technicznego belek strunobetonowych, wg [13]

Kryterium oceny	Miejsce usytuowania obszarów pomiarowych					
	wszystkie obszary		strefa rozciągana		strefa ścinana	
Intensywność emisji akustycznej	nieznacząca	mała	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	$\geq 75$	$\geq 75$	$\geq 75$	$\geq 75$	$\geq 75$



**Rys. 3.3.** Schemat przedstawiający zasadę obliczania współczynnika Felicity

Podczas gdy współczynnik Kaisera [100] 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, dlatego też ocena w oparciu o te dwa współczynniki możliwa jest tylko w przypadku badania belek w warunkach laboratoryjnych na specjalnych stanowiskach.

Biorąc pod uwagę, że odejście od liniowości przy ponownym obciążeniu wykresu intensywności akustycznej jest trudne do zrealizowania, dlatego współczynnik Felicity definiuje się również jako stosunek obciążenia, przy którym pojawia się „znacząca” emisja akustyczna do maksymalnego obciążenia [13].

Pojawienie się „znaczącej” emisji akustycznej sygnalizowane jest tym, że wartość wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń (*WHRC*) przekracza 1,85 [176].

Wartość wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń obliczana jest według wzoru:

$$H(t) = \left( \frac{N}{N-K} \right)^{\frac{\sum_{i=K+1}^{i=N} S_{O_i}}{\sum_{i=1}^{i=N} S_{O_i}}} \quad (3.1)$$

gdzie: *N* – liczba sygnałów AE zarejestrowanych w czasie *t*, *S<sub>O<sub>i</sub></sub>* – „moc” *i*-tego sygnału, *K* – współczynnik wyznaczony doświadczalnie.

Korzystając ze wzoru (3.1) należy pamiętać, że współczynnik *K* przyjmuje w przypadku belek zbrojonych i pełnowymiarowych następujące wartości, w zależności od liczby sygnałów *N* [176]:

- 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 [13, 176]:

- 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 [176] 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.

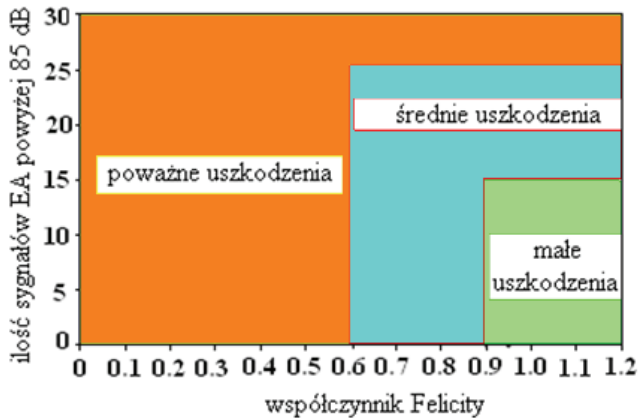
Dalsze decyzje, jakie należy podjąć na podstawie badań przeprowadzonych zgodnie z procedurą amerykańską pokazane są w tabeli 3.4.

**Tabela 3.4.** Interpretacja poszczególnych mierników intensywności AE, wg [13, 176]

Kategoria	Interpretacja
nieznacząca	–
mała	Dalsze badania nie są wymagane
ostrzegawcza	Wymagane są dalsze badania
wysoka	Konieczna jest naprawa lub usunięcie elementu

Ośrodek teksański przedstawił również inny sposób oceny poziomu uszkodzenia belek, zwany kryterium Tinkey'a-Fowlera, bazujący również na dwóch parametrach, z których jeden to liczba sygnałów AE o amplitudzie wyższej niż 85 dB, a drugi to współczynnik Felicity.

Kryterium rozróżnia trzy poziomy uszkodzenia, które pokazane są na rysunku 3.4 oraz w tabeli 3.5. Autorzy nie podają czasu wykonywania pomiarów sygnałów AE, dlatego również w tym przypadku wprowadzają pewną dowolność, a tym samym brak możliwości porównywania otrzymanych wyników.



Rys. 3.4. Graficzna ilustracja kryterium Tinkey'a-Fowlera, wg [176]

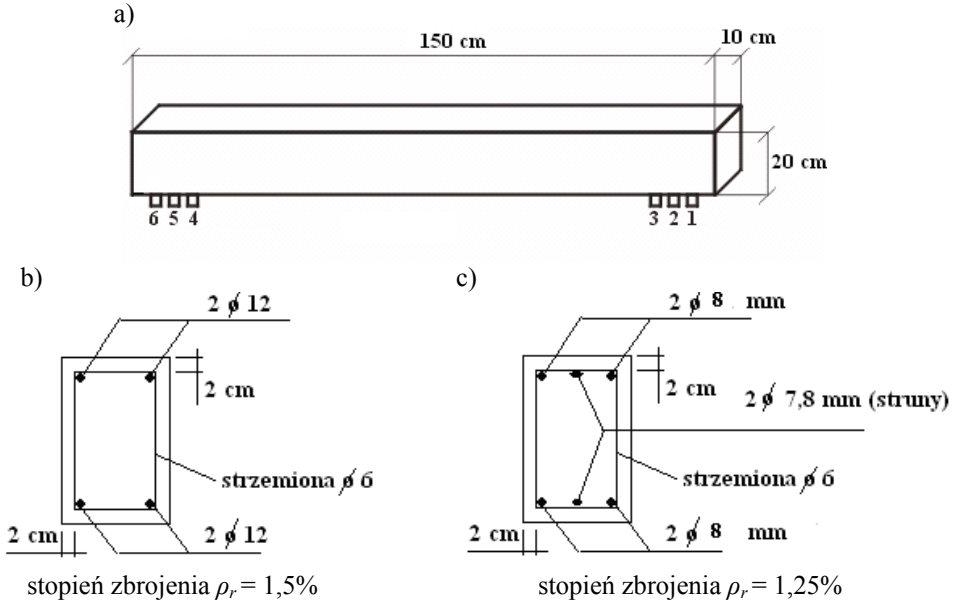
Tabela 3.5. Kryteria rozwoju uszkodzeń wg Tinkey'a-Fowlera, wg [176]

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

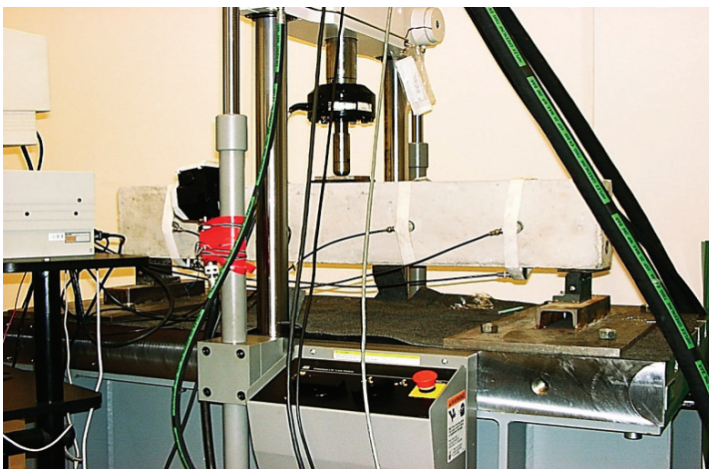
### 3.3. WERYFIKACJA PROCEDURY JAPOŃSKIEJ I AMERYKAŃSKIEJ W ŚWIETLE BADAŃ AUTORA

Pierwsze badania zostały wykonane na jednoprzęsłowych belkach żelbetowych oraz strunobetonowych. Belki były podparte swobodnie i obciążone w środku rozpiętości siłą skupioną. Wymiary belek oraz ich przekroje zaprezentowano na ry-

sunku 3.5. Badania realizowano na 10 belkach (5 belek żelbetowych i 5 belek strunobetonowych) przy różnych sposobach obciążania (quasi-statyczne, cykliczne, do zarysowania i zniszczenia). W celu weryfikacji statystycznej dopasowania otrzymanych wyników wykorzystano kryterium Chauveneta [102]. Stwierdzono, że wszystkie próbki mieszczą się w przyjętym kryterium.



**Rys. 3.5.** Schemat belki modelowej: a) widok ogólny z wymiarami i czujnikami, b) przekrój belki żelbetowej wraz ze zbrojeniem, c) przekrój belki strunobetonowej wraz z rozmieszczeniem zbrojenia, wg [162]



**Rys. 3.6.** Stanowisko do badań modeli belek obciążonych siłą skupioną w środku rozpiętości, wg [162, 165]

Modele belek obciążono na hydraulicznej maszynie wytrzymałościowej MTS 322 o nośności 100 kN. Stanowisko umożliwilo sterowanie obciążeniem, jak i przemieszczeniem. Przeprowadzone badania były wykonane w wersji sterowania z przemieszczeniem, tak jak ma to miejsce w badaniach opisanych w literaturze [30, 31]. W trakcie pomiarów rejestrowano wartość siły obciążającej, przemieszczenia belki oraz parametry AE. Widok maszyny wraz modelem belki pokazany jest na rysunku 3.6.

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

W celu wybrania odpowiednich czujników rezonansowych o właściwej charakterystyce, przeprowadzono wstępne badania z wykorzystaniem czujników rezonansowych o płaskiej charakterystyce w zakresie 30-80 kHz oraz szerokopasmowych w zakresie 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 AE, można stosować czujniki rezonansowe o częstotliwości 150 kHz. Sygnały w tym pasmie częstotliwości są silniej tłumione w ośrodku, jakim jest beton, jednak nie są zniekształcane przez przypadkowe źródła akustyczne. Stosowanie czujników o tej częstotliwości jest celowe w przypadku lokalizacji i wyznaczania rodzaju pęknięć [126, 128, 142-144, 149, 191-194]. 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 omawianych procedurach.

Czujniki rozmieszczono w dwóch konfiguracjach: na dole belki w strefie rozciągania oraz z boku. Zastosowano czujniki rezonansowe o częstotliwości 50 kHz (SE 55-R), 150 kHz (VS 150-RI) oraz 30-80 kHz (VS-30V) [162]. Numerację czujników w przypadku badań modelowych belek pokazano na rysunku 3.5.

Sygnały wykrywane przez czujniki po wzmacnianiu 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 AE.

Błędy w ustawieniu aparatury mogą spowodować albo niezarejestrowanie pewnych danych, bądź rejestrowanie niepełnych wyników. Równie niebezpieczne jest ustawie-

nie maksymalnych wielkości parametrów, gdyż w konsekwencji możemy otrzymać pliki z tak dużą ilością danych, których nie będziemy w stanie przeanalizować.

Porównanie ustawień aparaturowych oraz sprzętowych dla procedury amerykańskiej i japońskiej oraz badań autora przedstawiono w tabeli 3.6.

**Tabela 3.6.** Parametry sprzętowe oraz programowe w procedurze japońskiej (belki żelbetowe) i amerykańskiej (belki strunobetonowe) oraz badania autora (belki strunobetonowe), wg [13, 142, 165]

Porównywany parametr	Procedura japońska	Badania autora	Procedura amerykańska
Częstotliwość czujnika AE	60 kHz 150 kHz	55 kHz 30-80 kHz 150 kHz	150 kHz
Długość kabla pomiędzy czujnikiem a przedwzmacniaczem	Brak danych	≤ 1 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	1 MHz	1 MHz	2 MHz
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 ( <i>rear time</i> )	50-200 μs	50-100 μs	50-200 μs

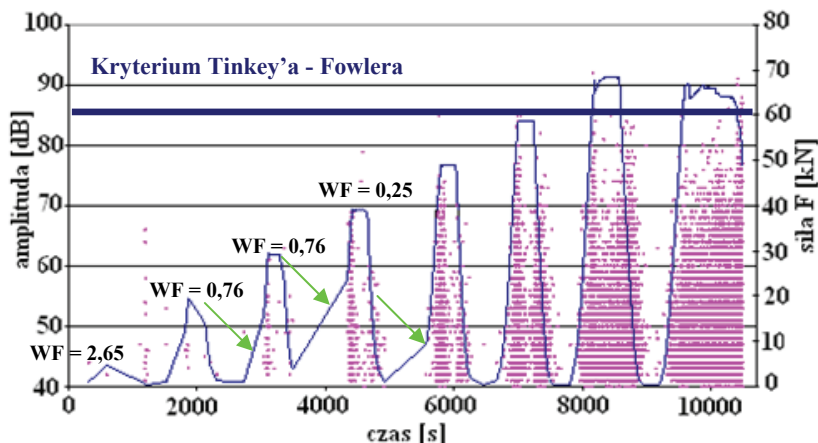
Analizując propozycje zawarte w tych trzech opracowaniach można zauważyć, że niewiele odbiegają one od siebie, co wskazuje na poprawność przyjętych ustawień aparaturowych.

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

Badania te wykonane były głównie na dziesięciu wspomnianych wcześniej (rys. 3.5) belkach modelowych. Doświadczenie 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 5 minut. W czasie próby rejestrowano w sposób ciągły sygnały emisji akustycznej bez poddawania ich obróbce statystycznej. Badania te dodatkowo miały na celu wybór deskryptorów AE, mogących opisywać procesy destrukcyjne w obciążanym elemencie. W analizie wykorzystano 12 parametrów sygnału AE.

Zarejestrowane wyniki emisji akustycznej przedstawiane są w formie graficznej łącznie z wykresem obciążenia. Aktywność akustyczna przedstawiona jest poprzez jeden z deskryptorów AE (np. energia, amplituda, czas trwania sygnału AE, czas narastania AE, moc sygnału) charakteryzujących sygnał emisji akustycznej. W tej monografii aktywność emisji akustycznej zaprezentowano na punktowych wykresach mocy sygnału w funkcji czasu.

Przykładem otrzymanych wyników badań jest wykres emisji akustycznej towarzyszący obciążaniu belki modelowej (rys. 3.5a) pokazany na rysunku 3.7. Należy podkreślić, że siła niszcząca (rejestrwana w badaniu belek) wynosiła od 69 do 75 kN.



Rys. 3.7. Wykres punktowy amplitudy sygnałów emisji akustycznej oraz obciążenia w funkcji czasu (kolorem niebieskim oznaczono przebieg obciążenia), WF – współczynnik Felicity

Program graficzny procesora AE umożliwia różne formy prezentacji 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 AE, aproksymowane są prostymi, co widać w pierwszych cyklach (rys. 3.7). Taki sposób pomiaru umożliwia ocenę jakości belki poprzez zastosowanie współczynnika obciążenia (efekt Felicity). Na przykładzie tej belki wyznaczono 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 omawianych procedurach oznacza element nieuszkodzony. Przy wartości obciążenia równego  $0,28$  i  $0,43 P_n$  współczynnik WF jest równy  $0,76$ , brak również sygnałów AE o amplitudzie  $> 85$  dB, co zgodnie z kryterium Tinkey'a-Fowlera oznacza, że poziom uszkodzenia tego elementu należy uznać za średni. Natomiast zgodnie z kryterium podanym przez Ohtsu [122-123] element ten jest poważnie uszkodzony. Trzecie kryterium podawane w pracy [13] klasyfikuje badany element na poziomie ostrzegawczym. Przy obciążeniu  $40$  kN wartość współczynnika Felicity wynosi już  $0,25$ , czyli zgodnie z tymi trzema weryfikowanymi kryteriami element jest zakwalifikowany do grupy poważnie uszkodzonych. Obserwując rysunek 3.7, widać jednak, że belka

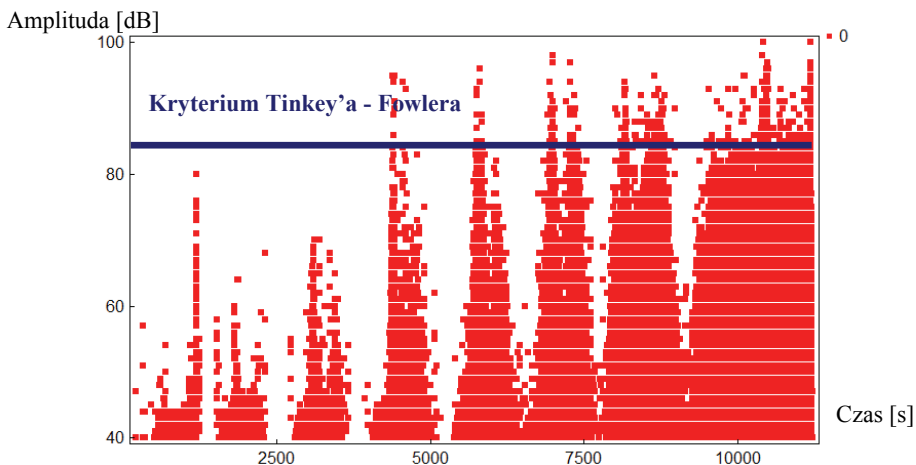


nadal przenosi obciążenia. Dopiero po osiągnięciu siły  $\sim 70$  kN następuje wzrost szerokości rys ponad normową wartość dopuszczalną, a następny cykl obciążeniowy doprowadza do utraty nośności belki w wyniku uplastycznienia betonu w strefie ściskanej. W chwili zniszczenia belki siła osiąga niższą wartość niż w poprzednim cyklu. Wzrasta intensywność generowanych sygnałów AE.

Przeprowadzone badania wykazały, że podejmowanie decyzji o stanie technicznym konstrukcji, wykorzystując tylko współczynnik obciążenia (WF), może prowadzić do błędnych wniosków, wskazując na poważne uszkodzenia belki, pomimo że obciążenie osiągnęło dopiero 57% wartości siły niszczącej. Zastrzeżenia dotyczą głównie liczby poziomów uszkodzeń. Rzeczywista siła niszcząca jest o  $\sim 80\%$  wyższa od siły wyznaczonej wg kryterium WF dla tej belki. Ponadto stosowanie powyższego kryterium wymaga dokładnego określenia wartości obciążenia, co jest możliwe tylko w warunkach laboratoryjnych. Pomiar obciążenia przy normalnym ruchu ulicznym jest utrudniony, wręcz niemożliwy do przeprowadzenia.

Drugim kryterium poddanym weryfikacji było wnioskowanie o stanie technicznym konstrukcji na podstawie zarejestrowanych wartości amplitud sygnałów AE oraz intensywności ich przyrostu. Należy stwierdzić, że po przeprowadzonych badaniach na belkach modelowych kryteria te nie w pełni odzwierciedlają rzeczywistość.

W warunkach laboratoryjnych pojawienie się i rozwój rys obserwujemy już wtedy, gdy rejestrujemy sygnały AE o amplitudzie  $\sim 67$  dB. Często pojawienie się tych sygnałów wcześniej informuje o miejscu powstania rys, zanim można je zauważyć na powierzchni belki. W przypadku belek strunobetonowych typu *WBS* ma to miejsce przy obciążeniu 10% niższym niż wielkość obliczeniowego momentu rysującego, co dokładnie zostanie omówione w następnym rozdziale. Rysunek 3.8 prezentuje wykres punktowy amplitudy w funkcji czasu, zarejestrowany podczas obciążania cyklicznego prowadzącego do zniszczenia. Kolorem granatowym zaznaczono progową wartość kryterium amplitudowego według Tinkey'a-Fowlera. Rysunek ten prezentuje wyniki badań uzyskane na identycznej belce, jak w poprzednim przypadku, w takich samych warunkach. Pomimo to wartości amplitudy są inne.



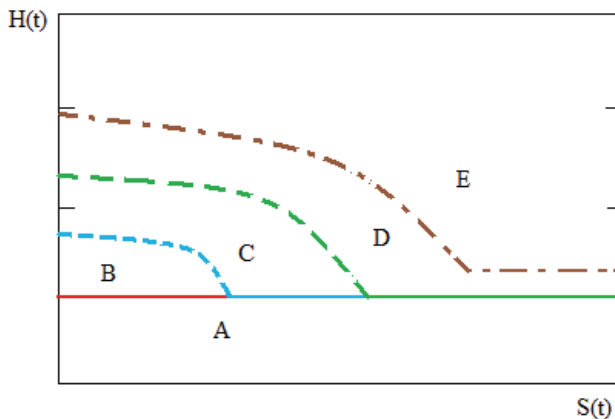
**Rys. 3.8.** Przykładowy wykres amplitudy w funkcji czasu przy różnym poziomie obciążenia wraz z przyjętymi kryteriami wzrostu pęknięć

Porównując rysunki 3.7 i 3.8 można zastanawiać się nad celowością proponowanych kryteriów amplitudowych i współczynnika Felicity umieszczonych w procedurach japońskiej i amerykańskiej, tym bardziej, że baza danych pomiarowych wykorzystująca oba kryteria, dostępna w literaturze jest bardzo skromna.

Dlatego też wnioskowanie na podstawie wartości amplitudy wymaga od osób oceniających obiekt znacznego doświadczenia w badaniach z użyciem AE 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.

Innym podejściem do wykorzystania emisji akustycznej w diagnostyce konstrukcji było użycie emisji jako wskaźnika sygnalizującego zmiany w procesach destrukcyjnych, bez analizy na tej podstawie stanu technicznego obiektu. Miarą były tutaj załamania na wykresach sumacyjnych AE, 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.

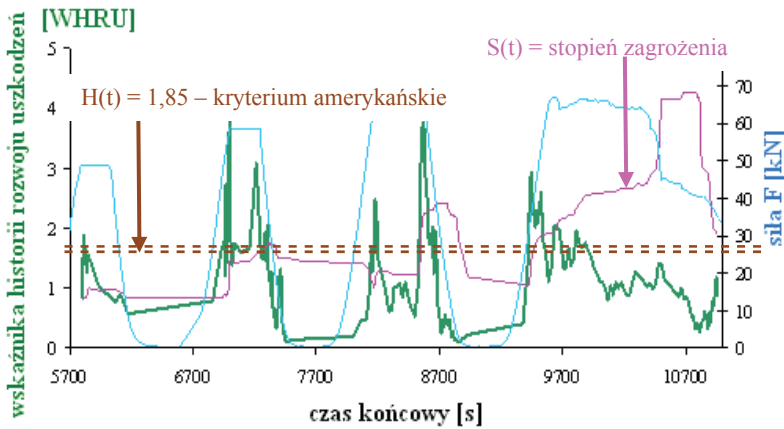
Dalszym rozwinięciem tej grupy metod jest metoda dwuparametrowa wykorzystująca wskaźnik historii rozwoju uszkodzeń  $H(t)$  oraz stopień zagrożenia  $S(t)$ . W metodzie tej płaszczyznę  $H(t)$  od  $S(t)$  podzielono na pola odpowiadające różnym stopniom zagrożenia od A do E. Przykład zaprezentowano na rysunku 3.9.



**Rys. 3.9.** Klasa uszkodzenia belki w zależności od wartości wskaźnika historii rozwoju uszkodzeń  $H(t)$  i stopnia zagrożenia  $S(t)$ , wg [50-51]

Podział przeprowadzony został na podstawie badań różnych typów belek. 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, zaprezentowany na rysunku 3.10.

W omawianym przypadku (rys. 3.10) nie widać korelacji pomiędzy wskaźnikiem historii rozwoju uszkodzeń  $H(t)$  i stopniem zagrożenia  $S(t)$  a obciążeniem i procesami destrukcyjnymi wywołanymi przez te zjawiska.



Rys. 3.10. Wykres WHRU (oznaczony kolorem zielonym), stopnia zagrożenia (oznaczony kolorem czerwonym) i siły (oznaczonej kolorem niebieskim) w funkcji czasu. Przerywana linia brązowa oznacza kryterium amerykańskie

Wskaźnik  $H(t)$  jest stosowany również w przypadku stosowania kryterium bazującym na współczynniku Felicity, jako wskaźniku sygnalizującym początek znaczącej emisji akustycznej w następnym cyklu obciążenia. Jako poziomy 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 oraz ich liczby poddanej analizie, co zostało również potwierdzone w pracach *Gołaskiego, Ono et al.* [50-51] oraz *Nair i Cai* [117]. Analizując rysunek 3.7 widać, że zgodnie z amerykańskim kryterium WHRU teoretycznie dopiero przy obciążeniu równym 70% siły niszczącej, pracę konstrukcji można uznać za niebezpieczną. Co nie w pełni odzwierciedlało 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.

Widok niszczonej belki wraz z rozmieszczeniem rys można zobaczyć na rysunku 3.11.

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 podaje się tylko, że mają być rozmieszczone w strefie rozciąganej elementu, natomiast w normie amerykańskiej oraz w pracy Fowlera 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 rozmieszczenia 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 AE na drodze źródło AE – czujnik [9].



*Rys. 3.11. Widok belki z rysami przy obciążeniu sięgającym 0,5 siły niszczącej*

Sposób rozmieszczenia oraz dobór odległości czujników AE zostały omówione w dalszej części pracy poświęconej badaniu elementów pełnowymiarowych.

### **3.4. ANALIZA PORÓWNAWCZA METOD I PROCEDUR AE**

W różnych ośrodkach badawczych na całym świecie rokrocznie powstaje wiele publikacji dotyczących zastosowania metody AE w badaniu konstrukcji betonowych. Dotyczą one głównie 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 [107]. Procedury te stosowane w badaniach konstrukcji z betonu są trudne do zastosowania w warunkach badań polowych, dlatego w dalszych pracach nad zastosowaniem metody AE należy skupić się nad opracowaniem kryteriów i procedur oceny badanej konstrukcji w warunkach normalnej eksploatacji [107]. Należy także podkreślić różną filozofię, jeżeli chodzi o strefy poddane badaniom. Amerykanie głównie skupiają się na odcinku przypodporowym oraz największego momentu zginającego. Natomiast Japończycy rozmieszczają czujniki na całej długości belki w strefie rozciąganej belki. Analizując dotychczasowe wyniki badań wydaje się, że należałoby zastosować obie techniki pomiaru. Najpierw wykonać pomiar czujnikami rozmieszczonymi na całej długości w dolnej części badanego elementu. W chwili zarejestrowania znacznej ilości sygnałów AE w strefie przypodporowej należy dodatkowo rozmieścić tam czujniki piezoelektryczne.

Analizując metody i procedury AE 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. ubiegłego wieku teraz są przez niego zmieniane i uzupełniane, np. korelacja pomiędzy szerokością rys a wartością amplitudy. Obecnie Ohtsu wycofał się z tego pomysłu uznając go za mało wiarygodny. Innym przykładem jest wskaźnik historii

rozwoju uszkodzeń (WHRU) zaproponowany przez Fowlera. Tutaj na przestrzeni lat zmieniają się kryteria dotyczące ilości sygnałów poddawanych analizie oraz pojęcie wartości krytycznej parametru, na podstawie której ocenia się poziom uszkodzenia. I w tym przypadku do dzisiaj 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 poprawne wyniki, co potwierdzili *Ono* i *Golaski* w swoich pracach [50-51, 121]. Jednocześnie wskazali, że w przypadku badania obiektów mostowych uzyskanie poprawnych wyników jest bardzo utrudnione z powodu wielu problemów wynikających z pomiaru w warunkach polowych [50-53, 162-165].

Stosowane obecnie procedury AE (japońska i amerykańska), bazują na dokładnym pomiarze obciążenia według ściśle określonego schematu. Dodatkowo procedury opracowane są 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 [168].

Oceniając konstrukcję należy uwzględnić także współdziałanie jej różnych elementów, 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 wnioskowanie na ich podstawie 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 [189], co powoduje, że niezbędne staje się stworzenie nowej koncepcji oceny stopnia destrukcji obiektu technicznego.

**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 [165, 196, 197, 198]. Im więcej parametrów AE zostało zapisanych, tym dokładniejsza jest identyfikacja procesu, lecz tym trudniejsza i bardziej pracochłonna jest sama klasyfikacja [18, 22, 29, 39, 45, 66, 74, 130, 147].**

## **4. METODA DIAGNOSTYKI KONSTRUKCJI STRUNOBETONOWYCH NA BAZIE ANALIZY AKTYWNYCH PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH (RPD)**

W przypadku betonowych konstrukcji sprężonych można wyróżnić następujące procesy destrukcyjne będące równocześnie źródłami AE [164, 165, 191, 192, 197]:

- mikropęknięcie,
- tarcie pomiędzy powierzchniami pęknięć,
- powstawanie i rozwój rys w betonie,
- pęknięcie na granicy beton-zbrojenie,
- kruszenie betonu,
- tarcie na granicy zbrojenie,
- korozja,
- odkształcenia plastyczne i pęknięcie kabli oraz innych wzmocnień [150].

Wartości parametrów zarejestrowanych sygnałów AE pozwalają na grupowanie sygnałów w klasy, z których każda charakteryzuje inne dominujące procesy destrukcyjne (zgodnie z wymienioną wyżej klasyfikacją) i inny stopień zagrożenia dla konstrukcji. Charakterystyczne dla każdej klasy sygnały tworzą „wzorcowe” bazy danych umożliwiające identyfikację procesu zniszczenia, np. „pęknięciu na granicy beton-zbrojenie” odpowiada baza danych grupująca wybrane parametry sygnału przypisane temu procesowi.

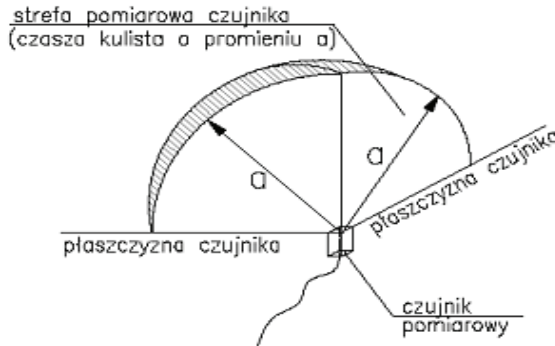
Bazy danych dla poszczególnych procesów (czy ich grup) wyznaczane są na próbkach materiałowych, modelach w specjalnych próbach laboratoryjnych (gdzie dominuje dany proces destrukcyjny czy grupa procesów) i na pełnowymiarowych elementach konstrukcji podczas prób wytrzymałościowych oraz podczas eksploatacji obiektów.

Dysponując bazą danych sygnałów wzorcowych AE można w ten sposób zidentyfikować aktywne procesy destrukcyjne występujące w całej badanej objętości. Prowadząc pomiary przez dłuższy czas, można określić rozwój uszkodzeń w warunkach rzeczywistego obciążenia z uwzględnieniem warunków zewnętrznych, takich jak deszcz, mróz czy wiatr. Odpowiednie umieszczenie czujników AE pozwala natomiast na objęcie pomiarem całego badanego elementu oraz lokalizację źródła emisji (miejsca destrukcji).

Wyzwolona w procesie destrukcyjnym fala sprężysta (AE) rejestrowana jest przez czujniki zamocowane na obiekcie, a ich obszar pomiarowy (dla ciała izotropowego akustycznie) jest czaszą kulistą o promieniu „a” (rys. 4.1), którego wielkość jest zależna od siły sygnału, jego tłumienia i czułości czujnika. Przyjmując, iż promień „a” odpowiada odległości zapewniającej określone tłumienie sygnału, można go określić eksperymentalnie.

Przypisanie sygnału do danej strefy pomiarowej wykonywane jest na podstawie pomiaru różnic w czasie dotarcia tego samego sygnału źródła AE do czujników.

Identyfikując proces destrukcyjny, można zlokalizować jego występowanie przypisując go do konkretnej strefy pomiarowej.



Rys. 4.1. Obszar pomiarowy czujnika, wg [197]

Monitoring może być prowadzony w jednym z dwu systemów: globalnym, obejmującym całość konstrukcji nośnej lub punktowym, w którym badaniu podlega wybrany obszar konstrukcji nazywany „hot-spot” (gorący punkt).

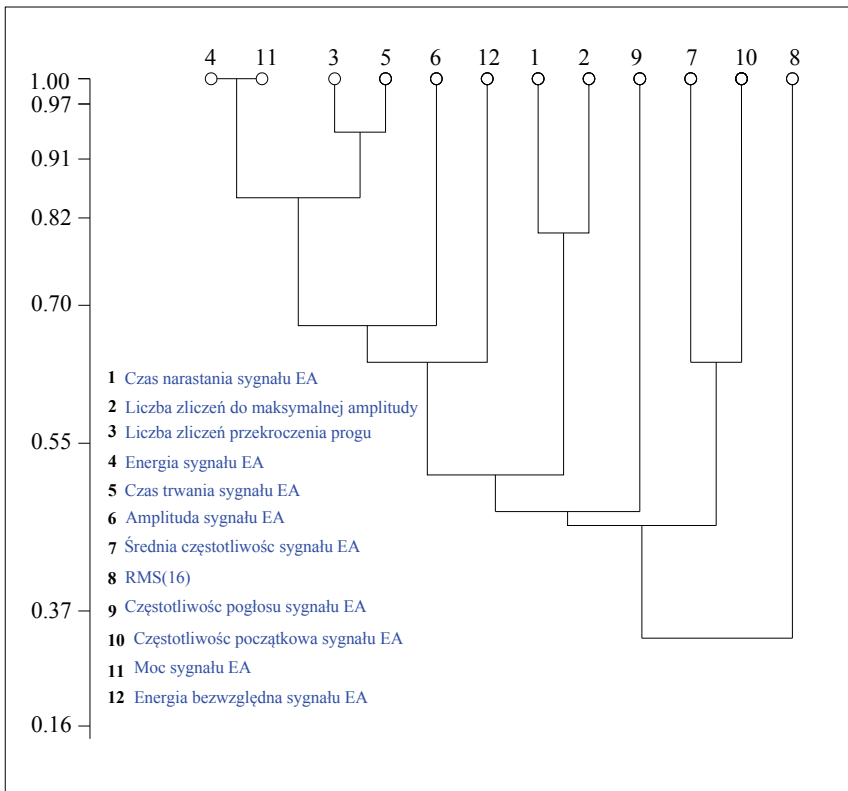
#### 4.1. WIELOPARAMETROWA ANALIZA SYGNAŁÓW AE METODĄ ROZPOZNAWANIA OBRAZÓW

Do klasyfikacji sygnałów wzorcowych wykorzystano program NOESIS wersja 4.0. Bazuje on głównie na metodzie rozpoznawania wzorca (ang. *pattern recognition*) [13, 29, 39, 45, 60, 74, 127, 147, 174], w dwóch wersjach: z arbitralnym podziałem na klasy (ang. *unsupervised*) – USPR [97] i samouczący się, w którym podział na klasy odbywał się z wykorzystaniem sygnałów wzorcowych (ang. *supervised*) – SPR [45, 125, 165, 196, 197, 198].

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

W przypadku metod statystycznych stosowanych do rozpoznawania obiektów ważną sprawą jest optymalny wybór rejestrowanych parametrów emisji akustycznej [133-135]. Wiele parametrów emisji akustycznej wykazuje silną wzajemną korelację, co sprawia, że mogą one nieść te same informacje o źródle AE [147, 181, 195, 196]. Stopień korelacji pomiędzy parametrami AE wyznaczają tzw. dendrogramy, które tworzone są w trakcie grupowania sygnałów z wykorzystaniem różnych algorytmów zależnych od zastosowanego modelu.

Przykład dendrogramu dla parametrów AE zarejestrowanych w trakcie badania belki strunobetonowej zaprezentowano na rysunku 4.2. Dendrogram ten powstał w trakcie grupowania sygnałów z wykorzystaniem algorytmu *k*-means, który zastosowano do tworzenia omawianej bazy sygnałów wzorcowych.



**Rys. 4.2.** Dendrogram określający stopień korelacji poszczególnych parametrów AE

Posługując się dendrogramami możemy ograniczyć liczbę parametrów sygnałów AE 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, aby w sposób możliwie pełny charakteryzował najważniejsze aspekty badanego zjawiska [18, 22, 29, 39, 45, 60, 74, 130, 132, 147, 173, 174].

Ważnym zagadnieniem mogącym wpływać na dokładność obliczeń, które należy także brać pod uwagę, jest liczba iteracji potrzebnych do uzyskania zadowalających wyników. Jak wskazują nasze doświadczenia w analizie konstrukcji strunobetonowych – wystarczająca liczba iteracji wynosi 10 000 [165]. 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 niehierarchicznych algorytmów grupowych. Jego istotą jest początkowy losowy wybór położenia środków grup. W kolejnych krokach



iteracji, po obliczeniu funkcji przynależności poszczególnych punktów do środków grup, są one każdorazowo przeliczane [174]. Takie postępowanie powoduje, że środki grup szukają swoich prawidłowych położeń wykorzystując zależność:

$$\underline{\mu}_j = \frac{\sum_{i=1}^n P(\omega_i | \underline{x}_j)^b \underline{x}_j}{\sum_{i=1}^n P(\omega_i | \underline{x}_j)^b} \quad (4.1)$$

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

Funkcja przynależności jest normalizowana według wzoru:

$$\sum P(\omega_i | \underline{x}_j) = 1, \quad \text{gdzie } j = 1, \dots, n \quad (4.2)$$

Prawdopodobieństwo przynależności elementu do każdej z grup  $P(\omega_i | \underline{x}_j)$  obliczane jest według wzoru:

$$P(\omega_i | \underline{x}_j) = \frac{\left(\frac{1}{d_{ij}}\right)^{\frac{1}{b-1}}}{\sum_{r=1}^c \left(\frac{1}{d_{rj}}\right)^{\frac{1}{b-1}}} \quad (4.3)$$

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  $P(\omega_i | \underline{x}_j)$ .
4. Obliczanie środków grup  $\underline{\mu}_i$ .
5. Jeżeli:
  - brak zmian w  $\underline{\mu}_i$  oraz  $P(\omega_i | \underline{x}_j)$  – zwróć  $\underline{\mu}_1, \dots, \underline{\mu}_c$ ,
  - w przeciwnym wypadku powrót do punktu 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 AE 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. BAZA SYGNAŁÓW WZORCOWYCH – BADANIA WŁASNE**

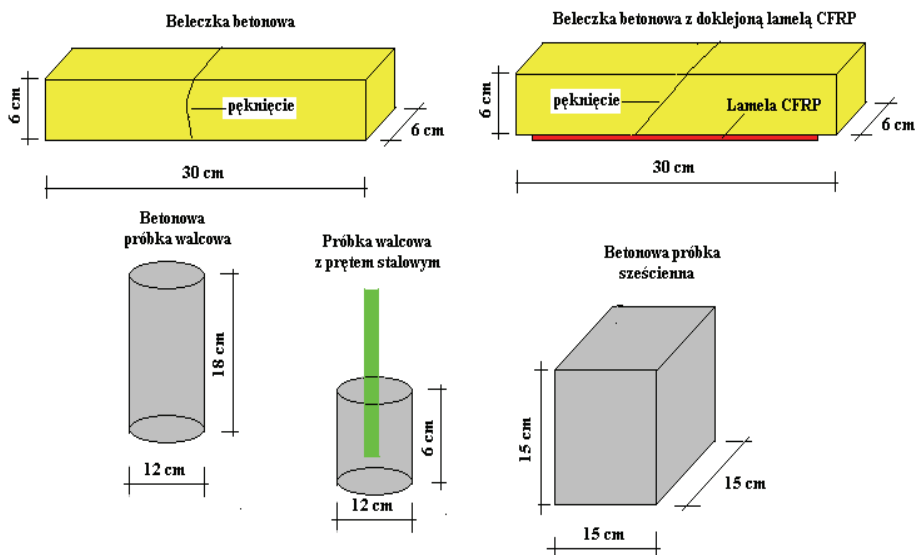
Tworzenie bazy sygnałów wzorcowych obejmuje kilka etapów [165]. Są to:

1. Generowanie sygnałów w laboratorium podczas niszczenia w określony sposób specjalnie zaprojektowanych próbek (belecзки, kostki sześciennie, walce).
2. Porównanie sygnałów otrzymanych na próbkach z sygnałami generowanymi w trakcie niszczenia belek modelowych (żelbetowych i strunobetonowych).
3. Weryfikacja sygnałów wzorcowych na podstawie wyników monitoringu obciążanych do zniszczenia różnego typu i długości dźwigarów strunobetonowych.
4. 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 tworzą 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 tym przypadku strunobetonowych. Badania przeprowadzono na próbkach poddanych: zginaniu jedną siłą oraz dwiema siłami symetrycznie obciążającymi belkę, rozłupywaniu (próba brazylijska), ściskaniu (próbki walcowe i sześciennie), wyrwywaniu 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 [165]. Badania te prowadzono przy równoczesnym pomiarze sygnałów AE generowanych przez te procesy destrukcyjne.

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 S235JR oraz ze stali żebrowanej BS500, próbkach sześciennych 150 x 150 x 150 mm oraz modelowych belkach żelbetowych i strunobetonowych o wymiarach 100 x 200 x 1500 mm. Probki betonowe wykonano z mieszanki betonowej na kruszywie wapiennym i bazaltowym wytwarzanej w zakładzie prefabrykacji o wytrzymałości betonu odpowiadającej klasie betonu C30/35 oraz C40/50. Wybór tych dwóch klas związany był z ich najczęstszym wykorzystaniem przy budowie obiektów mostowych. Przykładowe próbki wykorzystane przy tworzeniu bazy sygnałów wzorcowych pokazuje rysunek 4.3.



Rys. 4.3. Próbkę 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. Dodatkowo wykonano próbę „brazylijską”, w rezultacie której uzyskuje się sygnały AE generowane przez pęknięcia 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 sprężających.

**Należy podkreślić, że głównym celem prowadzonych badań była rejestracja sygnałów AE generowanych przez procesy destrukcyjne. Dlatego też nie wykonywano dodatkowych badań, np. odkształceń betonu przy ściskaniu, czy pomiaru modułu Young’a oraz nie wykonywano obliczeń statystycznych dotyczących rozrzutu. Takie podejście wynikało z faktu, iż na rzeczywistej konstrukcji brak jest informacji o stanie betonu w miejscu badania, a celem prowadzonych badań było zebranie jak najbardziej rzeczywistych sygnałów AE powstałych w trakcie destrukcji badanych próbek.**

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 generowane przez kilka zachodzących równocześnie procesów destrukcyjnych występują przy wyższych poziomach wyężenia konstrukcji (powyżej obliczeniowej wartości momentu rysującego). Parametry sygnałów (towarzyszące zrywaniu strun sprężających) zostały zarejestrowane w Przedsiębiorstwie Prefabrykacji „SIBET” Kielce w trakcie sprężania belek strunobetonowych typu „KUJAN”.

Część sygnałów wzorcowych, związanych ze złożonymi procesami destrukcyjnymi, można uzyskać tylko na elementach w skali technicznej.

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 4.1.

**Tabela 4.1.** Średnie wartości parametrów AE dla sygnałów wzorcowych, wg [165]

Numer klasy	Nr 1	Nr 2	Nr 3	Nr 4	Nr 5	Nr 6	Nr 7	Nr 8
Wartości średnie parametrów AE								
Czas narastania sygnału AE [ $\mu$ s]	121,80	254,50	276,80	258,18	294,49	287,18	256,50	54,50
Liczba zliczeń do maksimum amplitudy sygnału	3	7	7	7	9	10	8	-
Liczba zliczeń	16,31	192,4	947,6	5300,8	7561,5	8423,7	7961	5465
Energia [ $1 \mu$ Vs/zliczenie]	11,07	171,5	887	4260	7948	19594	21 116	55 566
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	,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	,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 AE [ $\mu$ s]	1164	11124	47396	220322	248140	249991	249981	124991
<p><b>Oznaczenia:</b></p> <p><b>Nr 1.</b> Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa o wymiarach 0-2 mm.</p> <p><b>Nr 2.</b> Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa wymiarach 2-8 mm.</p> <p><b>Nr 3.</b> Powstanie i propagacja rysy w strefie rozciąganej betonu,</p> <p><b>Nr 4.</b> Rozwój rysy oraz tarcie na granicy frakcji kruszywa o wymiarach powyżej 8 mm.</p> <p><b>Nr 5.</b> Uplastycznienie stali.</p> <p><b>Nr 6.</b> Pęknięcie na granicy beton-zbrojenie.</p> <p><b>Nr 7.</b> Odspojenie się zbrojenia od betonu.</p> <p><b>Nr 8.</b> Zerwanie splotów sprężających.</p>								

Metoda SPR wraz z bazą danych pozwala nie tylko na wyznaczenie liczby procesów destrukcyjnych, lecz również na ich identyfikację [62, 162, 164, 165]. 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 prowadzone są badania na nowych typach obiektów.

Zastosowanie wieloparametrowej analizy sygnałów AE pozwala na identyfikację procesów destrukcyjnych, a tym samym umożliwia opracowanie procedury bazującej nie na analizie pojedynczych defektów, ale na procesach destrukcyjnych, które można wykorzystać przy ocenie stanu technicznego konstrukcji.

### **4.3. ZALECENIA DOTYCZĄCE REALIZACJI POMIARU METODĄ RPD**

Sposób diagnozowania i monitorowania stanu technicznego nośnych, betonowych konstrukcji sprężonych polega na tym, że emitowane przez obiekt sygnały akustyczne rejestruje się za pomocą czujników emisji akustycznej. Następnie sygnały te wzmacnia się i poprzez procesor emisji akustycznej przekazuje do systemu komputera, gdzie podlegają filtracji i porównaniu z zadanymi wcześniej wzorcowymi sygnałami akustycznymi. Bazę sygnałów wzorcowych tworzy się poprzez wyznaczenie na powierzchni wzorców stref pomiarowych, z których każda ograniczona jest z jednej strony płaszczyzną czujnika, zaś z drugiej strony czaszą kulistą o promieniu „a” wyznaczoną eksperymentalnie dla danego materiału, zapewniającą tłumienie sygnału mniejsze od 10 dB. Strefy pomiarowe wyznacza się przy zachowaniu warunku, że sąsiadujące ze sobą strefy pomiarowe wzajemnie na siebie zachodzą, obejmując swoim zasięgiem całą powierzchnię wzorca, zaś ich liczba jest zależna od rozmiarów powierzchni wzorca. Wzorcową bazę sygnałów akustycznych utworzoną dla poszczególnych rodzajów procesów destrukcyjnych i dla określonego rodzaju obiektów wprowadza się do pamięci komputera, po czym wyznacza się strefy pomiarowe sygnałów akustycznych na całej powierzchni obiektu kontrolowanego lub jego wybranego, najbardziej odpowiedzialnego elementu. Wzmocnione sygnały akustyczne wprowadza się do procesora, w którym jego poszczególne parametry rejestrowane są w postaci cyfrowej, następnie poprzez porównanie co najmniej kilku parametrów sygnału akustycznego z parametrami akustycznych sygnałów wzorcowych dokonuje się analizy rodzaju i stopnia zagrożenia, zaś na podstawie źródła sygnału określa się lokalizację uszkodzenia [197, 198].

Układ do diagnozowania i monitorowania stanu technicznego nośnych, betonowych konstrukcji sprężonych składa się z czujników emisji akustycznej zintegrowanych z przedwzmacniaczem emisji akustycznej lub połączonych z takim przedwzmacniaczem. Czujniki umocowane są na całej powierzchni badanej i połączone bezpośrednio lub poprzez przedwzmacniacz z procesorem emisji akustycznej, umieszczonym w komputerze. Sensory należy tak rozmieścić na całej powierzchni badanego obiektu wzorcowego lub kontrolowanego, aby wzajemne usytuowanie sąsiadujących ze sobą czujników było w odległości mniejszej od 2a, czyli w odległości zapewniającej nieprzerwany obszar pomiarowy na całej powierzchni

obiektu wzorcowego lub kontrolowanego, zaś liczba czujników określona jest powierzchnią i kształtem obiektu wzorcowego lub kontrolowanego.

Metoda AE pozwala na:

- ocenę stanu technicznego obiektu,
- określenie aktywnych procesów destrukcyjnych,
- lokalizację najbardziej niebezpiecznych uszkodzeń aktywnych,
- ocenę stanu obiektu poddanego naprawie, obciążeniu ponadnormatywnemu czy też ograniczenie obciążenia dopuszczalnego (np. na moście drogowym),
- ocenę wpływu warunków eksploatacji na rozwój procesów destrukcyjnych,
- ocenę wpływu czynników zewnętrznych na destrukcję przy równoczesnym pomiarze parametrów zewnętrznych [52].

Znając położenie czujników można określić i zlokalizować aktywne procesy destrukcyjne w konstrukcji i śledzić ich rozwój oraz częstotliwość ich występowania. Można także śledzić wygasanie procesów destrukcyjnych, przemieszczanie się obszarów destrukcji w konstrukcji, a także tworzenie nowych obszarów destrukcji.

System przeznaczony jest do monitoringu eksploatowanych obiektów infrastruktury drogowej wykonanych z betonów sprężonych oraz innych konstrukcji nośnych obiektów budowlanych wykonanych w tej technologii. System może być również stosowany do oceny rozwoju uszkodzeń w prototypowych konstrukcjach i elementach konstrukcji wykonanych z betonów sprężonych podczas obciążeń próbnych. Metoda może być stosowana także w badaniach rozwiązań prototypowych lub w badaniach kontrolnych seryjnego produktu, które prowadzi się podczas zaprogramowanego obciążenia.

W przypadku rozmieszczenia czujników w odległości  $d$  (gdzie  $d < 2a$ ), strefy pomiarowe czujników zachodzą na siebie tworząc obszary pomiarowe czujników. Obszarem pomiarowym czujnika jest obszar, w którym odległość dowolnego punktu  $e$  do danego czujnika jest mniejsza lub równa  $a$ , lecz nie większa niż do czujników pozostałych, co zostało zaprezentowane na rysunku 4.1. Czujniki należy rozmieścić tak, aby ich obszary pomiarowe pokryły całą objętość badanego elementu lub badanego obszaru.

W przypadku elementu o przekroju prostokąta (gdzie  $g < a$ ) i równym rozstawieniu czujników na powierzchni bocznej, jak na rysunku 4.4, strefy pomiarowe czujników pokrywają całą objętość elementu o wysokości  $h$ , zgodnie z zależnością:

$$h \leq 2\sqrt{\left(a^2 - \left(\frac{g}{2}\right)^2 - \left(\frac{d}{2}\right)^2\right)} \quad (4.4)$$

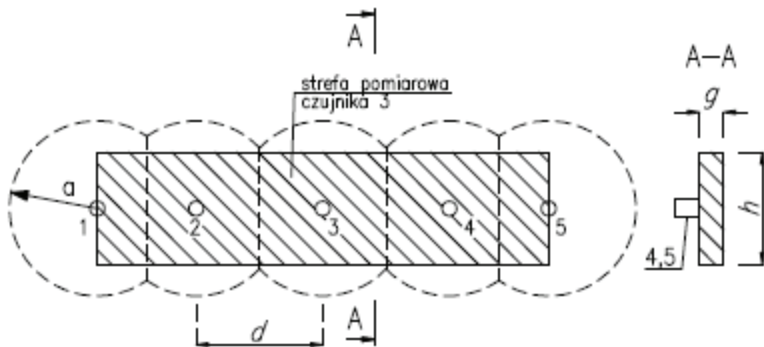
Natomiast w przypadku rozstawienia czujników w osi powierzchni dolnej, jak na rysunku 4.5, strefy pomiarowe czujników pokrywają całą objętość elementu o wysokości  $h$ , zgodnie z zależnością (4.2):

$$h \leq \sqrt{\left(a^2 - \left(\frac{g}{2}\right)^2 - \left(\frac{d}{2}\right)^2\right)} \quad (4.5)$$

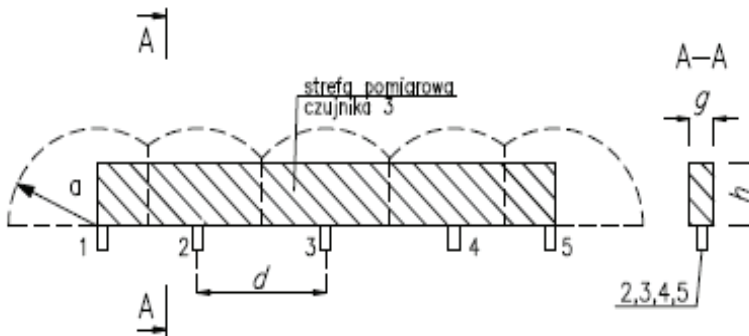
Zależności (4.4) i (4.5) pozwalają także na określenie maksymalnego rozstawu czujników  $d_{\max}$  dla elementu o zadanej wysokości  $h$  i grubości  $g$ .

W ten sposób można pokryć strefami pomiarowymi całą objętość elementu o przekroju prostokąta:

- a) o dowolnej wysokości i dowolnej długości rozstawiając czujniki (rys. 4.4):
  - dla grubości  $g \leq a$ ,
  - dla grubości  $2a > g > a$  rozstawiając czujniki na obu powierzchniach bocznych;
- b) o dowolnej szerokości i dowolnej długości rozstawiając czujniki (rys. 4.5):
  - dla wysokości  $h \leq a$ ,
  - dla wysokości  $2a > h > a$  rozstawiając czujniki w osi powierzchni dolnej i górnej.



Rys. 4.4. Rozstaw czujników dla elementów o dowolnej wysokości i długości



Rys. 4.5. Rozstaw czujników dla elementów o dowolnej szerokości i długości

Podczas pomiarów należy zabezpieczyć sprzężenie akustyczne czujników z konstrukcją poprzez odpowiedni smar przewodzący (silikon elektrotechniczny). Lokalizacja źródła sygnału AE, przypisanie sygnału do danego obszaru pomiarowego, wykonywana jest na podstawie pomiaru różnic w czasie dotarcia tego samego sygnału źródła AE do czujników.

Monitoring może być prowadzony w jednym z dwóch systemów: w systemie globalnym, obejmującym całość konstrukcji nośnej, lub w systemie punktowym, w którym badaniu podlega wybrany obszar konstrukcji nazywany „gorącym punktem”. Monitoring konstrukcji prowadzony jest w warunkach normalnej eksploatacji, a czas monitoringu konstrukcji zależy od decyzji właściciela obiektu. Po utworzeniu bazy danych ten sam układ pomiarowy wykorzystuje się do przeprowadzenia badań na obiekcie, w którym zachodzą procesy destrukcyjne.

W tym przypadku zaprezentowano badanie belki strunobetonowej typu **KUJAN** (rys. 4.6), która była elementem wiaduktu drogowego. Doświadczalnie sprawdzono, iż dla materiału, z jakiego wykonana jest badana belka strunobetonowa, promień strefy pomiarowej  $a$  równa się 100 centymetrów. Odległość między czujnikami AE musi być tak dobrana, aby obszary pomiarowe czujników objęły całą objętość belki, tj. jej przekrój poprzeczny i wzdłużny. Biorąc pod uwagę kształt przekroju belki, określono maksymalny rozstaw czujników  $d_{\max}=152$  centymetrów. W omawianym przykładzie przyjęto rozstaw czujników  $d = 110$  centymetrów.

Następnie na dolnej powierzchni belek rozmieszczono liniowo 11 piezoelektrycznych czujników rezonansowych w odległości 110 centymetrów, tworząc na każdej belce 11 stref pomiarowych (rys. 4.6).

Wygładzono i oczyszczono z kurzu miejsca, w których umocowano czujniki, a ich metalowe uchwyty zostały przyklejone do powierzchni badanego elementu. Sprzężenie akustyczne czujników z konstrukcją zapewnia warstwa smaru silikonowego pomiędzy czujnikiem a mierzonym obiektem.

Czujniki połączono z przedwzmacniaczami, a następnie z wielokanałowym procesorem emisji akustycznej, przy czym długość kabla pomiędzy przedwzmacniaczem a czujnikiem nie przekraczała 1 metra.

Po rozmieszczeniu czujników AE i dokonaniu wszelkich ustawień sprzętowych sprawdzono dokładność aparatury pomiarowej wywołując kontrolowane źródło emisji akustycznej poprzez łamanie grafitu ołówka (źródło wzorcowe Hsu-Nilsena) w odległości 5 mm od każdego czujnika.

Jeżeli wartości amplitud wywołanych w ten sposób sygnałów AE na poszczególnych czujnikach różnią się o więcej niż 3 dB, wówczas należy skontrolować zamocowanie czujników, połączenie czujnik-przedwzmacniacz-komputer oraz poprawność działania czujników.

Ustalono wartość progu (ang. *threshold*) na poziomie gwarantującym wyeliminowanie niepożądanych szumów otoczenia.

Do wyznaczenia parametrów sygnałów AE zastosowano oprogramowanie wielokanałowego systemu emisji akustycznej, który obejmuje: program rejestrujący parametry sygnałów AE, program umożliwiający filtrację uzyskanych wyników ze względu na zadane kryteria, program umożliwiający lokalizację źródeł emisji akustycznej oraz interfejs graficzny służący do wizualizacji wyników pomiarów.

Sygnały AE zostały sklasyfikowane metodą rozpoznawania wzorców z wykorzystaniem wcześniej utworzonej bazy danych sygnałów wzorcowych generowanych przez procesy destrukcyjne występujące podczas eksploatacji żelbetowych i sprężonych obiektów, takich jak:



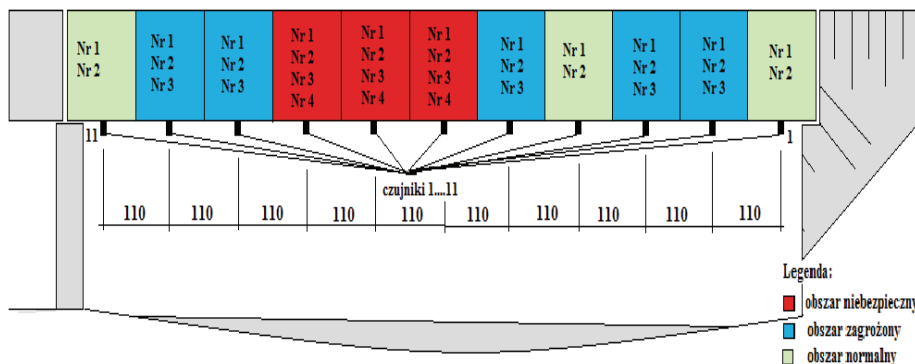
1. Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa o wymiarach 0-2 mm i zaczynie cementowym.
2. Mikropęknięcia w betonie na granicy frakcji kruszywa o wymiarach 2-8 mm.
3. Powstanie i propagacja rys w strefie rozciąganej betonu.
4. Rozwój rys oraz tarcie na granicy frakcji kruszywa o wymiarach powyżej 8 mm.
5. Uplastycznienie stali.
6. Pęknięcie na granicy beton-zbrojenie.
7. Odspojenie się zbrojenia od betonu.
8. Zerwanie splotów sprężających.

Sygnały, których numery odpowiadają ww. procesom destrukcyjnym zostały sklasyfikowane na podstawie 12. parametrów sygnału, przypisując im symbole pokazane w tabeli 4.2 oraz numery klas.

**Tabela 4.2.** Klasyfikacja sygnałów i ich oznaczenie

Kolor							+	X
Numer klasy	Nr 1	Nr 2	Nr 3	Nr 4	Nr 5	Nr 6	Nr 7	Nr 8

W pierwszym kroku tworzenia kryteriów oceny stanu technicznego obiektu w metodzie RPD znalazło się ustalenie, że zarejestrowanie sygnałów klas Nr 1 i Nr 2 (mikrozarysowania niezauważalne gołym okiem) informuje o pracy konstrukcji w zakresie obciążeń bezpiecznych, niewpływających na nośność i trwałość. Pojawienie się sygnałów klasy Nr 3 (powstanie i rozwój rys w strefie rozciąganej betonu) świadczy o rozwijaniu się procesów będących zagrożeniem dla konstrukcji, natomiast sygnałów klasy Nr 4, Nr 5, Nr 6, Nr 7 i Nr 8 świadczy o rozwijaniu się procesów już niebezpiecznych dla konstrukcji.



**Rys. 4.6.** Rozmieszczenie stref występowania procesów destrukcyjnych (zaznaczono numery klas sygnałów)

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyznaczono obszary na belce o podwyższonej aktywności, generujące sygnały emisji akustycznej. Na rysunku 4.6

przedstawiono strefy pomiarowe z wpisanymi numerami występujących w nich klas sygnałów akustycznych, a kolorami zaznaczono stan zagrożenia w poszczególnych strefach.

Obszarami zagrożonymi są strefy, gdzie występują sygnały **Klasy Nr 3**, niebezpiecznymi są strefy, gdzie występują sygnały **Klasy Nr 4** generowane przez proces destrukcyjny określony jako „rozwój rys oraz tarcie na granicy frakcji kruzywa o wymiarach powyżej 8 mm”.

Taki przybliżony sposób pozwalał na określenie obszarów zagrożonych na badanym elemencie, jednakże podstawowym celem było dostosowanie metody RPD do obowiązujących, ogólnie stosowanych skal i kryteriów oceny elementów używanych przez inspektorów mostowych.

Na dzień dzisiejszy oceny stanu technicznego obiektów mostowych dokonuje się zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z 16 lutego 2005 r. (Dz.U. 2005.67.582), a także instrukcjami przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich stanowiącymi załączniki do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 7 lipca 2005 r. w sprawie wprowadzenia instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich.

Jednolity system punktowej oceny konstrukcji mostowych pozwala na porównanie wszystkich drogowych obiektów mostowych pod względem stanu technicznego. Poszczególne elementy obiektu mostowego są oceniane w sześciostopniowej skali od „0” do „5” punktów (tab. 4.3).

**Tabela 4.3.** Skala i kryteria ocen elementów stosowanych w metodzie klasycznej

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez uszkodzeń i zanieczyszczeń możliwych do stwierdzenia podczas przeglądu
4	zadowalający	wykazuje zanieczyszczenia lub pierwsze objawy uszkodzeń pogarszających wygląd estetyczny
3	niepokojący	wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji
2	niedostateczny	wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy
1	przedawaryjny	wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową
0	awaryjny	uległ zniszczeniu lub przestał istnieć

Dlatego tak istotnym zadaniem było opracowanie systemu bazującego na 6-stopniowym kodzie oceny stanu technicznego wykorzystującego 8-klasową bazę sygnałów wzorcowych sygnałów AE. Zadanie to było tym ważniejsze, iż umożliwia badanie i monitoring stanu technicznego metodą AE inspektorom mostowym, których zakres wiadomości dotyczących zasad działania techniki AE jest niewielki.

Jednakże posiadają oni dużą wiedzę praktyczną dotyczącą wykorzystania klasycznego systemu oceny konstrukcji mostowych wymaganych przez GDDKiA.

Aby ujednoczyć system oceny, stworzono dwie tabele (tab. 4.4 i 4.5) wykorzystujące procesy destrukcyjne AE [165, 196].

**Tabela 4.5.** Przyjęte kodowanie rozległości uszkodzeń

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

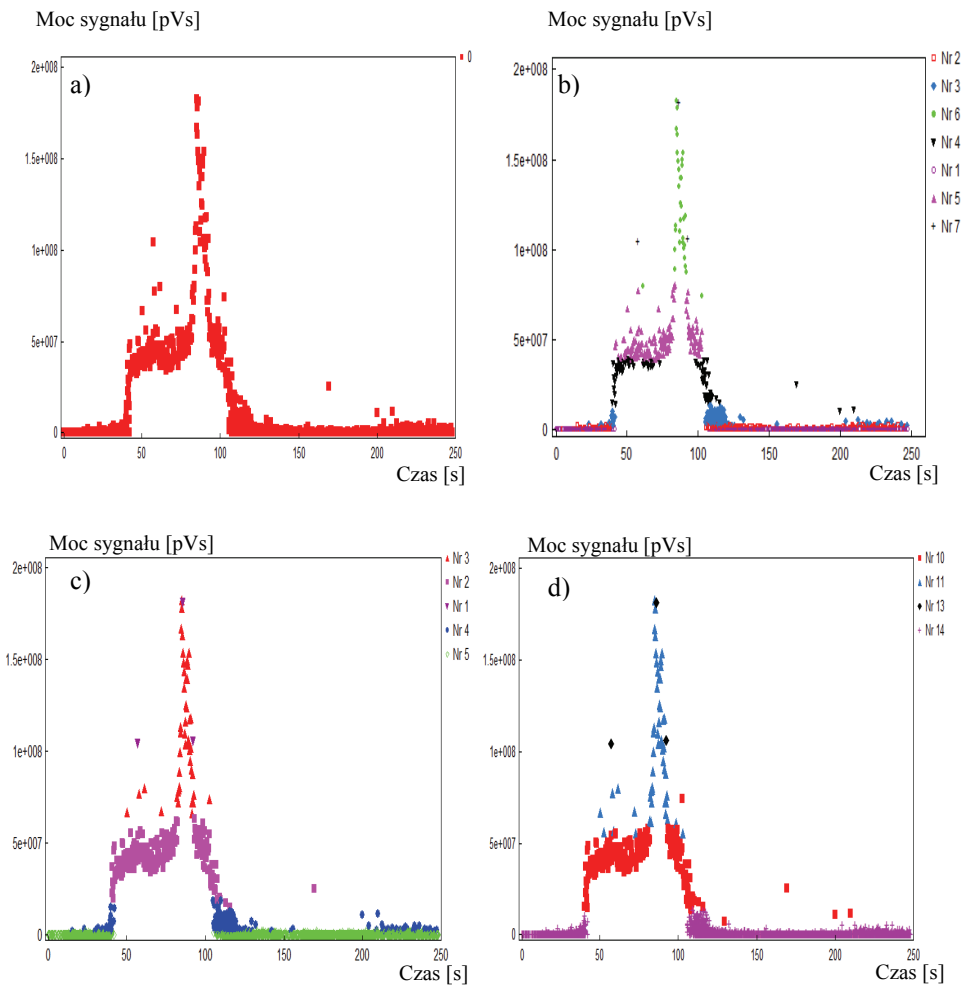
**Tabela 4.5.** Ogólny opis wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji

Kod	Opis	Numer klasy
0	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej lub zniszczony	Nr 8
1	Poważna wada / uszkodzenie i / albo element jest blisko awarii / zniszczenia	Nr 7
2	Umiarkowana wada / uszkodzenie, która może mieć wpływ na utratę nośności	Nr 5, Nr 6
3	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady / uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu.	Nr 3, Nr 4
4	Nowy element lub element z wadą niemającą wpływu na jego nośność.	Nr 2
5	Nowy element bez wad.	Nr 1

Tabela 4.5 przedstawia skalę i kryteria oceny konstrukcji wykorzystującą bazę sygnałów wzorcowych AE. Jak wspomniano wcześniej, wykorzystuje ona 6-stopniową skalę, tak jak w metodzie oceny klasycznej (tab. 4.3), lecz zmieniono opis poszczególnych poziomów uszkodzeń dostosowując go do zaobserwowanych i umieszczonych w bazie sygnałów wzorcowych AE defektów. I tak w lewej kolumnie umieszczono kody stopnia uszkodzenia, natomiast w prawej kolumnie odpowiadające im numery klas defektów bazy sygnałów AE. Dostosowanie 8-stopniowej bazy sygnałów wzorcowych do 6-stopniowej skali polegało na połą-

czeniu w dwóch przypadkach klas sygnałów AE. Połączenie tych klas wynikało z obserwacji poczynionych w trakcie badań na modelach belek laboratoryjnych oraz w trakcie badań belek strunobetonowych w skali technicznej. Poprawność tak przyjętych kodów została zweryfikowana w trakcie badań rzeczywistych konstrukcji mostowych opisanych w dalszej części tekstu.

Dodatkowo dla pełniejszej analizy stanu technicznego badanych konstrukcji opracowano tabelę 4.4, która opisuje rozległość uszkodzeń, co pomaga osobom wykonującym przeglądy techniczne podjąć odpowiedniej decyzji. W tabeli tej wielkość strefy z uszkodzeniami jest podana w skali literowej (6-stopniowej) od A do F. Rozległość defektów ustala się na podstawie ich występowania w poszczególnych strefach, a następnie się je sumuje.



**Rys. 4.7.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu dla jednej strefy: a) emisja akustyczna bez klasyfikacji sygnałów, b) grupy reprezentujące wszystkie mechanizmy zniszczenia, c) podział na 5 grup przy pomocy USPR, d) podział na 4 grupy przy pomocy USPR

Zastosowanie kodyfikacji uszkodzeń i dodatkowo wykorzystanie tabeli opisującej rozległość występowania tychże defektów umożliwia w łatwy sposób wykorzystanie bazy sygnałów wzorcowych. Dla potwierdzenia tej tezy zaprezentowano procedurę łączenia na mniejszą liczbę klas, wykorzystując także program statystyczny z arbitralnym podziałem na klasy, co demonstruje rysunek 4.7. Przykład dotyczy jednej strefy (Z-9) belki. Wykres na rysunku 4.7a przedstawia zarejestrowane sygnały bez klasyfikacji, na rysunku 4.7b – po klasyfikacji metodą SPR, na rysunkach 4.7c i 4.7d – po ponownej klasyfikacji metodą USPR z podziałem na 5 i 4 klasy.

Widać, że wprowadzenie podziału procesów destrukcyjnych na mniejszej ilości 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.

Omawianą powyżej technikę AE oceny stanu technicznego obiektów mostowych zastosowano w badaniach połowych obiektów mostowych wykonanych z belek betonowych wstępnie sprężonych. Badania polowe na rzeczywistych konstrukcjach przeprowadzono na 80 obiektach mostowych i budynkach; miały one na celu opracowanie i weryfikację procedur badania konstrukcji metodą AE.

Przykłady podane w rozdziale 5 pokazują wyniki analizy obiektów wykonanych z różnych typów belek i schematów statycznych.

## 5. ANALIZA ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH W BELKACH STRUNOBETONOWYCH Z WYKORZYSTANIEM BAZY SYGNAŁÓW WZORCOWYCH I METODY RPD

Próbie poddano trzy najczęściej używane typy belek strunobetonowych różniące się kształtem przekroju, ilością zbrojenia oraz długością. Pomiarów wielkości mechanicznych przeprowadzili pracownicy Instytutu Budowy Dróg i Mostów (IB-DiM), natomiast badania z użyciem emisji akustycznej wykonał zespół Politechniki Świętokrzyskiej pod kierunkiem autora.

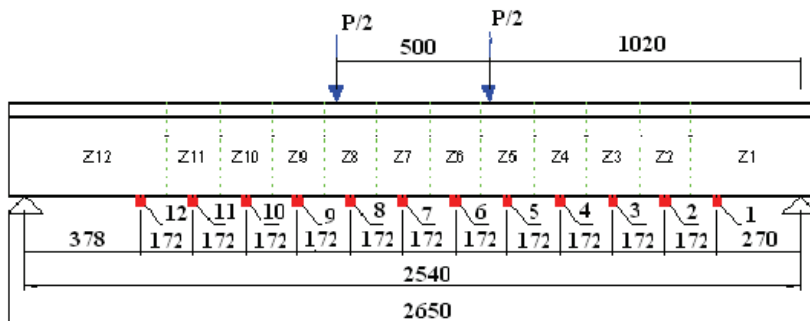
Badania pełnowymiarowych belek strunobetonowych przeprowadzono na stanowisku badawczym w laboratorium IBDM w Kielcach. Przedmiotem analizy były belki strunobetonowe typu: *WBS* o długości  $L = 18,80$  m, *T-27* o długości  $L = 26,50$  m, oraz *Kujan NG* o długości  $L = 15,60$  metra.

Wyniki uzyskane w trakcie badania różnych typów belek strunobetonowych zostały opisane w dalszej części tekstu.

Głównym celem było potwierdzenie możliwości zastosowania bazy sygnałów wzorcowych i metody RPD do lokalizacji oraz określania powstających procesów destrukcyjnych oraz ich wpływ na stan techniczny dźwigarów.

### 5.1. BELKA STRUNOBETONOWA TYPU T-27

Badaniom poddano prototyp najdłuższej belki strunobetonowej, stosowanej 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 C35/45. Obciążano ją dwiema siłami rozmieszczonymi symetrycznie względem podpór przy zastosowaniu siłownika FT-5108/1600 kN. Schemat obciążenia belki wraz z rozmieszczeniem czujników AE i podziałem na strefy pokazany jest na rysunku 5.1.



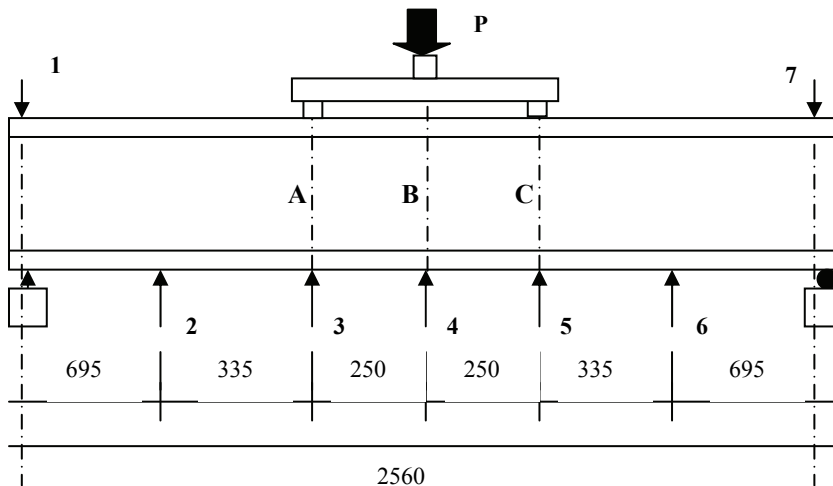
Rys. 5.1. Schemat belki wraz z rozmieszczeniem czujników AE dla belki typu T-27

Rozmieszczenie zbrojenia i lin sprężających widać na rysunku 5.2.



Rys. 5.2. Widok czola belki wraz ze zbrojeniem

Na belce rozmieszczono siedem czujników indukcyjnych według schematu pokazanego na rysunku 5.3. Czujniki 1 i 7 firmy Philips oraz 2-5 firmy HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH (HBM) miały za zadanie pomiar ugięć belki we wskazanych punktach.



Rys. 5.3. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych

Wielkości charakteryzujące wytrzymałość belki podane są niżej:

- obliczeniowa siła rysująca  $P_r^{obl} = 174,8 \text{ kN}$ ,
- obliczeniowe ugięcie rysujące  $f_r^{obl} = 12,61 \text{ mm}$ ,

- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na stal  $P_{ns}^{obl} = 1245,0 \text{ kN}$ ,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na beton  $P_{nb}^{obl} = 1467,60 \text{ kN}$ ,
- obliczeniowe ugięcie niszczące  $f_n^{obl} > 89,81 \text{ mm}$ .

Położenie osi obojętnej w przekroju belki wynosiło  $y_d = 764 \text{ mm}$ .

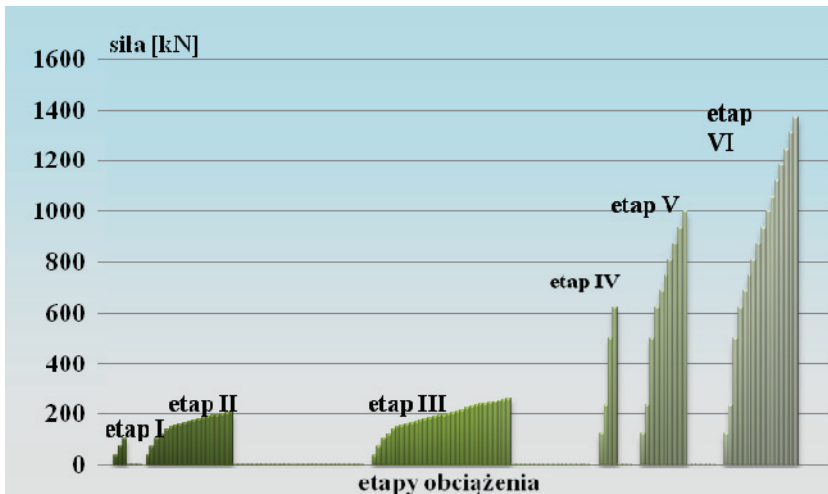
Celem badań było doświadczalne sprawdzenie belki pod względem zgodności podstawowych parametrów wytrzymałościowych z założeniami projektowymi.

Obciążanie belki odbywało się w sześciu etapach, zgodnie z harmonogramem zawartym w tabeli 5.1.

**Tabela 5.1.** Harmonogram obciążania belki T-27

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 AE. W ocenie stanu technicznego belki wykorzystano sekwencje obciążeń oznaczonych kolorami, zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 5.4.

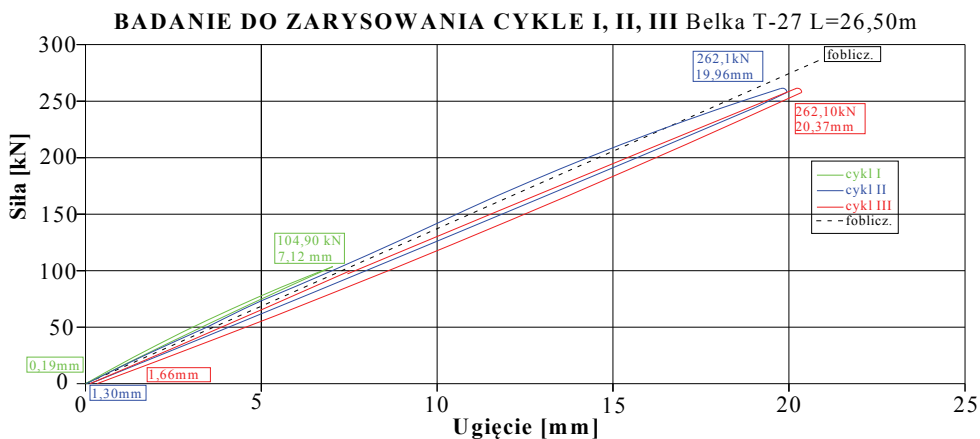


**Rys. 5.4.** Sekwencje obciążania belki strunobetonowej typu T-27

Zakres badań obejmował badanie belki z płytą pomostu do zarysowania i do zniszczenia.

Wykresy zależności ugięć w funkcji siły  $P(f)$  w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w etapie I, II i III pokazuje rysunek 5.5.





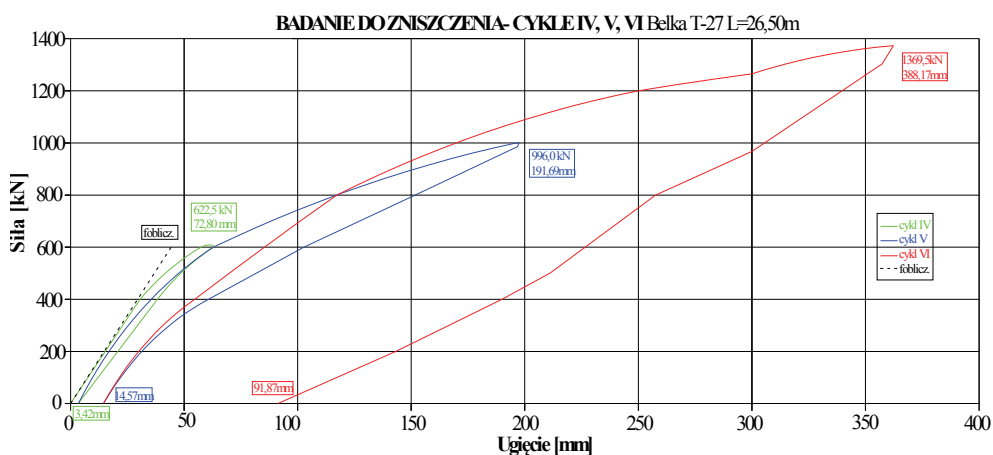
**Rys. 5.5.** Wykresy zależności  $P(f)$  w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w cyklach I-III

Przed obciążeniem zbadano:

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

W trakcie obciążania prowadzono obserwacje powierzchni belki w poszukiwaniu rys. W pierwszych trzech etapach obciążenia nie stwierdzono zarysowań na powierzchni belki.

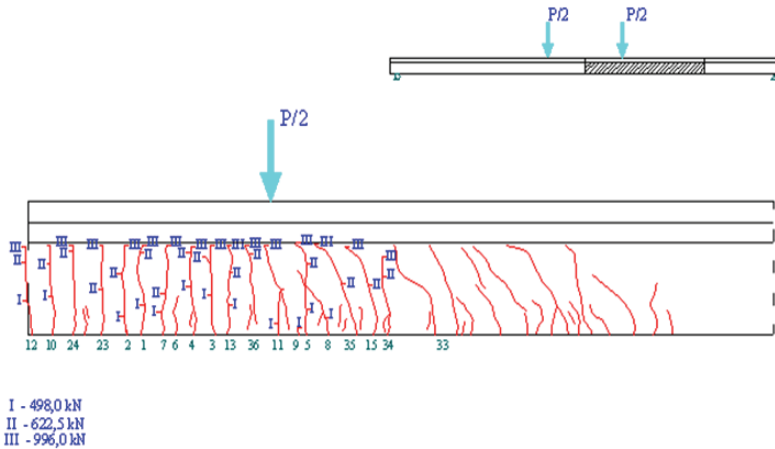
Dlatego też skorygowano wartość obliczeniowej siły rysującej do poziomu  $P_r^{obl} = 231,6 \text{ kN}$  [165]. Po uwzględnieniu poprawionej wartości wytrzymałości na ściskanie betonu przystąpiono do czwartego, piątego i szóstego etapu obciążania. W trakcie obciążania i odciążania zaobserwowano pojawienia się pierwszych rys na powierzchni belki w etapie IV przy wzroście siły pomiędzy 231,6 a 498 kN.



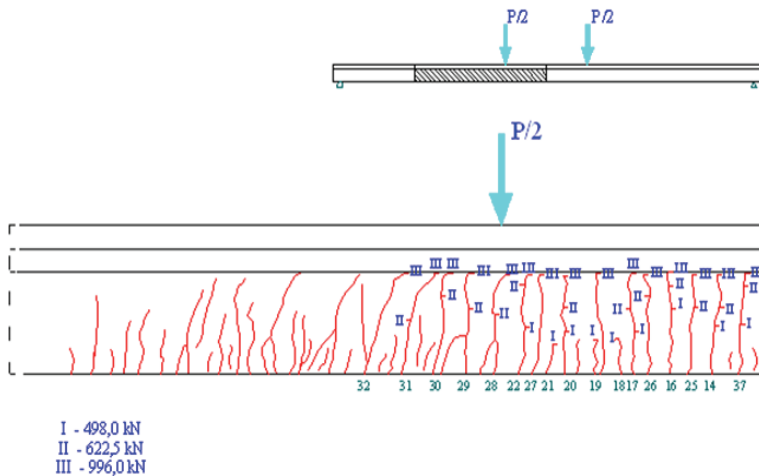
**Rys. 5.6.** Wykresy zależności  $P(f)$  w środku rozpiętości badanej belki do zarysowania w cyklach IV-VI

Wykresy zależności ugięć w funkcji siły  $P(f)$  w środku rozpiętości badanej belki mierzone w trakcie etapów IV, V i VI prezentuje rysunek 5.6.

Jak wspomniano, w trakcie obciążania wykonywano pomiary rozwarcia rys, pomiary ugięć oraz rejestrowano parametry emisji akustycznej. Rozmieszczenie rys pojawiających się na belce zaprezentowano na rysunkach 5.7 i 5.8.



**Rys. 5.7.** Obraz zniszczenia belki – strona prawa



**Rys. 5.8.** Obraz zniszczenia belki – strona lewa

Przedstawione wyniki emisji akustycznej zostały zarejestrowane w wybranych etapach obciążania, zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 5.4. W etapie IV pojawiły się pierwsze rysy. Rozwój pęknięć zaobserwowano w pozostałych etapach obciążania. Po uzyskaniu przez belkę maksymalnego obciążenia rzędu  $\sim 1370$  kN uległa ona ugięciu  $f = 366$  mm, co zostało uznane za zniszczenie belki.

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

Jak wspomniano wcześniej, ważnym elementem w pomiarze sygnałów AE jest zlokalizowanie źródeł emisji akustycznej pochodzących od procesów destrukcyjnych oraz procesów im towarzyszących. W prowadzonym monitoringu istotny wpływ na wyniki ma odległość źródła AE od czujnika. Ze względu na pomiar kilkunastu parametrów, z których niektóre silnie zależą od współczynnika tłumienia fal w materiale, odstępów pomiędzy czujnikami nie mogą być dowolne. W prowadzonych badaniach przyjęto, że tłumienie fali na drodze równej odstępom pomiędzy czujnikami nie powinna być większa niż 10 dB, tzn. że tłumienie sygnału rejestrowanego przez czujnik nie przekracza 5 dB.

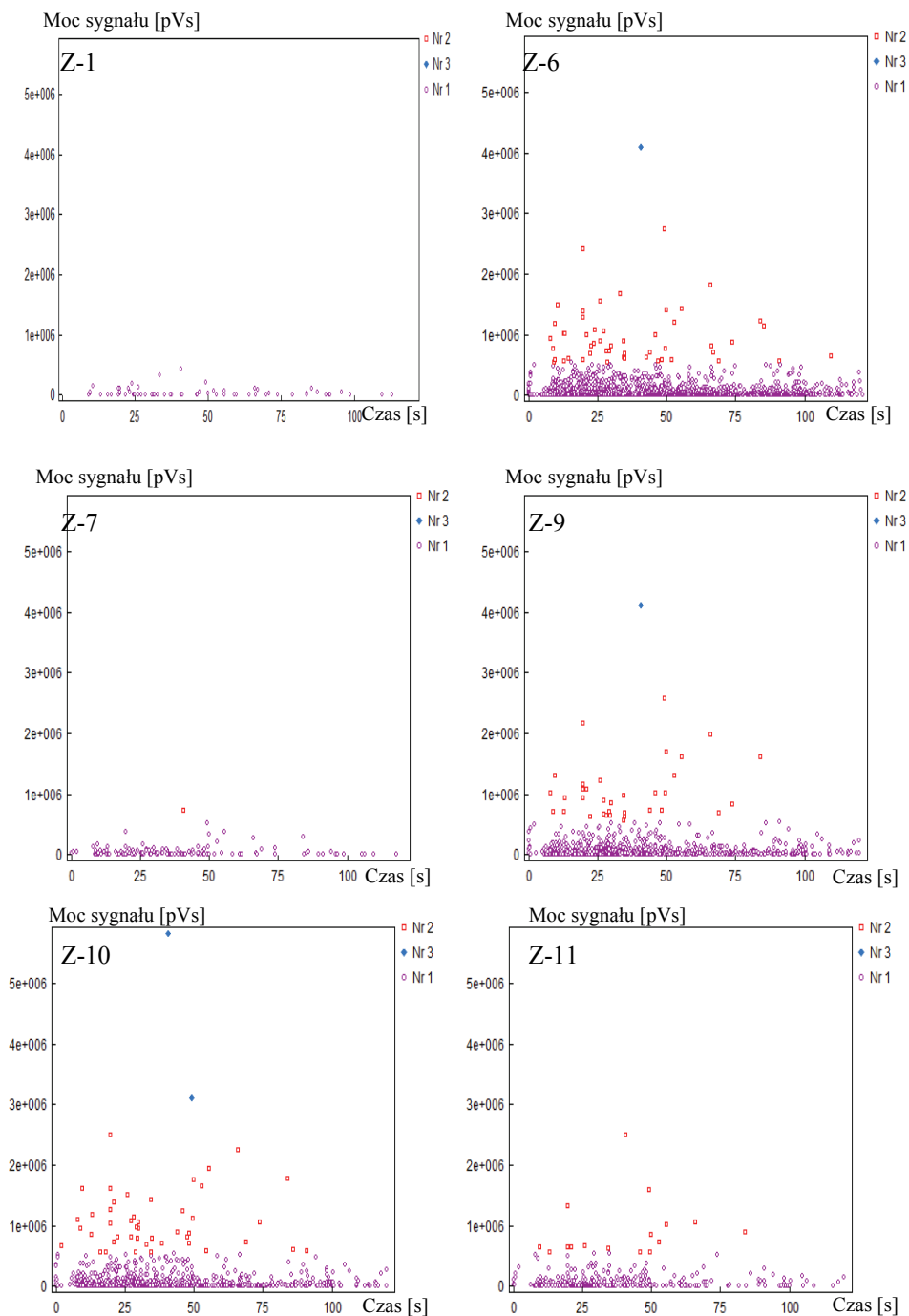
Aktywność akustyczną stref, na jakie podzielono belkę w zakresie czterech przedziałów obciążeń, pokazana jest na rysunkach 5.9-5.12. Sygnały zademonstrowano na wykresach punktowych, w których na osi pionowej pokazana jest moc sygnału, a osi poziomej czas. Sygnały te poddano wcześniej analizie SPR z wykorzystaniem bazy danych sygnałów wzorcowych. Przynależność sygnałów pokazanych na wykresach do odpowiednich klas zaznaczana jest odpowiednim kolorem i kształtem punktu, zgodnie z tabelami 4.1 i 4.2. Przynależność do klas charakteryzuje prawdopodobny mechanizm uszkodzenia.

Pierwszy zakres obciążenia, przy którym rejestrowano sygnały AE, obejmował przedział od 0 do 231,6 kN. Charakterystyczne wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu dla wybranych stref, podczas tego etapu obciążania, zaprezentowano na rysunku 5.9.

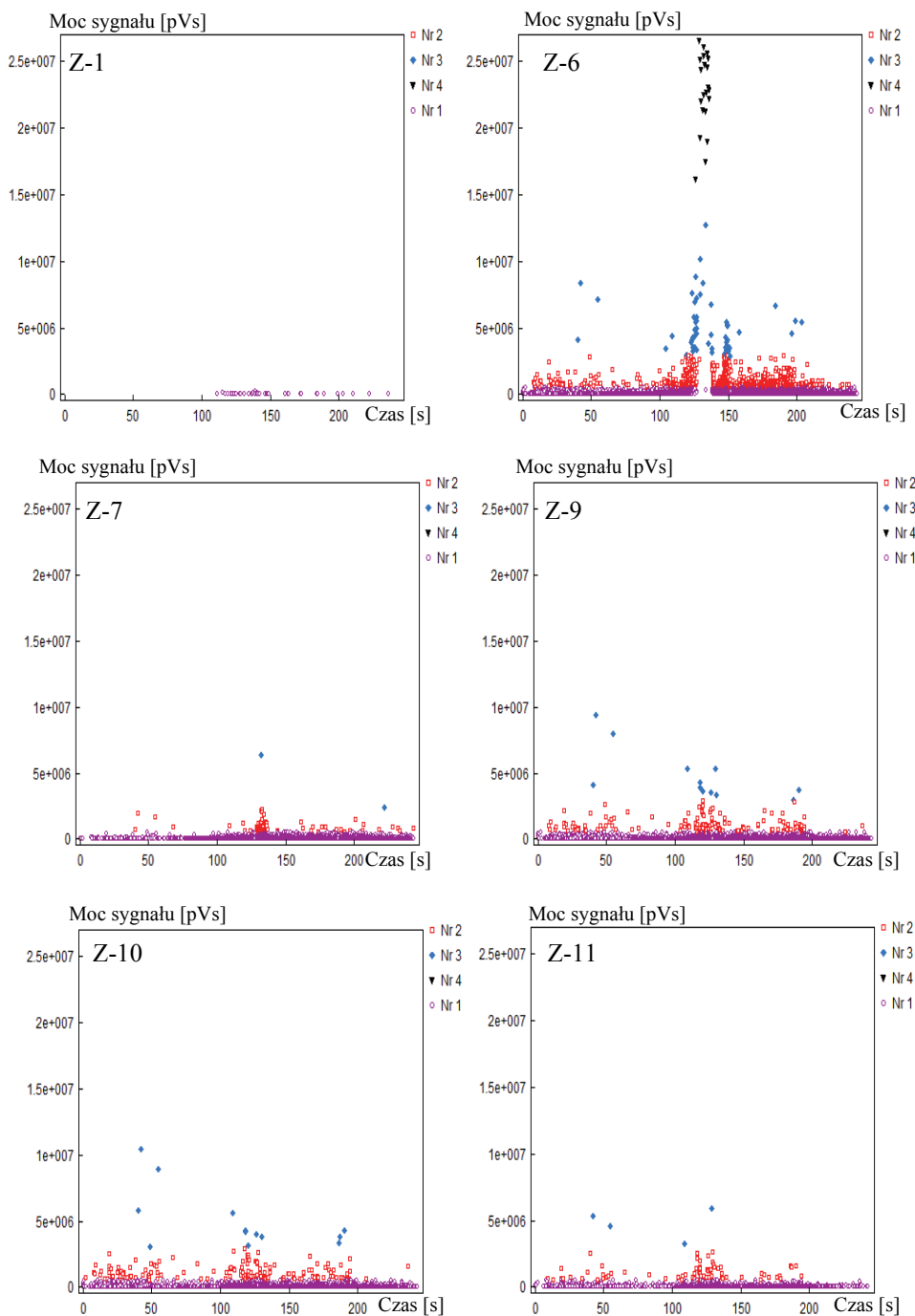
Wartości sił przekrojowych w belce były mniejsze niż obliczeniowa siła rysująca. Na większości wykresów widoczne są tylko sygnały z dwóch klas sygnałów wzorcowych, a mianowicie w klasie oznaczonej jako Nr 1 i Nr 2.

Sygnały te (zgodnie z danymi zawartymi w tabeli 4.1) mają niskie wartości parametrów energetycznych (np. energia, moc sygnału, amplituda) i zostały scharakteryzowane jako sygnały pochodzące od powstawania mikrorys w betonie.

Sygnały opisane klasą Nr 1 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 3 przy tym poziomie obciążenia sugeruje, iż są to sygnały przypadkowe. Jednakże analizując poszczególne obszary w dalszych etapach obciążania należy zwrócić szczególną uwagę na strefy Z-6, Z-9, Z-10 i Z-11, w których można zaobserwować pojedyncze sygnały oznaczone Nr 3. Na powierzchni belki nie zaobserwowano widocznych uszkodzeń. Obserwując wykres na rysunku 5.6 widać, że przyrost obciążenia w funkcji ugięcia jest liniowy.



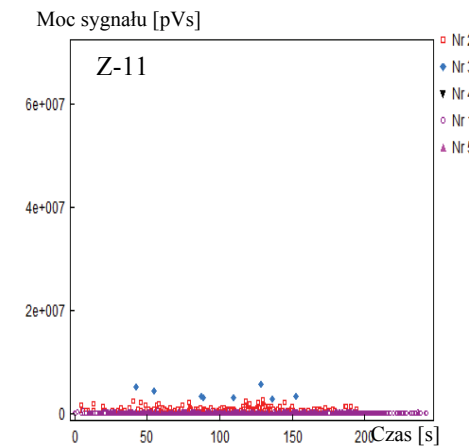
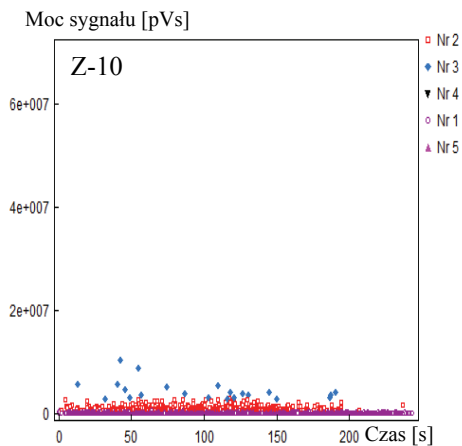
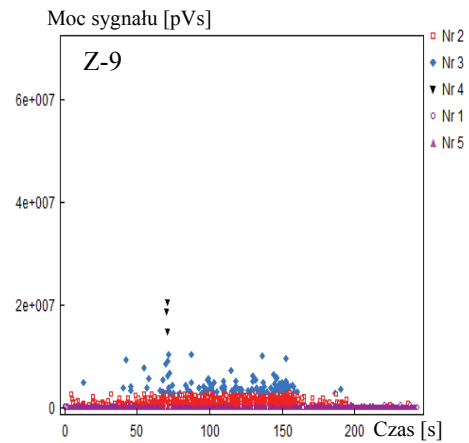
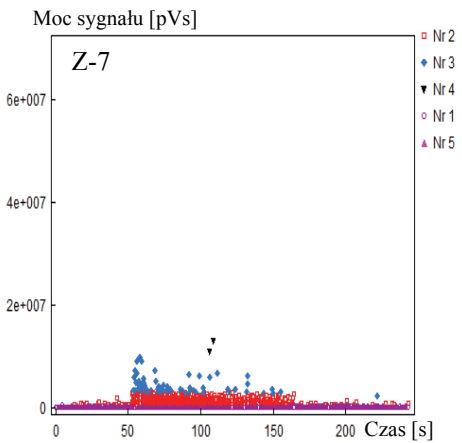
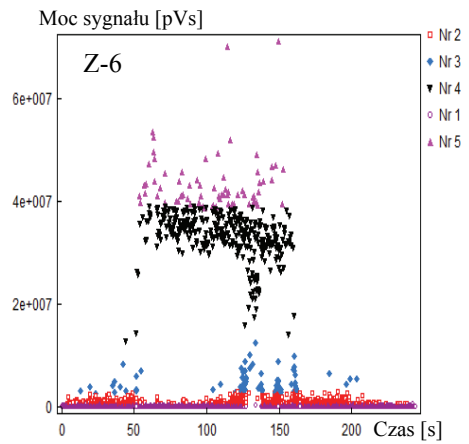
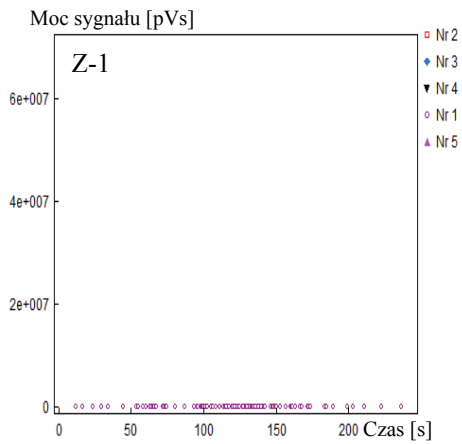
**Rys. 5.9.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążania od 0 do 231,6 kN w etapie IV – w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11



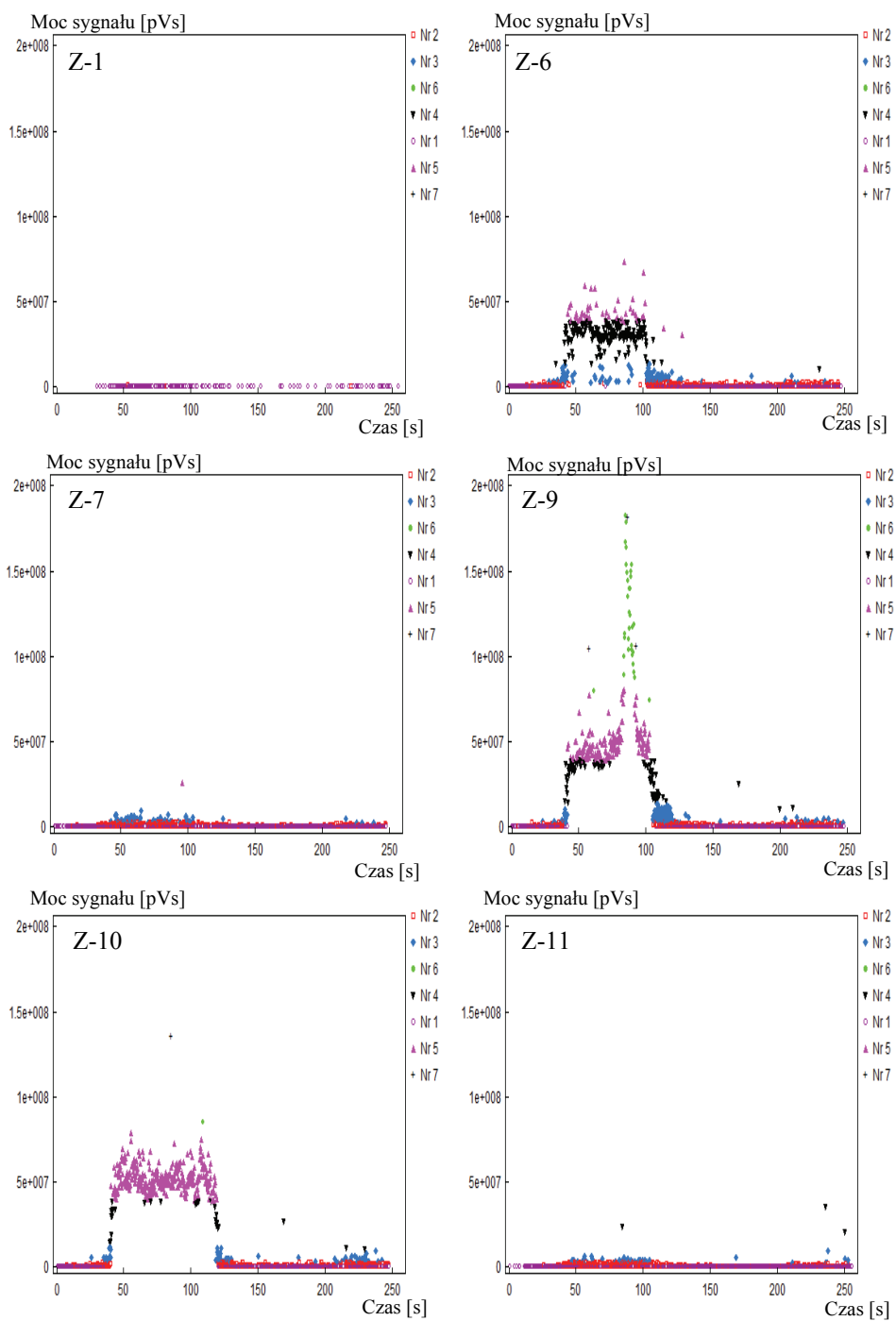
**Rys. 5.10.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia od 231,6 do 496,0 kN, etap IV – w wybranych strefach Z-1, Z-6, Z-7, Z-9, Z-10 i Z-11

Następny zakres obciążenia obejmujący przedział od 231,6 do 496,0 kN (rys. 5.10) odpowiada stadium pracy belki po przekroczeniu skorygowanej obliczeniowej siły rysującej  $P_r^{obl} = 231,6$  kN. Porównując wykresy na rysunkach 5.9 i 5.10 widać, iż w obszarach, w których pojawiły się sygnały oznaczone Nr 3 w poprzednim etapie obciążania, nastąpił gwałtowny przyrost ilości sygnałów AE. Dobrze ilustruje to przykład strefy Z-6, w której – zgodnie z rysunkiem 5.7 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 [165]. W pozostałych strefach proces powstawania i rozwoju rys przebiega w sposób równomierny. Zgodnie z rysunkami 5.7 i 5.10 większą aktywność wykazują strefy oznaczone symbolami od Z-9 do Z-12. Natomiast strefy oznaczone symbolami od Z-1 do Z-3 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 od Z-1 do Z-3 pojawiają się rysy, ale brak jest ich dalszego rozwoju przy wzroście obciążenia. Na tym etapie obciążenia można już zaobserwować brak liniowego przyrostu siły i ugięcia, co powoduje niezgodność z wyznaczoną wartością ugięcia obliczeniowego (rys. 5.6).

Analizując pracę dźwigara w IV etapie przy wzroście obciążenia w granicach od 496 do 667 kN, widzimy na rysunku 5.11, że wzrasta intensywność procesów destrukcyjnych, powodując wzrost ilości rejestrowanych sygnałów AE. Rozwój uszkodzeń można już zauważyć w 10 strefach (Z-3 do Z-12). Na tym obszarze pomiarowym zlokalizowano 37 rys (rys. 5.7 i 5.8). Następuje wzrost szerokości rys w strefach Z-6 i Z-5 od 0,1 do 0,2 mm, natomiast w strefach Z-7, Z-8, Z-9 osiągają one szerokość 0,1 mm. Rysy pojawiają się już na całej wysokości pomiarowej średnicy belki. W pozostałych przedziałach widać rysy, ale o szerokości poniżej 0,1 mm. Obserwując wykresy na rysunku 5.10 można zauważyć, że wzrost procesów destrukcyjnych przy tym poziomie obciążenia przebiega nierównomiernie w strefach, pomimo takiego samego poziomu naprężeń. Można to tłumaczyć tym, że następuje redystrybucja naprężeń pomiędzy sąsiednimi strefami, w tym przypadku Z-6 i Z-5. Warto zwrócić uwagę, 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 strefach Z-1 i Z-2 pojawiają się już pierwsze symptomy wzrostu aktywności akustycznej tych stref, co może sugerować, iż nastąpiło połączenie dużej ilości mikrozarysowań. 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.



**Rys. 5.11.** 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



**Rys. 5.12.** 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



Piąty etap obejmujący wzrost obciążenia od 667 do 996 kN (rys. 5.12) 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 5.7 i 5.8, można zauważyć, że przy sile równej 996 kN rysy rozmieszczone są na całej wysokości środka belki, a ich szerokość dochodzi już do 0,5 mm. Jak widać na rysunku 5.12, 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 ilości sygnałów AE, a w przypadku strefy Z-6 i Z-5 nie zaobserwowano wzrostu ilości procesów destrukcyjnych. Za to w strefach Z-3, Z-4 oraz Z-9, Z-10, Z-11, Z-12 następuje duży wzrost sygnałów emisji akustycznej, świadczący o rozwijających się uszkodzeniach. W strefie Z-9 pojawiają się sygnały oznaczone Nr 5 i Nr 6, sugerujące niszczenie betonu na styku zbrojenie-beton. Pojawiają się pojedyncze sygnały oznaczone Nr 7 mówiące o procesach destrukcyjnych w obrębie zbrojenia. Warto zauważyć, iż moc sygnału w strefie Z-9, Z-10, Z-11 i Z-12 jest o rząd wyższa niż w pozostałych strefach.

Jak wcześniej wspomniano czujniki AE nr 5 i 6 oraz nr 7, 8 i 9 zamocowane były w obszarze stałego momentu. W trakcie pomiaru zostały na nich zarejestrowane najsilniejsze sygnały AE, co pokazano na rysunkach 5.11 i 5.12.

W trakcie badania zauważono, że intensywność emisji akustycznej nie wzrasta proporcjonalnie do wartości obciążenia. Często obserwowano, że przy pewnym poziomie obciążenia, pomimo jego dalszego wzrostu strefa wyciszała się generując niewielkie ilości sygnałów AE. Zjawisko to zaobserwowano dla całej belki (bez podziału na strefy), jak i lokalnie (występują różnice w poszczególnych strefach). Na rysunku 5.13 przedstawiono intensywność procesów w dźwigarze bez podziału na strefy, a rysunek 5.14 ilustruje omawiane zjawisko w wybranych strefach belki przy różnych wartościach obciążenia.

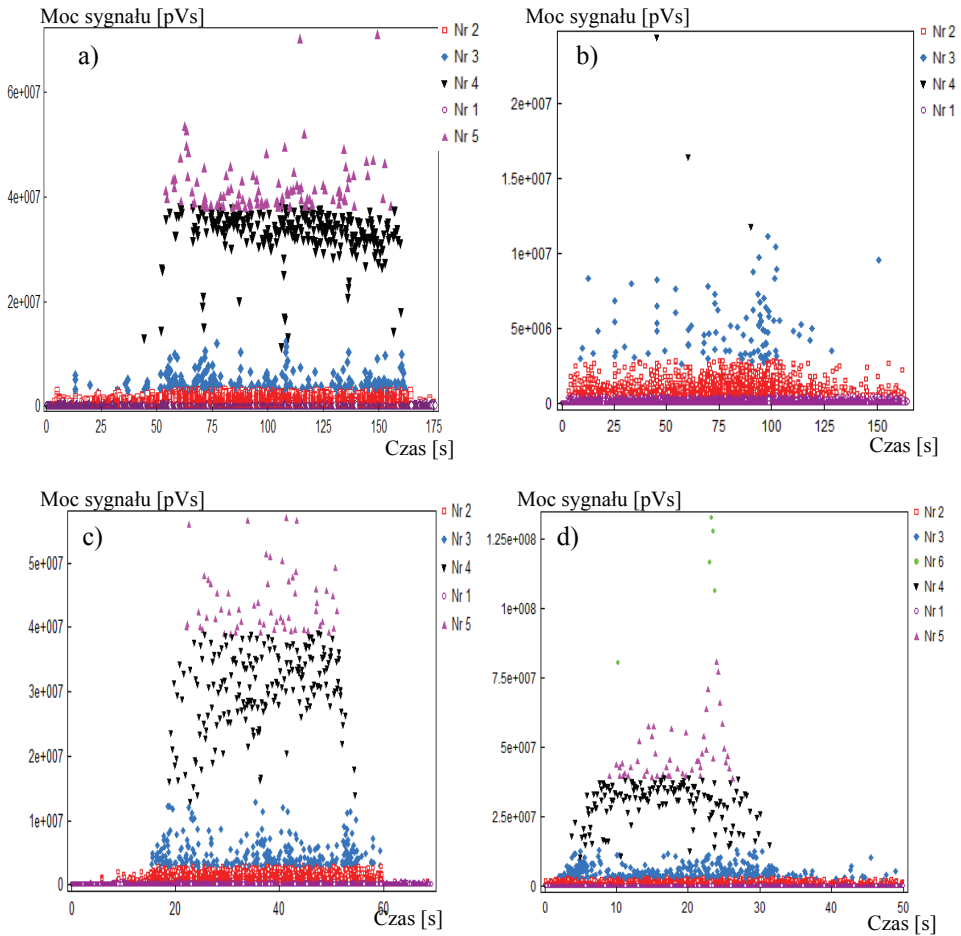
Na rysunku 5.13 widać, że przy niższym poziomie obciążenia (rys. 5.13a) następuje rozwój procesów destrukcyjnych w całej belce. W następnym etapie (rys. 5.13b) intensywność sygnałów AE maleje, co świadczy o braku wzrostu defektów w dźwigarze, pomimo wzrostu obciążenia. Należy również zwrócić uwagę, że wartości liczbowe prezentowanego parametru, pomimo wyższego poziomu naprężeń w belce są niższe i to aż 3-krotnie.

Dopiero przy następnym wzroście obciążenia (rys. 5.13c) 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. 5.13d) można zauważyć znaczny wzrost wartości mocy sygnału, jak również pojawienie się następnego procesu destrukcyjnego oznaczonego Nr 6.

Na rysunku 5.14 zaprezentowano to samo zjawisko w wybranej strefie badanej belki.

Dotychczas belkę analizowano jako całość. Obserwując tylko wybrane strefy można pokazać, w jaki sposób powstają różnice w interpretacji otrzymanych wyni-

ków oraz wskazać, jakie błędy można popełnić z braku dostatecznej znajomości procesów destrukcyjnych zachodzących w zginanej belce.



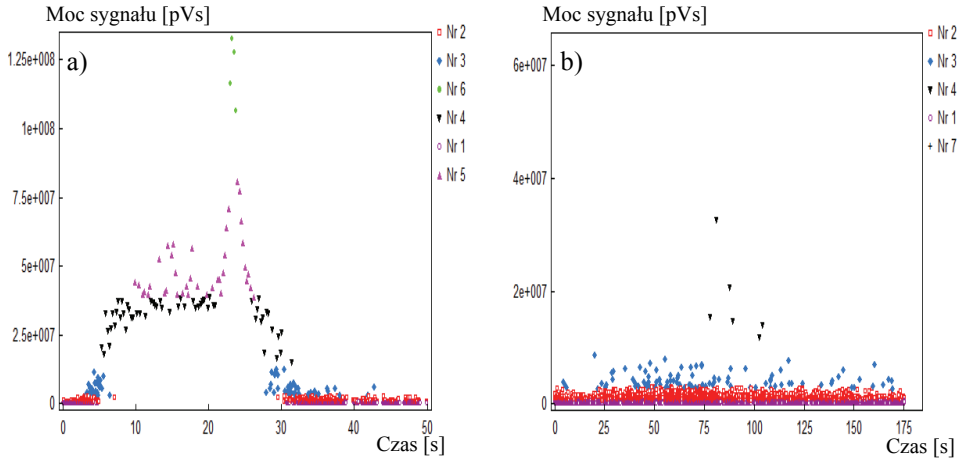
**Rys. 5.13.** Intensywność procesów destrukcyjnych bez podziału belki na strefy dla V etapu obciążania: a) obciążenie od 231,0 do 498,0 kN, b) obciążenie od 498,0 do 622,0 kN, c) obciążenie od 622,0 do 684,0 kN, d) obciążenie od 684,0 do 747,0 kN

Do analizy przyjęto strefę Z-9 (V cykl obciążenia), która odznaczała się dużą ilością zarejestrowanych sygnałów AE. Zachowanie się belki przy różnych poziomach obciążenia przedstawia rysunek 5.14. Pokazano na nim wykresy ilustrujące intensywność procesów destrukcyjnych w zależności od poziomu obciążenia. Przy wzroście obciążenia (rys. 5.14a) od poziomu 684 do 747 kN następuje gwałtowny przyrost rejestrowanych sygnałów AE, jak i wzrasta liczba wykrywanych klas sygnałów. Sugeruje to gwałtowny wzrost procesów destrukcyjnych w badanym elemencie.

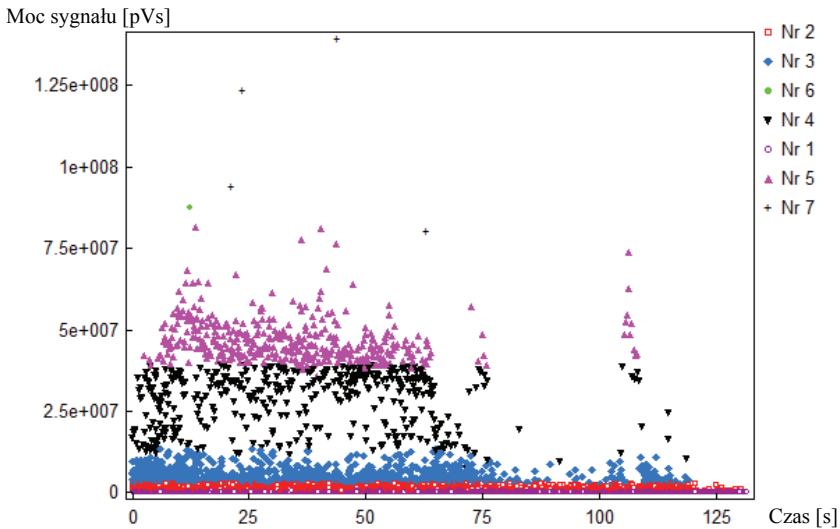
Teoretycznie przy wyższym poziomie obciążenia procesy powinny się nasilać. W tym przypadku jest odwrotnie. Po wzroście obciążenia od 809 do 872 kN (rys.

5.14b) 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 wskazany jest monitoring wszystkich stref.



**Rys. 5.14.** 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



**Rys. 5.15.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu przy obciążeniu od 1240 do 1369,5 kN

Brak doświadczenia i praktyki inżynierskiej w stosowaniu metody emisji akustycznej może prowadzić do błędnych wniosków. Przykładem tego jest zachowanie się belki w VI etapie przy **obciążeniu równym** 1369,5 kN (rys. 5.15), gdzie uznano, że utraciła ona 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 AE nie zależą od obciążenia, ale od wywołujących je procesów destrukcyjnych. Stwierdzenie to ma istotne znaczenie dla możliwości monitoringu i analizy wyników z wykorzystaniem emisji akustycznej.**

## 5.2. OCENA STANU TECHNICZNEGO BELKI STRUNOBETONOWEJ TYPU T-27 PODDANEJ CZTEROPUNKTOWEMU ZGINANIU wg METODY RPD

Opisany w punkcie 5.1 sposób klasyfikacji uszkodzeń zastosowano do oceny rozwoju uszkodzeń belki typu **T-27** podczas jej obciążania w przedziałach: 0-231,6 kN (rys. 5.7), 231,6-496,0 kN (rys. 5.8), 496,0-667,0 kN (rys. 5.9), 667,0-996,0 kN (rys. 5.10). Wynik obróbki danych pomiarowych pokazany jest w tabelach 5.2-5.5.

Analizując wyniki zawarte w tabeli 5.2 widać, że wszystkie strefy wykazują aktywność emisji, co wskazuje na występowanie małych uszkodzeń w elemencie.

**Tabela 5.2.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 0-231,6 kN

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

W tabeli 5.3 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 AE nie wykazuje jeszcze oznak początku procesu destrukcyjnego. Dla tych stref możemy przyjąć ocenę na poziomie 4. Zalecany byłby okresowy monitoring obiektu.

W tabeli 5.4 zamieszczono wyniki oceny stanu technicznego belki dla obciążenia odpowiadającego 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 5.3.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 231,6-498 kN

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

**Tabela 5.4.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 496-667 kN

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

Okolo 25% powierzchni badanego elementu jest ocenianych na 2, czyli na obszarze tym znajdują się uszkodzenia zagrażające bezpiecznej pracy belki. Widać, że obszar zajmowany przez usterki jest stosunkowo duży. Jedynie 17% powierzchni belki nie wykazuje widocznych oznak uszkodzenia.

W tabeli 5.5 znajdują się wyniki klasyfikacji uszkodzeń dla obciążenia odpowiadającemu 996 kN. Widzimy, że okolo 20% powierzchni belki ma uszkodzenia wywołane pęknięciami i wykruszeniem betonu, a następne 75% powierzchni obejmują defekty istotne dla bezpieczeństwa konstrukcji i mające bezpośredni wpływ na nośność badanego elementu. Tylko okolo 5% powierzchni belki nie wykazuje widocznych uszkodzeń. Zgodnie z przyjętymi założeniami belka jest uznana za uszkodzoną i nieprzydatną do dalszej pracy, co zostało udowodnione laboratoryjnie w trakcie badań do zniszczenia belki.

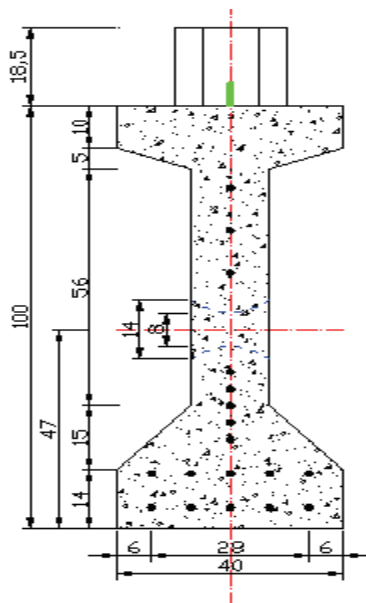
**Tabela 5.5.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki przy obciążeniu w zakresie 667-996 kN

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

### 5.3. BELKA STRUNOBETONOWA TYPU *WBS*

Wykorzystanie bazy sygnałów wzorcowych i metody RPD do oceny stanu technicznego w trakcie prób atestacyjnych belek strunobetonowych wykazuje różnice w zależności od typu badanego elementu. Przykładem może tu być omawiana wcześniej belka typu *T-27* 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 C35/45. Belka zbrojona była 16 linami  $\phi 15,5$  mm oraz zbrojeniem pasywnym wykonanym z prętów  $\phi 12$  i  $\phi 6$  mm rozmieszczonych, jak na rysunku 5.16.



**Rys. 5.16.** Przekrój belki *WBS* wraz z rozmieszczeniem splotów sprężających

Badania nośności belki wykonano przy obciążeniu dwiema symetrycznie przyłożonymi siłami, zgodnie z rysunkiem 5.17. Wielkości charakteryzujące wytrzymałość belki przedstawiają się następująco:

- obliczeniowa siła rysująca  $P_r^{obl} = 261,53$  kN,
- obliczeniowe ugięcie rysujące  $f_r^{obl} = ,72$  mm,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na beton  $P_{nb}^{obl} = 324,37$  kN,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na stal  $P_{ns}^{obl} = 568,1$  kN.

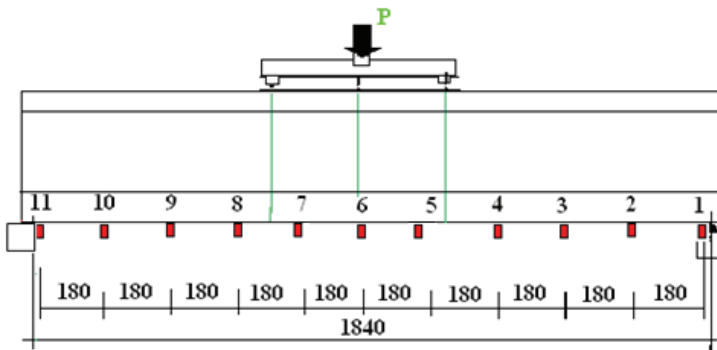
Położenie osi obojętnej w przekroju belki wynosiło  $y_d = 460$  mm.

Obciążanie belki odbywało się w sześciu etapach, zgodnie z harmonogramem zawartym w tabeli 5.6, w prasie hydraulicznej z użyciem dwóch typów siłowników o zakresie pomiarowym do 500 kN i do 1000 kN.

**Tabela 5.6.** 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 5.17.



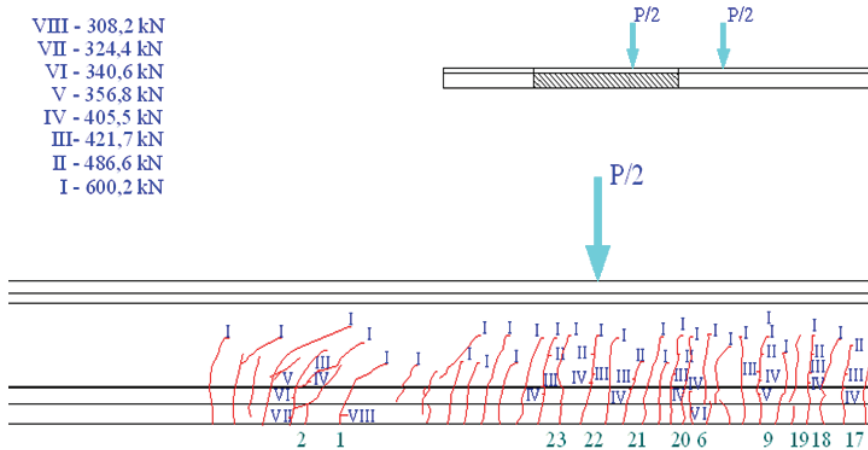
**Rys. 5.17.** Schemat obciążenia oraz rozmieszczenie czujników emisji akustycznej na belce typu WBS

W pierwszych dwóch etapach obciążania na powierzchni badanego elementu nie zaobserwowano widocznych zarysowań. Po naniesieniu poprawki uwzględniającej wyższą wytrzymałość betonu [165] w następnych czterech etapach przyjęto jako obciążenie niszcząca ze względu na beton siłę  $P_{nb}^{obl} = 324,4$  kN.

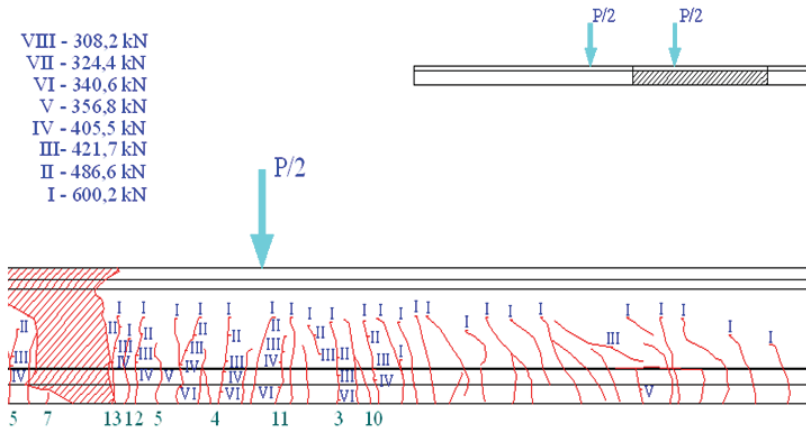
W trzecim etapie, w trakcie obciążania i odciążania, również nie zaobserwowano pojawienia się rys na powierzchni belki. Dopiero w czwartym etapie, przy sile

$P = 308,2 \text{ kN}$ , 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. W jego trakcie mierzono szerokości rys, ugięcia oraz sygnały emisji akustycznej. Rozmieszczenie rys pojawiających się na belce zaprezentowano na rysunku 5.18 i 5.19.



Rys. 5.18. Rozmieszczenie rys po lewej stronie belki typu WBS w zależności od obciążenia



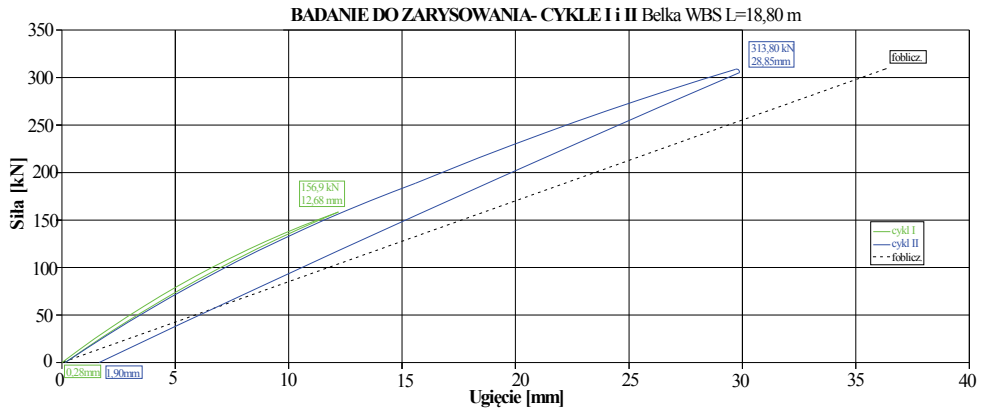
Rys. 5.19. Rozmieszczenie rys po prawej stronie belki typu WBS w zależności od obciążenia

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

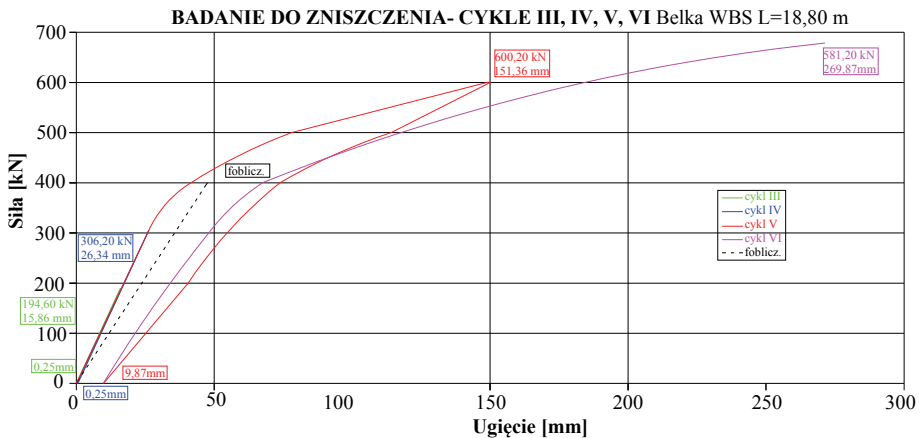


Po zmianie siłownika przystąpiono do VI etapu obciążania doprowadzając belkę do całkowitego zniszczenia. Utrata nośności elementu nastąpiła przy obciążeniu siłą  $P_n = 681,2$  kN.

Wykresy zależności siły od ugięć  $P(f)$  w środku rozpiętości belki w etapie I i II prezentuje rysunek 5.20, natomiast w etapie III, IV, V i VI – rysunek 5.21.



**Rys. 5.20.** Wykres zależności  $P(f)$  dla belki WBS



**Rys. 5.21.** Wykres zależności  $P(f)$  dla belki WBS

Widok i szczegóły ze zniszczonej belki typu WBS pokazano na rysunkach 5.22-5.24. Pierwsza z nich pokazuje rozmieszczenie rys oraz obszar wraz z pęknięciem powodującym zniszczenie belki. Znajduje się ono w strefie przyłożenia siły.

Rysunki 5.22-5.24 przedstawiają miejsce uszkodzenia w belce, jak również szczegóły w obrębie samego pęknięcia. Widać znaczne ubytki betonu oraz pogięte zbrojenie i zdeformowane druty w linach sprężających belkę.



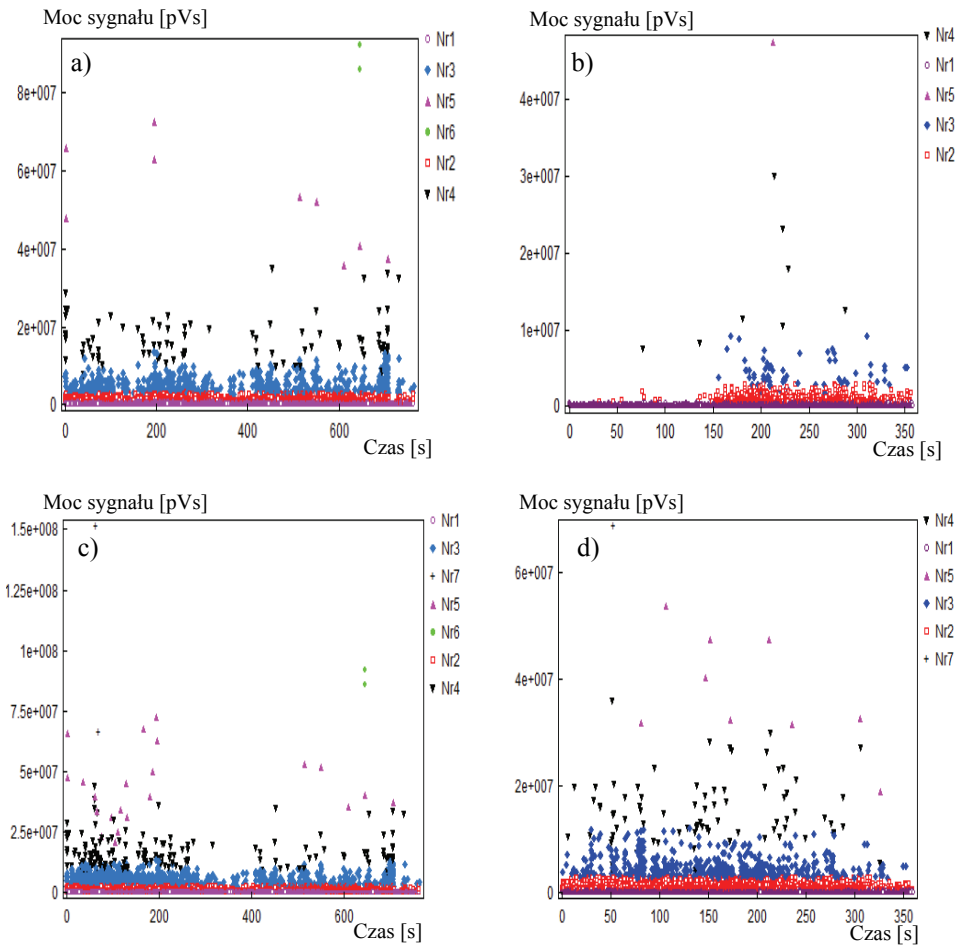
*Rys. 5.22. Widok rys oraz pęknięcia niszczonej belki WBS*



*Rys. 5.23. Widok pęknięcia niszczonej belki WBS*



*Rys. 5.24. Widok szczegółu pokazującego zniszczenie zbrojenia pasywnego oraz lin*



**Rys. 5.25.** 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 kN – etap V, d) po wzroście obciążenia od 500 do 600 kN – etap VI

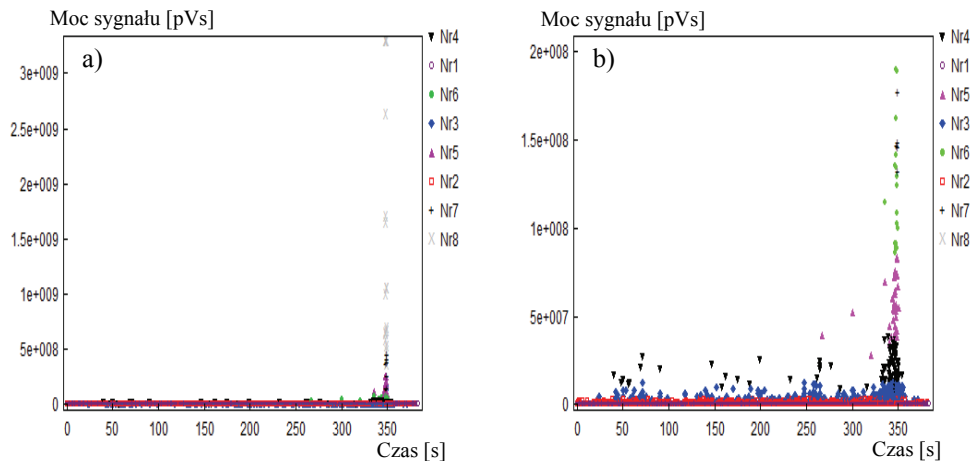
W trakcie prowadzonych badań rejestrowano sygnały emisji akustycznej. Celem tych pomiarów miało być określenie wpływu uszkodzeń na stan techniczny badanego dźwigara, jak również monitorowanie procesów destrukcyjnych w zależności od obciążenia. Sygnały AE były rejestrowane i analizowane metodą SPR we wszystkich etapach obciążania. W pierwszych czterech cyklach na belce nie zaobserwowano rys, a zarejestrowane sygnały obejmowały klasy Nr 1 i Nr 2, co zgodnie z przeprowadzonym grupowaniem odpowiada powstawaniu mikrorys w betonie. Szczególną uwagę w analizie sygnałów AE zwrócono na etap V (do 600 kN) oraz VI (do zniszczenia) obciążenia. Wyboru tych dwóch etapów dokonano, gdyż w etapie V pojawiły się wszystkie rysy w belce, a w VI uległa ona zniszczeniu. Na rysunkach 5.25 i 5.26 zaprezentowano punktowe wykresy mocy sygnałów w funkcji czasu bez podziału belki na strefy dla obciążeń w zakresie od 0 do 500 kN

w cyklach V i VI, po przyroście obciążenia od 500 do 600 kN 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 typu **T-27**. Również w tym przypadku, w etapie V, wielkości parametru mocy sygnału oraz ich liczba, 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).

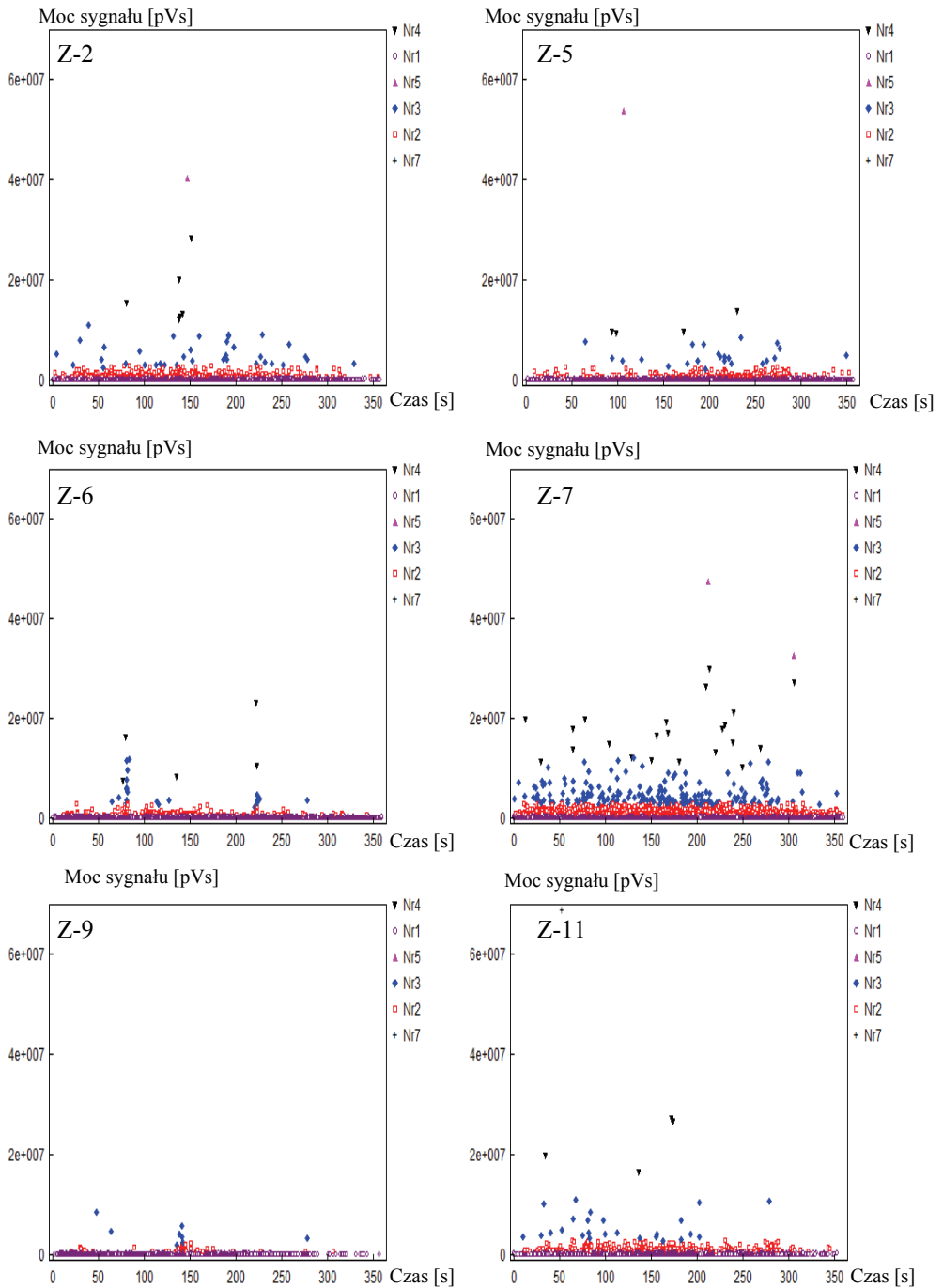
Porównując rysunki (5.25a i 5.25c) oraz (5.25b i 5.25d) można zauważyć, że w przypadku etapu V pojawia się jeden mechanizm destrukcyjny, więcej niż w etapie następnym. Warto zwrócić uwagę, że zjawisko występuje pomimo niższego obciążenia, co potwierdza tezę, że pewne klasy sygnałów generowane są w chwili inicjacji defektu, a następnie przechodzą w inne, np. związane z procesami tarcia.

Porównując wykresy w chwili zniszczenia belki typu **T-27** (rys. 5.15) i **WBS** (rys. 5.26a i 5.26b), widać, że proces destrukcyjny w drugim przypadku przebiegał w sposób gwałtowny powodując deformację zbrojenia (pojawiają się sygnały oznaczone Nr 8) oraz wykruszanie się betonu. Tego typu sygnałów nie ma na rysunku 5.15, gdyż ten element uznany został za uszkodzony w wyniku utraty swoich walorów użytkowych (przekroczenie dopuszczalnego ugięcia). Ponadto widać, że wielkość parametru mocy sygnału w chwili zniszczenia jest o rząd wyższa dla belki typu **WBS** niż w przypadku dźwigara typu **T-27**.



**Rys. 5.26.** 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

W celu przedstawienia zmian zachodzących w liczbie rejestrowanych procesów destrukcyjnych dla wybranych stref badanej belki, na rysunku 5.27 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.



**Rys. 5.27.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążania od 0 do 600,0 kN w cyklu VI – w wybranych strefach

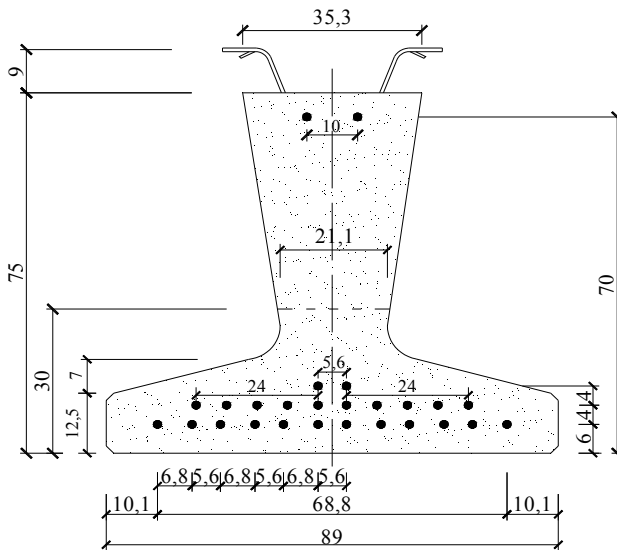
W tym etapie nie powstają nowe rysy, tylko następuje wzrost szerokości i długości już istniejących. Jak można zauważyć, procesy destrukcyjne rozwijają się już we wszystkich strefach w sposób w miarę równomierny, co świadczy o uszkodzeniu całej belki.

W strefach Z-2, Z-5, Z-7, Z-9 i Z-11 pojawiają się sygnały Nr 5 oznaczające niszczenie betonu na granicy zbrojenie-beton. Rejestrowane są pojedyncze sygnały oznaczone Nr 7 mówiące o procesach destrukcyjnych w obrębie zbrojenia, uplastycznienie bądź pojawianie się pęknięć pojedynczych drutów w splotach. Warto zwrócić uwagę, że w belce typu **T-27**, strefy uszkodzone znajdowały się w innych miejscach dźwigara, niż ma to miejsce w opisywanym przypadku.

#### 5.4. BELKA STRUNOBETONOWA TYPU **KUJAN NG**

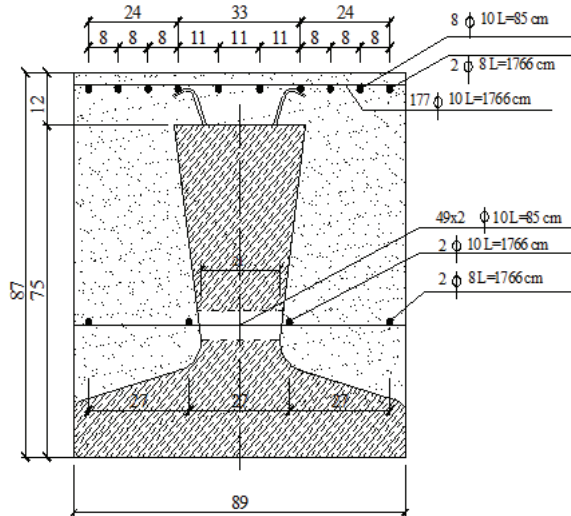
Trzecim typem belek poddanych badaniom były dźwigary typu **KUJAN NG**. Ich praca w konstrukcjach mostowych zasadniczo różni się od pracy dźwigarów typu **T-27** lub **WBS**. Wynika to z faktu, że belki typu **T-27** i **WBS** pracują najczęściej jako konstrukcje belkowo-płytowe, natomiast belki typu **KUJAN NG** tworzą tzw. pseudopłytę poprzez obetonowanie betonem wypełniającym oraz uzupełnienie zbrojeniem pasywnym.

Wykorzystanie bazy sygnałów wzorcowych i metody RPD do oceny stanu technicznego w próbach atestacyjnych belek strunobetonowych typu **Kujan NG** zostanie omówione na przykładzie belki z nadbetonem o długości  $L = 17,70$  m i wysokości  $H = 0,87$  m, wykonanej z betonu klasy C40/50. Belka zbrojona była 26 linami  $\phi 15,5$  mm oraz zbrojeniem konstrukcyjnym wykonanym z prętów  $\phi 12$  i  $\phi 6$  mm rozmieszczonych jak na rysunku 5.28.



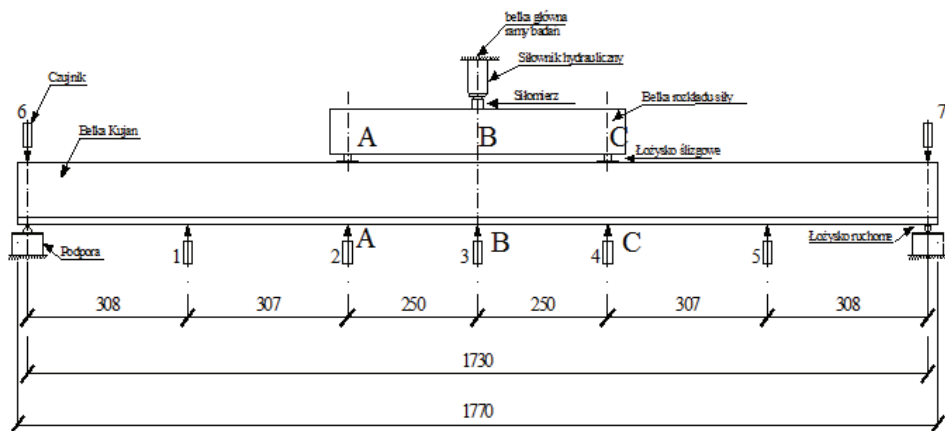
Rys. 5.28. Przekrój belki **KUJAN NG** wraz z rozmieszczeniem splotów sprężających

Dodatkowo przy wykonaniu nadbetonu zazbrojono belkę zbrojeniem pasywnym z prętów  $\phi 8$  i  $\phi 10$  mm rozmieszczonych jak na rysunku 5.29.



Rys. 5.29. Przekrój belki KUJAN NG wraz z nadbetonem i rozmieszczeniem zbrojenia pasywnego

Badania nośności belki wykonano przy obciążeniu dwiema symetrycznie przyłożonymi siłami, zgodnie z rysunkiem 5.30.



Rys. 5.30. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych oraz schemat obciążenia belki typu KUJAN NG

Wielkości charakteryzujące wytrzymałość belki z nadbetonem podane są niżej:

- obliczeniowa siła rysująca  $P_{rnb}^{obl} = 239,7$  kN,
- obliczeniowe ugięcie rysujące  $f_{rnb}^{obl} = 12,35$  mm,

- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na beton  $P_{nb}^{obl} = 1455,5 \text{ kN}$ ,
- obliczeniowa siła niszcząca ze względu na stal  $P_{ns}^{obl} = 1142,1 \text{ kN}$ .

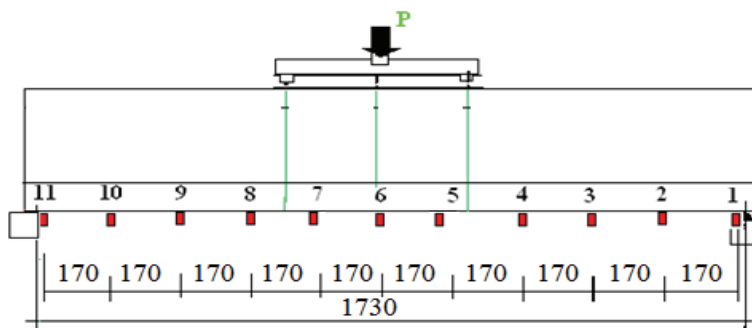
Położenie osi obojętnej w przekroju belki wynosiło  $y_d = 460 \text{ mm}$ .

Obciążanie belki odbywało się w sześciu etapach, w prasie hydraulicznej z użyciem dwóch typów siłowników o zakresie pomiarowym do 500 kN i do 1000 kN, zgodnie z harmonogramem zawartym w tabeli 5.7. Wartość siły określano siłomierzem tensometrycznym FT-5108/1600 kN o dokładności nominalnej na poziomie 1%. Pomiary przemieszczeń pionowych (rys. 5.30) prowadzono za pomocą czujników indukcyjnych o zakresie  $\pm 50 \text{ mm}$  z możliwością pomiaru 0,01 mm. Odkształcenia betonu mierzono za pomocą tensometrów oporowych RL-300/50 podłączonych do mostka tensometrycznego.

**Tabela 5.7.** Harmonogram obciążania belki Kujan NG (z nadbetonem)

Etap I			Etap II		
Cykl I	Cykl II	Cykl III	Cykl IV	Cykl V	Cykl VI
$P/P_r^{obl} = 0,6$	$P/P_r^{obl} = 1,23$	$P/P_r^{obl} = 1,23$	$P/P_{ns}^{obl} = 0,6$	$P/P_{ns}^{obl} = 0,8$	$P/P_{ns}^{obl} = 1,15$

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 5.31.



**Rys. 5.31.** Rozmieszczenie czujników emisji akustycznej na belce typu Kujan NG

Dla potwierdzenia przyjętych założeń przy wyznaczaniu charakterystyk wytrzymałościowych betonu i nadbetonu belki, na próbkach sześciennych 15x15x15 cm pobranych z zakładu prefabrykacji wykonano badania wytrzymałościowe betonu użytego do wykonania tych elementów. Wyniki badań zaprezentowano w tabelach 5.8 i 5.9.



**Tabela 5.8. Wytrzymałość betonu belki na ściskanie**

Numer próbki	Wytrzymałość		Odchylenie standardowe $s_R$	Współczynnik zmienności $v_R$	Wytrzymałość gwarantowana	
	próbki $f_c$	średnia $f_c$			wg obliczeń statystycznych $f_c^G s$	wg normy $f_c^G n$
	[MPa]	[MPa]			[MPa]	[MPa]
<b>Próbki betonu belki – po 38 dniach</b>						
KNGF/1	60,96	59,32	1,80	3,04	55,83	49,91
KNGF/2	59,60					
KNGF/3	57,40					
<b>Próbki betonu belki – po 96 dniach</b>						
KNGF/4	58,38	62,81	4,00	6,37	55,90	53,08
KNGF/5	60,75					
KNGF/6	64,47					
KNGF/7	69,78					
KNGF/8	65,35					
KNGF/9	59,16					
KNGF/10	61,81					

**Tabela 5.9. Wytrzymałość nadbetonu na ściskanie**

Numer próbki	Wytrzymałość		Odchylenie standardowe $s_R$	Współczynnik zmienności $v_R$	Wytrzymałość gwarantowana	
	próbki $f_c$	średnia $f_{cm}$			wg obliczeń statystycznych $f_c^G s$	wg normy $f_c^G n$
	[MPa]	[MPa]			[MPa]	[MPa]
<b>Nadbeton w belce – po 45 dniach</b>						
1/nb	56,89	55,51	1,48	2,67	52,64	46,91
2/nb	53,95					
3/nb	55,70					

Przeglądając wyniki badań wytrzymałościowych betonu w belce po 28 dniach, widać, że odpowiadają one klasie betonu C40/50, czyli są zgodne z projektowaną klasą, natomiast po 96 dniach miał wytrzymałość gwarantowaną większą o 6% od projektowanej, co nie wpływa w znaczący sposób na wyznaczenie siły rysującej czy niszczącej.

Do wykonania nadbetonu zastosowano według projektu beton klasy C25/35. Analizując dane zawarte w tabeli 5.9 widać, że wytrzymałość gwarantowana nadbetonu była większa od projektowanej o 34%.

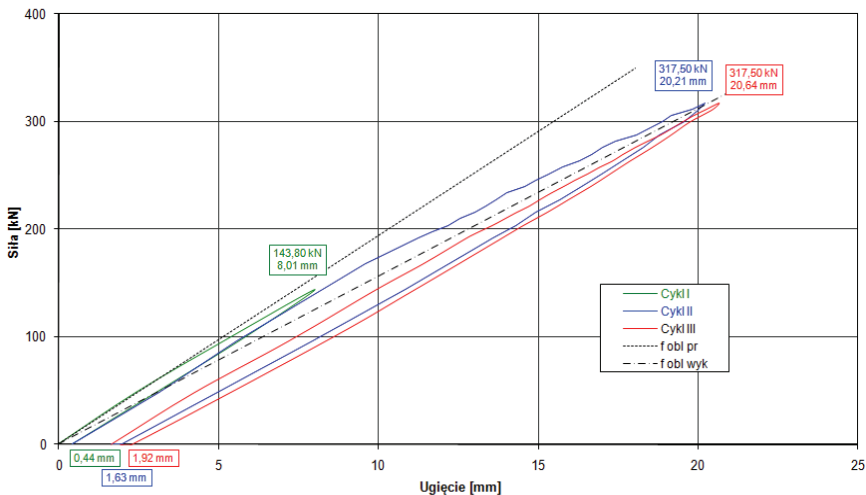
Należy zwrócić też uwagę, że wytrzymałość gwarantowana betonów obliczona metodą statystyczną w stosunku do obliczonej zgodnie z normą jest większa, co świadczy o dużej jednorodności obu betonów.

Po sprawdzeniu parametrów betonu i nadbetonu przystąpiono do badania belki w dwóch etapach. Każdy etap składał się z trzech cykli.

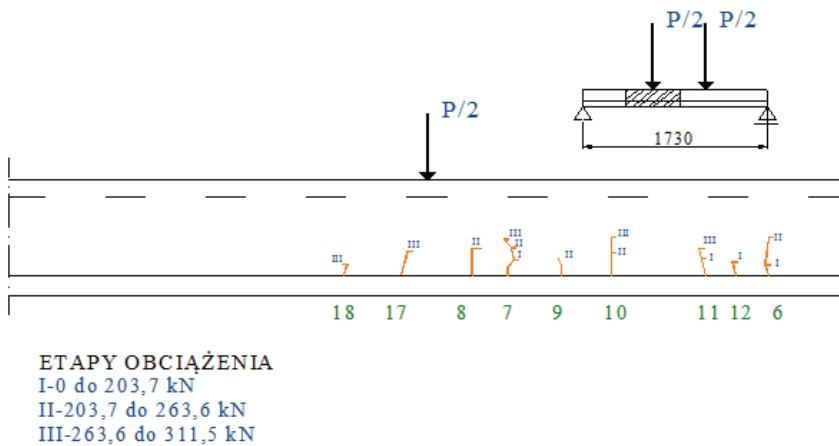
Etap I (do zarysowania) składał się z cykli I, II i III. Pierwsza rysa pojawiła się w cyklu drugim przy sile 203,70 kN (80% projektowanej siły rysującej  $P_{rnb}^{obl}$ ) w nadbetonie. Zarysowania nadbetonu, który w znacznej części położony jest poniżej osi obojętnej i nie jest sprężony, nie są miarodajne dla pracy konstrukcji sprężonej, jednakże w rzeczywistych konstrukcjach może informować o procesach destrukcyjnych zachodzących w badanym elemencie. Zarysowanie belki nastąpiło przy sile 317,50 kN, wynoszącej 1,26 obliczeniowej siły rysującej ( $P_{rnb}^{obl}$ ). Przy tej sile pojawiła się jedna rysa w dolnej półce belki, sięgająca 1/3 wysokości półki. W nadbetonie powstało 19 rys. Rozwarcie rys było mniejsze od 0,1 mm. Przy odciążeniu belki zamknięcie rysy w belce nastąpiło przy sile 191,7 kN. Rysy w nadbetonie nie zamknęły się nawet przy całkowitym odciążeniu.

W cyklu III etapu I otwarcie rysy nastąpiło przy sile 251,6 kN. Rys nie przybyło i nie zwiększyło się ich rozwarcie. Wykres zależności ugięcia od siły  $P(f)$  dla belki w środku rozpiętości w etapie I zaprezentowano na rysunku 5.32, natomiast obraz zarysowania belki w czasie badania do zarysowania przedstawiono na rysunkach 5.33 i 5.34.

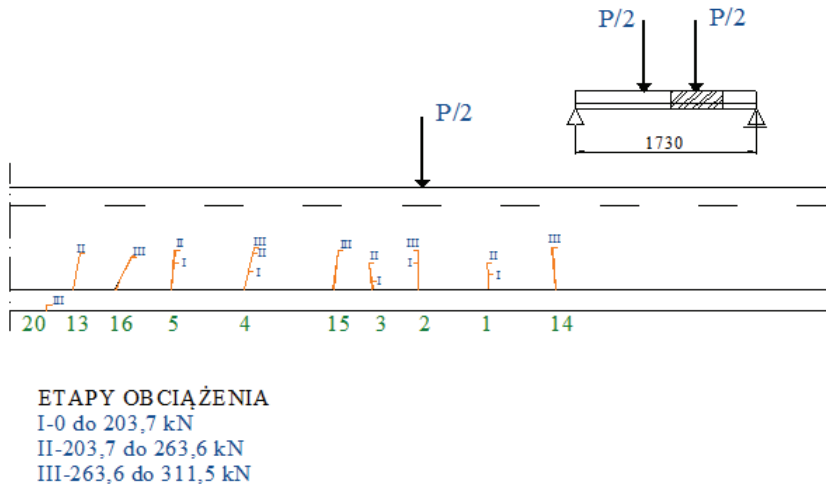
BADANIE DO ZARYSOWANIA - CYKLE I, II i III Badanie belki Kujan NG 18



Rys. 5.32. Wykres zależności  $P(f)$  dla belki KUJAN NG w środku rozpiętości w etapie I (do zarysowania)



**Rys. 5.33.** Rozmieszczenie rys po lewej stronie belki typu KUJAN NG w etapie I (do zarysowania)



**Rys. 5.34.** Rozmieszczenie rys po prawej stronie belki typu KUJAN NG w etapie I (do zarysowania)

W trzecim cyklu obciążenia (rys. 5.32) ugięcie belki w środku rozpiętości, z uwzględnieniem pozostałości trwałych z poprzednich cykli, wyniosło 20,64 mm, co stanowi 1/838 jej rozpiętości. Ugięcia trwałe w poszczególnych cyklach etapu I wyniosły: w cyklu I – 5,5%, w cyklu II – 6,0%, a w cyklu III – 1,5% ugięć maksymalnych.

Obliczeniowe ugięcia belki przy maksymalnych siłach w poszczególnych cyklach były wyższe niż te pomierzone w trakcie obciążenia i wyniosły: 8,01 mm, 19,77 mm i 19,01 mm.

Biorąc pod uwagę powyższe fakty oraz analizując rysunek 5.32 należy uznać, że sztywność belki jest większa od obliczonej dla charakterystyk wykonanego betonu.

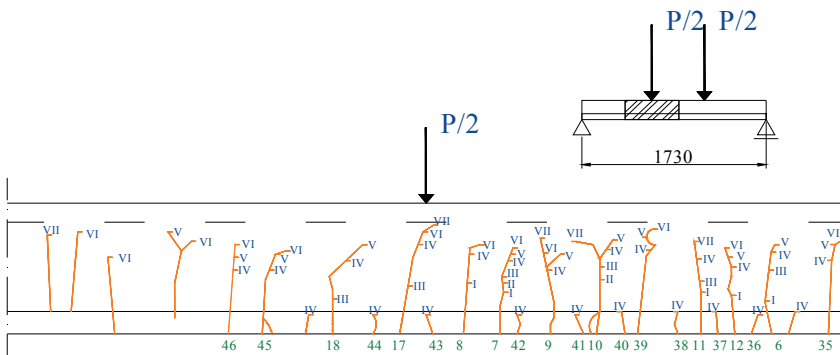
Dalsze badania prowadzono w etapie II (do zniszczenia) w trzech cyklach IV, V i VI, zgodnie z danymi zawartymi w tabeli 5.7.

W IV cyklu obciążenia w trakcie wzrostu siły od 228,4 do 258,1 kN nastąpiło otwarcie rysy, powstałej w czasie badania w etapie I (do zarysowania). Przy podnoszeniu siły od 456,8 do 571,1 kN powstało dalszych 20 rys. Rozwarcie rys w półce belki nie przekraczało 0,3 mm. Przy odciążaniu belki zamykanie rys rozpoczęło się od siły 228,4 kN.

W cyklu V obciążania otwarcie rys nastąpiło przy podnoszeniu siły od 258,1 do 317,5 kN. Przy dalszym wzroście siły obciążającej zwiększyło się zarysowanie belki, zarówno co do ilości, zasięgu, jak i rozwarcia rys. W cyklu tym rozwarcie rys osiągnęło 0,5 mm w półce belki i 1,0 mm w nadbetonie. Zamknięcie rys, tak jak w cyklu IV, rozpoczęło się od siły 228,4 kN.

W cyklu VI zarysowanie objęło 90% powierzchni belki (z wyjątkiem stref przypodporowych). Między siłami występowały rysy pionowe, a w miarę oddalania się od punktów przyłożenia siły ku podporom rysy pionowe w górnej części przechodziły w ukośne. Rozwarcie rys dochodziło do 0,7 mm w półce belki i 2,2 mm w nadbetonie. Obraz zarysowania belki w czasie badania do zniszczenia (etap II) przedstawiono na rysunkach 5.35 i 5.36.

Maksymalne ugięcie belki zmierzone w chwili zniszczenia (cykl VI), z uwzględnieniem ugięć trwałych z poprzednich cykli, wyniosło 414,65 mm, co stanowi 1/42 jej rozpiętości. Wartości ugięć i wykresy zależności ugięcia od siły  $P(f)$  przedstawia rysunek 5.37.



#### ETAPY OBCIĄŻENIA

I-0 do 203,6 kN

II-203,6 do 263,6 kN

III-263,6 do 311,5 kN

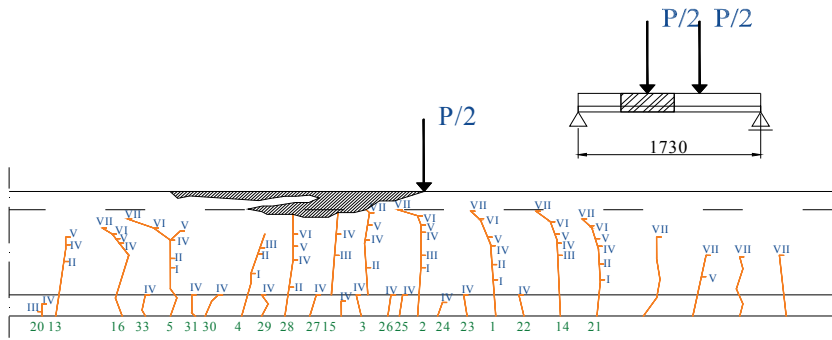
IV-311,5 do 571kN

V-571 do 685kN

VI-685 do 913kN

VII-913 do 1142kN

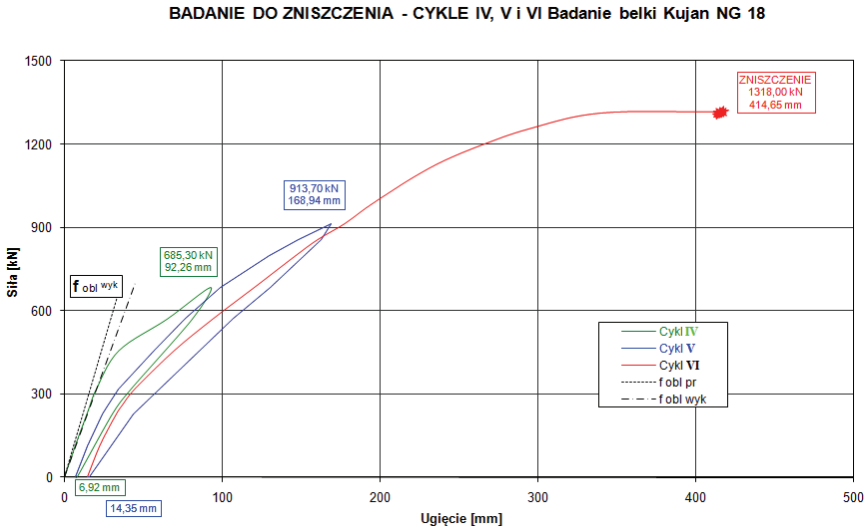
**Rys. 5.35.** Rozmieszczenie rys po lewej stronie belki typu KUJAN NG w etapie II (do zniszczenia)



### ETAPY OBCIĄŻENIA

- I-0 do 203,6 kN
- II-203,6 do 263,6 kN
- III-263,6 do 311,5 kN
- IV-311,5 do 571 kN
- V-571 do 685 kN
- VI-685 do 913 kN
- VII-913 do 1142 kN

**Rys. 5.36.** Rozmieszczenie rys po prawej stronie belki typu KUJAN NG w etapie II (do zniszczenia)



**Rys. 5.37.** Wykres zależności  $P(f)$  dla belki KUJAN NG w środku rozpiętości w etapie II (do zarysowania)

Ugięcia trwałe w poszczególnych cyklach wyniosły: w cyklu IV – 7,5% i cyklu V – 4,6% ugięć maksymalnych. Natomiast ugięcia belki pomierzone w środku rozpiętości wynoszą: w cyklu IV – 92,26 mm, w cyklu V – 162,02 mm i w cyklu VI – 400, mm, i są większe od obliczonych o: 210% w cyklu IV, 277% w cyklu V

i 474% w cyklu VI. Na podstawie pomiarów przemieszczeń pionowych belki można zauważyć znaczny spadek jej sztywności w porównaniu do sztywności obliczeniowej dla stanu sprężystego pracy belki.

Zniszczenie belki nastąpiło przy znacznym zarysowaniu, dużym ugięciu (ponad 410 mm) przy sile 1318 kN. Siła ta jest większa od obliczeniowej siły niszczącej ze względu na stal ( $P_{ns}^{obl} = 1142,1 \text{ kN}$ ) o 15%. Zniszczenie nastąpiło po wyczerpaniu nośności stali sprężającej przez zmiażdżenie betonu w górnej części nadbetonu w pobliżu jednej z sił obciążających, na skutek znacznego zmniejszenia się strefy ściskanej belki.

Widok i szczegóły zniszczonej belki typu KUJAN NG zostały zaprezentowane na rysunkach 5.38-5.40. Widać znaczne ubytki betonu oraz pogięte i zdeformowane zbrojenie.



*Rys. 5.38. Rozwarcie rys w chwili zniszczenia na półce belki i nadbetonie*



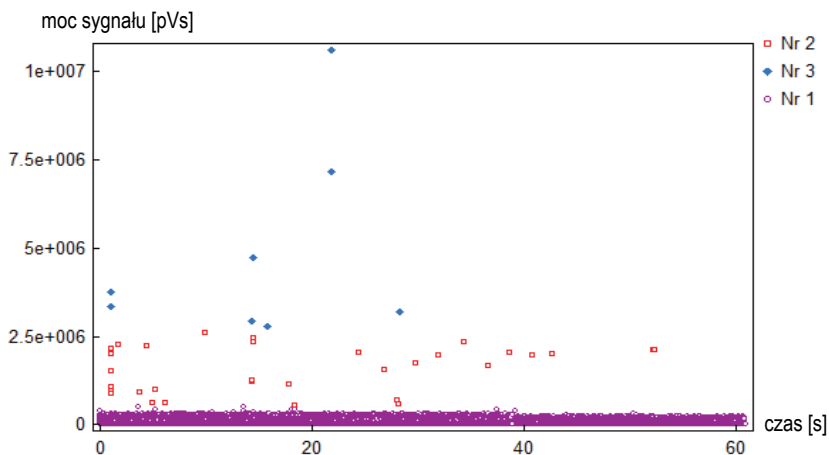
*Rys. 5.39. Zmiażdżenie betonu w strefie ściskanej belki*



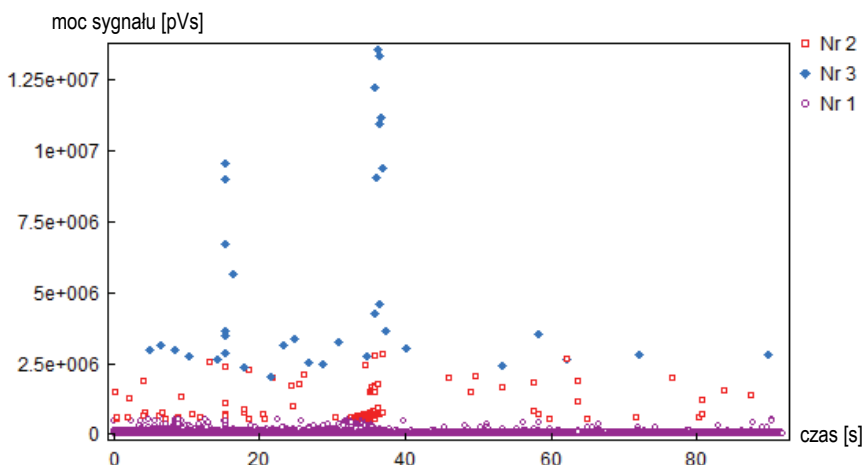
**Rys. 5.40.** Szczegół zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej belki wraz z utratą sprężystości stali zbrojącej

W trakcie prowadzonych badań, tak jak w przypadku dwóch poprzednich typów belek, 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 AE były rejestrowane i analizowane metodą SPR we wszystkich etapach obciążania.

W pierwszym cyklu obciążania na belce nie zaobserwowano rys, a zarejestrowane sygnały obejmowały klasy nr 1 i nr 2, co zgodnie z przeprowadzonym grupowaniem odpowiada powstawaniu mikrorys w betonie. Pierwsze rysy powstały w cyklu II w nadbetonie (rys. 5.41) oraz cyklu III w półce belki (rys. 5.42), co widać na rysunkach w postaci sygnałów oznaczonych Nr 3. Jeżeli zliczymy wszystkie miejsca inicjacji powstania sygnałów oznaczonych Nr 3, to zauważymy, że pokrywa się to z ilością rys pokazanych na rysunkach 5.33 i 5.34.



**Rys. 5.41.** Pojawienie się pierwszych rys w nadbetonie w etapie I (cykl II – powyżej 203,7 kN)



**Rys. 5.42.** Pojawienie się pierwszej rysy w pólce belki w etapie I (cykl III – powyżej 311,7 kN)

Szczególłą uwagę w analizie sygnałów AE zwrócono na cykl V (pojawiają się wszystkie rysy) i VI (do zniszczenia) obciążenia w etapie II.

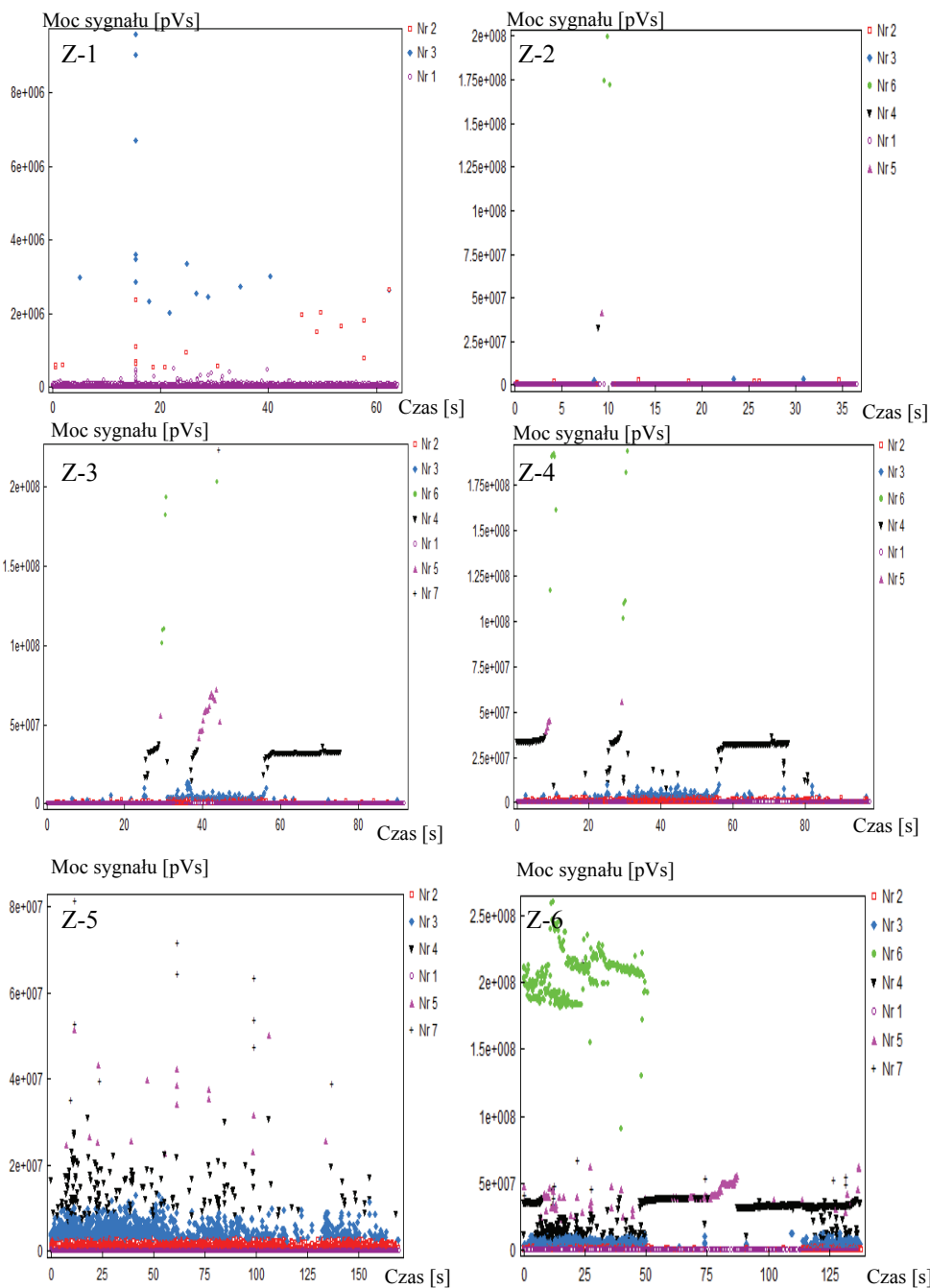
Na rysunku 5.43 zaprezentowano punktowe wykresy mocy sygnałów w funkcji czasu bez podziału belki na strefy dla obciążeń w zakresie od 0 do 203,6 kN, od 203,6 do 311,5 kN, od 311,5 do 571 kN, od 571 do 685 kN, od 685 do 913 kN oraz od 913 do 1142 kN w cyklu V. Dla porównania, na rysunku 5.44 zaprezentowano zachowanie się emisji akustycznej przy tych samych zakresach obciążeń dla cyklu VI.

Analizując przebieg procesów destrukcyjnych widać, że potwierdzają się spostrzeżenia poczynione w trakcie badania belki **T-27** i **WBS**. Również w tym przypadku, w etapie V, wielkości parametru mocy sygnału, jak i ich liczba, jest zdecydowanie większa niż przy tych samych wartościach obciążenia w etapie VI.

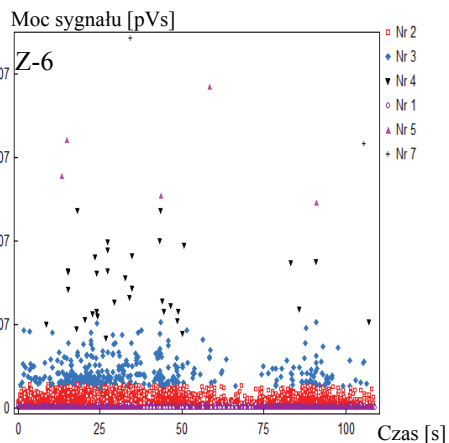
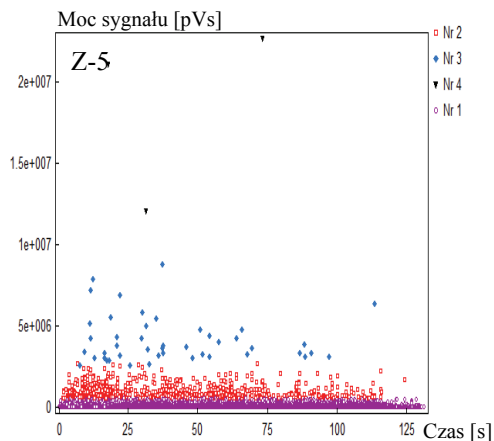
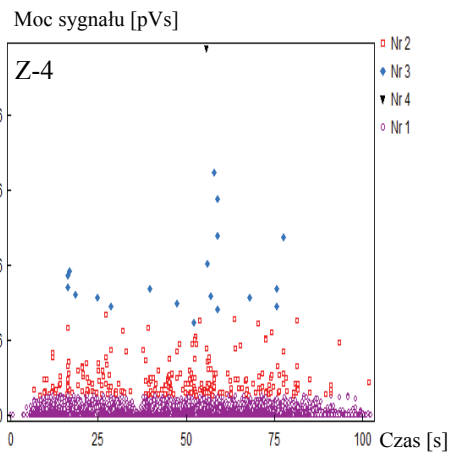
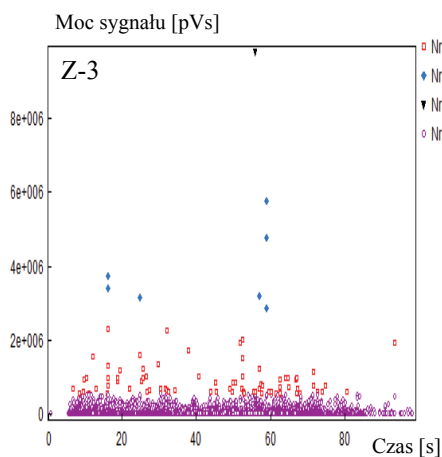
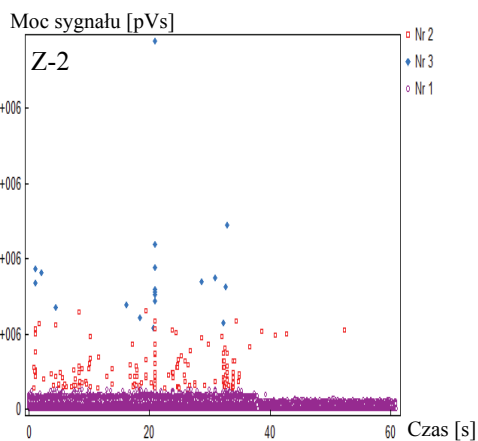
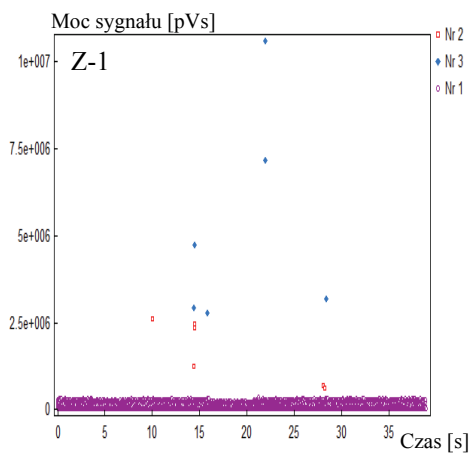
Porównując rysunki 5.43 oraz 5.44, można zauważyć, że w przypadku etapu V pojawiają się dwa mechanizmy destrukcyjne więcej niż w etapie następnym. Należy zauważyć, że zjawisko to występuje pomimo niższego obciążenia, co potwierdza tezę, że pewne klasy sygnałów generowane są w chwili inicjacji defektu, a następnie przechodzą w inne, np. związane z procesami tarcia.

Na rysunku 5.45 przedstawiono sygnały AE towarzyszące momentowi zniszczenia belki. Widać, że w tym przypadku występują wszystkie klasy przypisane poszczególnym defektom. Klasa opisana jako Nr 8 wystąpiła tak samo jak w przypadku belki WBS, gdyż zniszczeniu uległy struny sprężające element.

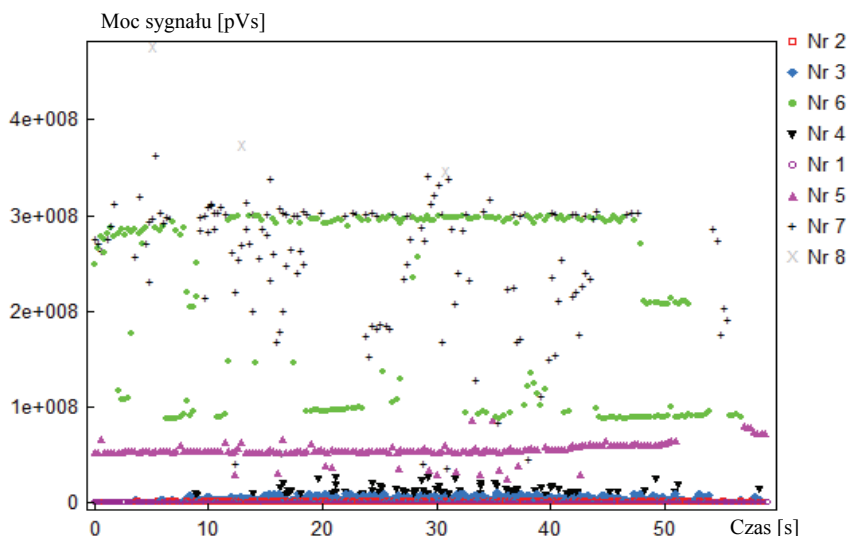




**Rys. 5.43.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia: Z-1 (0-203,6 kN), Z-2 (203,6-311,5 kN), Z-3 (311,5-571 kN), Z-4 (571-685 kN), Z-5 (685-913 kN) oraz Z-6 (913-1142 kN) w cyklu V w wybranych strefach



**Rys. 5.44.** Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążenia: Z-1  $\acute{z}$ (0-203,6 kN), Z-2 (203,6-311,5 kN), Z-3 (311,5-571 kN), Z-4 (571-685 kN), Z-5 (685-913 kN) oraz Z-6 (913-1142 kN) w cyklu VI w wybranych strefach



**Rys. 5.45.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji czasu, zarejestrowany w trakcie zniszczenia belki przy sile 1342 kN

Z przedstawionych badań dla trzech typów belek wynika, że:

1. Sygnały opisane klasą Nr 1 są generowane w elementach strunobetonowych w sposób ciągły.
2. Uszkodzenia opisane poprzez klasy oznaczone jako Nr 1 i Nr 2 nie stanowią bezpośredniego zagrożenia dla stanu technicznego konstrukcji.
3. Teoretyczne wartości sił przekrojowych na odcinku stałego momentu dla belki są identyczne, a uszkodzenia nimi wywołane mają całkowicie inny charakter w strefach symetrycznych.
4. Intensywność emisji akustycznej nie wzrasta proporcjonalnie do wartości obciążenia.
5. Przy pewnym poziomie obciążenia (pomimo jego dalszego wzrostu) strefa pomiarowa wycisza się, generując niewielkie ilości sygnałów AE.
6. Wnioskowanie o stanie technicznym konstrukcji tylko na podstawie losowo wybranych stref może prowadzić do błędnych wyników przy ocenie stanu technicznego badanego obiektu.
7. Sygnały AE nie zależą od obciążenia a od procesów destrukcyjnych je wywołujących.

Ponadto, porównując wykresy w chwili zniszczenia belki **T-27** (rys. 5.15), **WBS** (rys. 5.26a i 5.26b) oraz **KUJAN NG** (rys. 5.45) widać, że procesy destrukcyjne w trzecim przypadku przebiegały w sposób gwałtowny, powodując deformację zbrojenia (pojawiają się sygnały oznaczone Nr 8) oraz wykruszanie się betonu. Podobny sposób niszczenia możemy zauważyć dla belki typu WBS. Jednakże zniszczenie w przypadku belki typu WBS przebiegło w sposób nagły (rys. 5.26), a w belce

typu *KUJAN NG* przebiega równie gwałtownie, ale jest rozłożone w czasie. Z tego punktu widzenia jest to zjawisko pozytywne i pożądane. W przypadku belki typu *T-27* ze względu na inny mechanizm zniszczenia nie zauważono sygnałów Nr 8, gdyż w tym elemencie nie nastąpiło zerwanie cięgien sprężających. Ponadto widać, że wartość parametru mocy sygnału w chwili zniszczenia jest o rząd wyższa dla belki *KUJAN NG* i *WBS* niż w przypadku dźwigara typu *T-27*.

**Na podstawie przeprowadzonych badań weryfikacyjnych na trzech różnych typach belek strunobetonowych należy stwierdzić, że stworzona baza sygnałów wzorcowych, a na niej metoda RPD, pozwala na lokalizację oraz identyfikację i monitoring procesów destrukcyjnych mających wpływ na stan techniczny badanych dźwigarów.**

## **6. PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ METODY ROZPOZNAWANIA PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH (RPD)**

### **6.1. OCENA STANU TECHNICZNEGO DWUPRZĘSŁOWEGO MOSTU PODCZAS PRZEJAZDÓW PONADNORMATYWNYCH ZE WZGLĘDU NA MASĘ**

Opracowując procedurę RPD, w trakcie prowadzonych prac badawczych w latach 2000-2011 przebadano około 80 obiektów mostowych. W pierwszych badaniach korzystano z kryteriów oceny opracowanych przez Fowlera [13] bądź Ohtsu [142]. W miarę rozwoju warsztatu badawczego i upewnieniu się, że stosowane dotychczas kryteria nie w pełni pozwalają ocenić stan techniczny obiektów mostowych, zespół pracowników Politechniki Świętokrzyskiej w diagnostyce zaczął stosować procedury badawcze stworzone w laboratorium Katedry Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Betonowych PŚk pod kierunkiem autora.

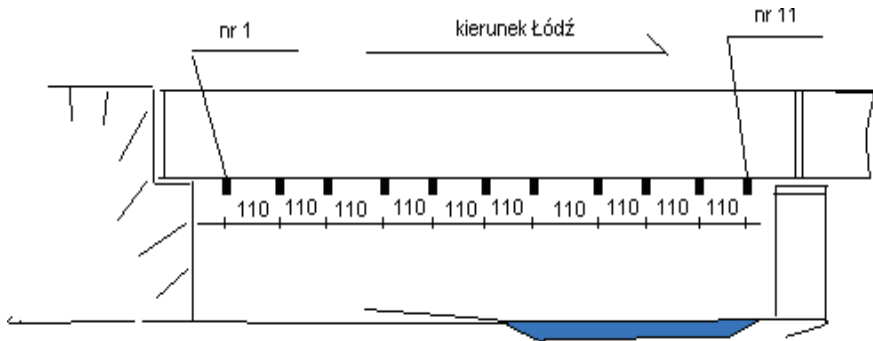
Tak jak przedstawiono to w poprzednich rozdziałach, analiza wykorzystuje głównie bazę sygnałów wzorcowych oraz analizę obrazu (SPR). Dla zilustrowania możliwości wykorzystania opracowanych procedur w badaniu obiektów mostowych zaprezentowano wyniki pomiaru wykonanego na dwuprzęsłowym moście o rozpiętości przęsła 25,65 m i szerokości 9,96 m, uciążlonym płytą na szerokości jezdni. Konstrukcja pomostu została zrealizowana z belek typu „KUJAN”. Korpusy przyczółków wykonano z ciosów kamiennych, natomiast filar, oczep, ławy podłożyskowe i skrzydełka są żelbetowe. Łożyska ślizgowe wykonano z 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. Wytrzymałość betonu w belkach na podstawie badań nieniszczących określono jako klasę C25/35, natomiast beton w podporach ma klasę C12/15.

Na podstawie wyników z analizy chemicznej stwierdzono, że powierzchnia betonu utraciła swoje właściwości ochronne względem 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 6.1.

Badaniom emisji akustycznej poddano cztery strefy pomostu (po dwie belki w każdym przęsle). 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 AE 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 wzor-

cowe. Źródłem tych sygnałów był łamany grafit o średnicy 0,5 mm firmy *Pentel*. Stwierdzono, iż każdy z czujników zarejestrował sygnały AE. Amplituda tych sygnałów wynosiła 98 dB.



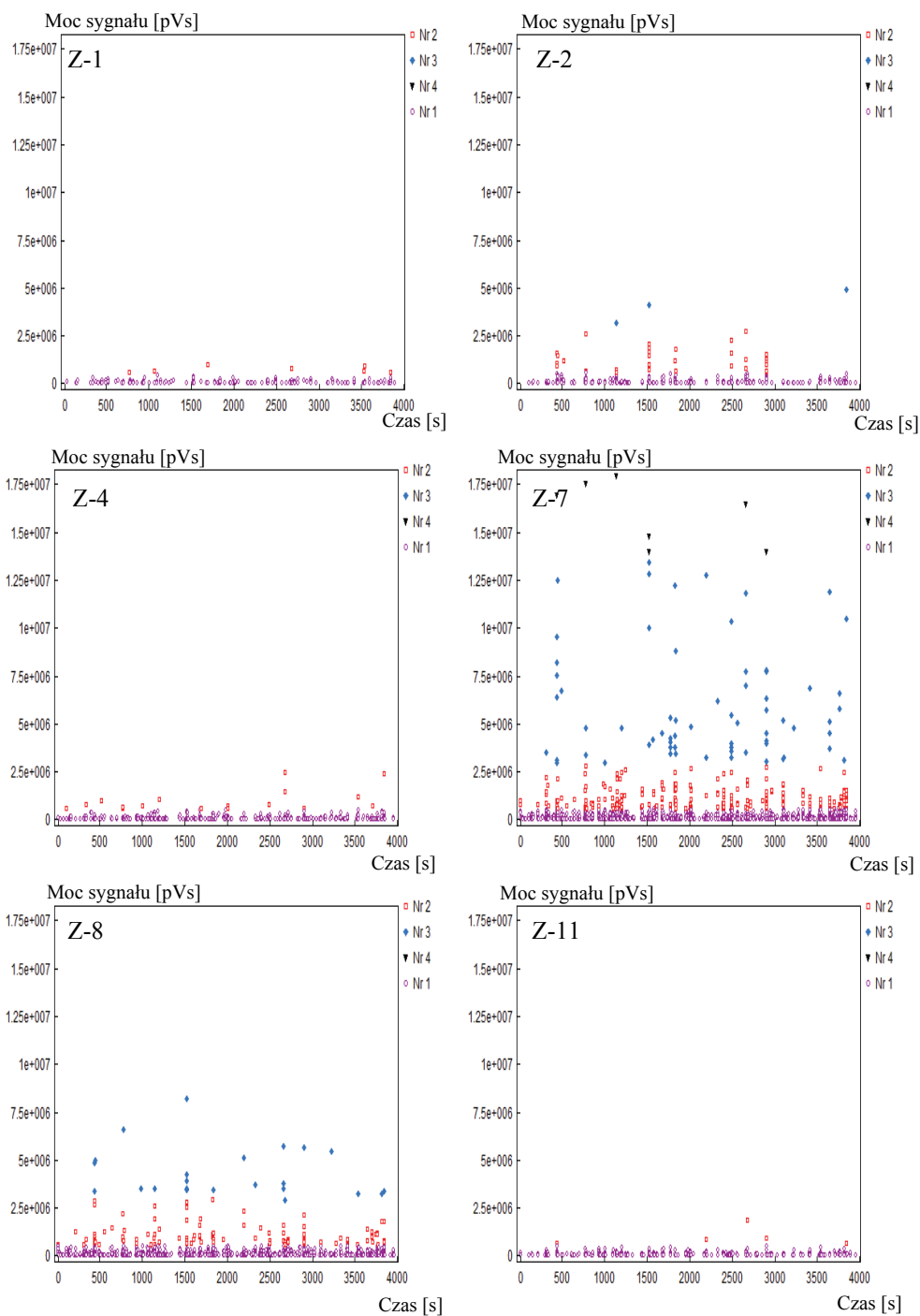
**Rys. 6.1.** Rozmieszczenie czujników AE na badanych belkach

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 rysunkach 6.2 i 6.3.

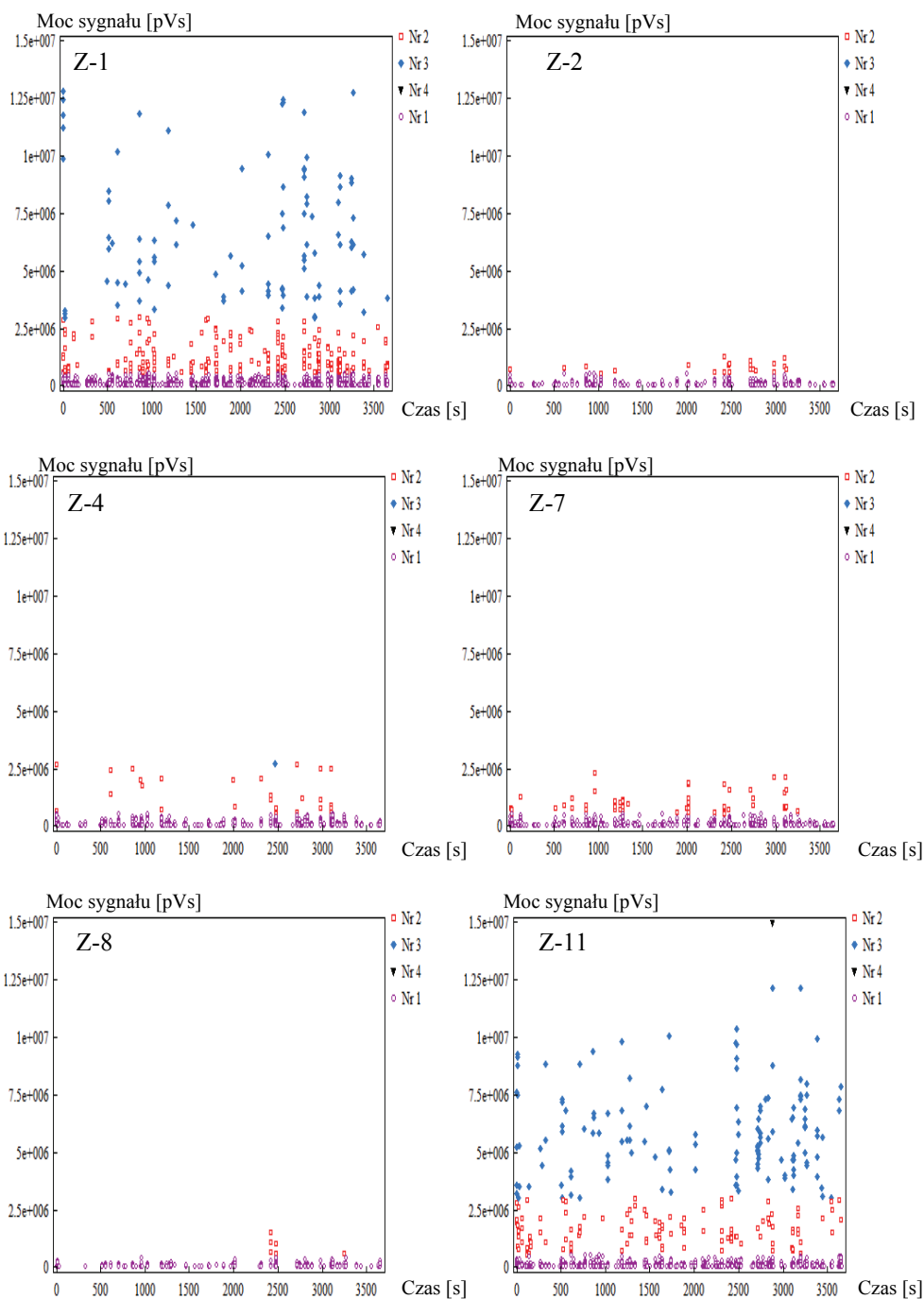
Przykłady oceny stanu technicznego badanego mostu na podstawie wyników z pomiarów (rys. 6.2 i 6.3) zawarto w tabelach 6.1 i 6.2.

Na podstawie przeprowadzonej analizy danych zawartych w tabeli 6.1 należy stwierdzić, że strefa obejmująca płytę pomostu pod chodnikiem oraz jezdnią zawiera uszkodzenia na powierzchni obejmującej 45% strefy, które wpływają na bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji. Strefy te zlokalizowane 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 ponad 50% powierzchni znajdują się liczne uszkodzenia niemające bezpośredniego wpływu na dalsze użytkowanie obiektu w tej chwili. Pozostała część zawiera nieliczne uszkodzenia niewpływające na nośność konstrukcji, ale mające wpływ na jej trwałość.

Na podstawie przeprowadzonej analizy tabeli 6.2 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 – niewpływające na nośność konstrukcji, dlatego otrzymuje ocenę 3,5.



**Rys. 6.2.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu dla belki IV przęśla 1 (od strony dolnej wody) w wybranych strefach



**Rys. 6.3.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu dla belki IV przęsła 2 (od strony dolnej wody) w wybranych strefach



**Tabela 6.1.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki IV przęsła 1 (od strony dolnej wody)

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

**Tabela 6.2.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny belki IV przęsła 2 (od strony dolnej wody)

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

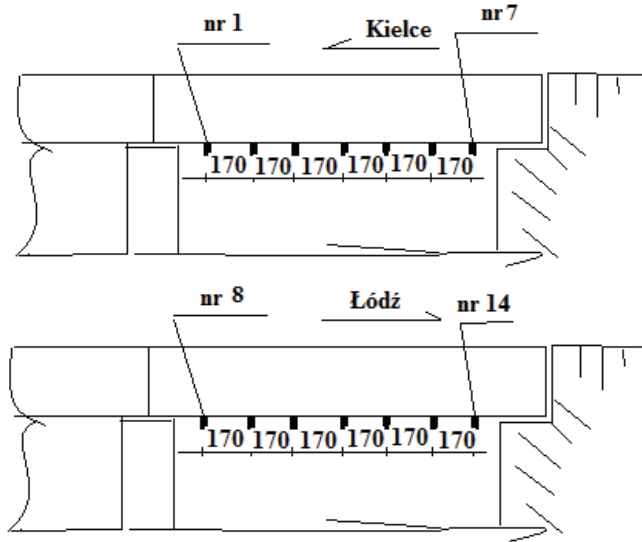
Ze względu na strategiczne położenie tego obiektu wszystkie przejazdy pojazdów ponadnormatywnych ze względu na masę odbywają się po tym moście. Dlatego też Zarządca obiektu nakazał przewoźnikom monitorowanie stanu technicznego obiektu metodą emisji akustycznej. Jak ważny jest to obiekt, świadczy fakt, iż dziennie przejeżdżają po nim średnio trzy przejazdy ponadnormatywne w kierunku zachód – wschód Polski. Poniżej zostaną zaprezentowane wyniki monitoringu tego mostu przy trzech przejazdach ponadnormatywnych ze względu na masę.

W tym przypadku badaniom poddano dwie belki w najbardziej wyężonych obszarach płyty. Rozmieszczenie czujników zostało zaprezentowane na rysunku 6.4.

W każdym z trzech omawianych poniżej przejazdów przed przystąpieniem do pomiaru sprawdzono poprawność działania aparatury. W tym celu, w sąsiedztwie każdego z czujników wywołano sygnały ze źródła wzorcowego Nilsena-Hsu [118-119]. Stwierdzono, iż każdy z czujników zarejestrował sygnały AE, a ich amplituda wynosiła około 97 dB. Różnice pomiędzy amplitudami sygnałów wzorcowych zarejestrowanymi przez poszczególne czujniki a wartością średniej dla wszystkich czujników mieściły się w granicach +/-3dB, co jest zgodne z wymogami procedury

RPD. Zastosowano wielokanałowy procesor AE MISTRAS 2001. Wartość progową dla rejestrowanych sygnałów ustawiono na poziomie 40 dB.

Podczas pomiaru rejestrowano 12 parametrów każdego sygnału akustycznego oraz wykorzystano do analizy bazę sygnałów wzorcowych i system oceny RPD.



Rys. 6.4. Rozmieszczenie czujników AE podczas przejazdów ponadnormatywnych ze względu na masę

❖ **Przejazd czterech pojazdów ponadnormatywnych o nacisku na oś od 6,0 do 8,50 T (grudzień 2008 r.)**

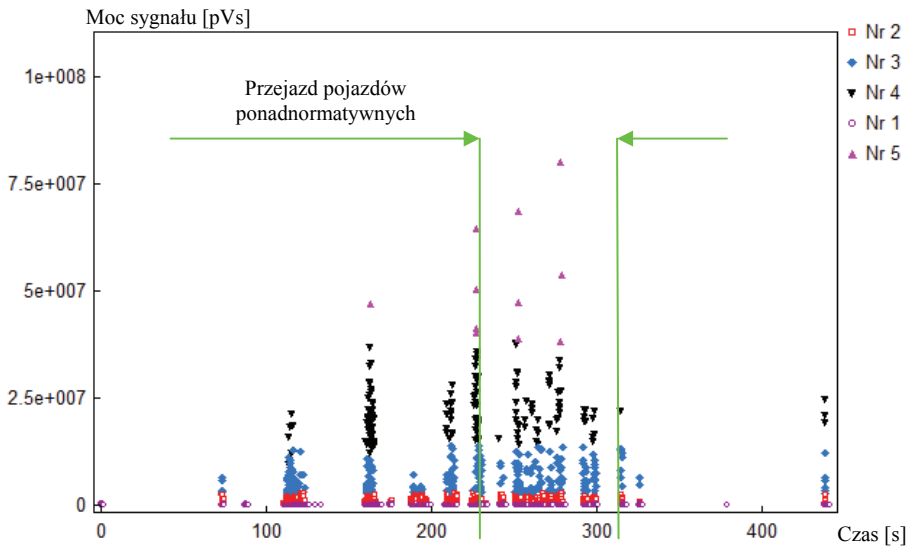
Celem badania była weryfikacja, monitoring i ocena stanu technicznego betonowych elementów sprężonych mostu na rzece Sufraganiec w ciągu drogi krajowej nr 74 na ulicy Łódzkiej w Kielcach przy przejeździe czterech zestawów, w których naciski na oś wynosiły od 6,0 do 8,5 T. W trakcie przejazdu zarejestrowano zarówno sygnały generowane przez normalny ruch, jak i przez przejazdy omawianego transportu. Na rysunku 6.5 zaprezentowano punktowy wykres parametru mocy sygnału w funkcji czasu bez podziału na strefy.

Analizując rysunek 6.5 można zauważyć, że intensywność i moc sygnałów AE zarejestrowanych w trakcie normalnego ruchu jest taka sama lub niższa, niż przy przejeździe pojazdu ponadnormatywnego. Wynika to ze złego stanu technicznego mostu.

Stan konstrukcji mostu w chwili przejazdu wynikał z daleko posuniętych procesów korozji betonu i stali zbrojeniowej oraz zniszczenia urządzeń dylatacyjnych na podporach.

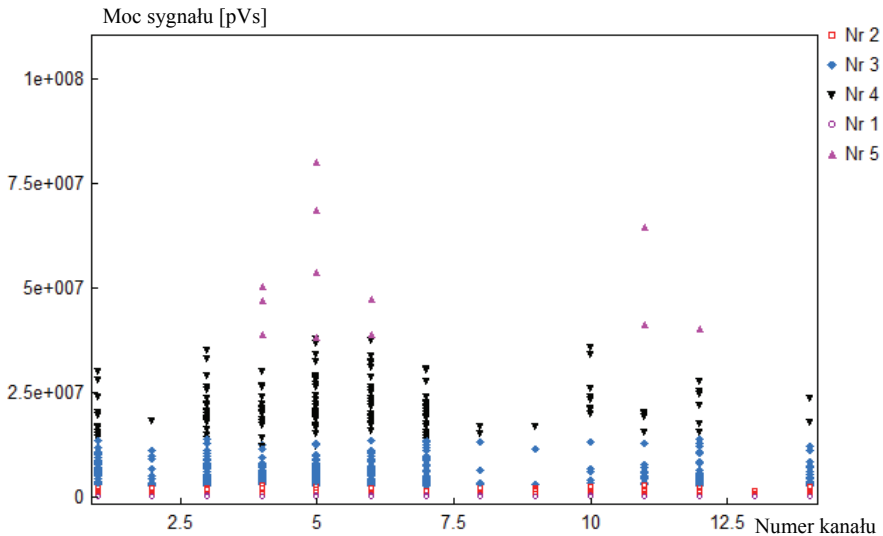
Bezpośrednią przyczyną takiego stanu było:

- zasypanie szczelin dylatacyjnych,
- brak lub uszkodzenie izolacji pod nawierzchnią,
- prędkość, liczba i masa samochodów przejeżdżających po obiekcie.



**Rys. 6.5.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu w trakcie przejazdu czterech pojazdów o nacisku na oś od 6,0 do 8,5 T

Procesy destrukcyjne są czynne i wywołują coraz szybszą degradację obiektu, co można zauważyć analizując rozwój defektów w poszczególnych strefach na rysunku 6.6.



**Rys. 6.6.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w trakcie realizacji badań

Wykorzystując rysunek 6.6 sporządzono tabelę 6.3 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.3.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Analizując i porównując wyniki monitoringu mostu (rys. 6.5 i 6.6 oraz tabela 6.3) w trakcie normalnej eksploatacji oraz w trakcie przejazdu pojazdów ponadnormatywnych nie stwierdzono pojawienia się nowych uszkodzeń na obiekcie, ale odnotowano wzrost intensywności rozwoju już istniejących uszkodzeń. Po przejeździe proces ten ustabilizował się, co świadczy o braku niekorzystnych zjawisk spowodowanych przez monitorowany przejazd.

**Obiekt należy monitorować przy dalszych przejazdach pojazdów ponadnormatywnych ze względu na jego zły stan techniczny, oraz zalecić, aby maksymalny nacisk na oś nie przekraczał ~ 6 T.**

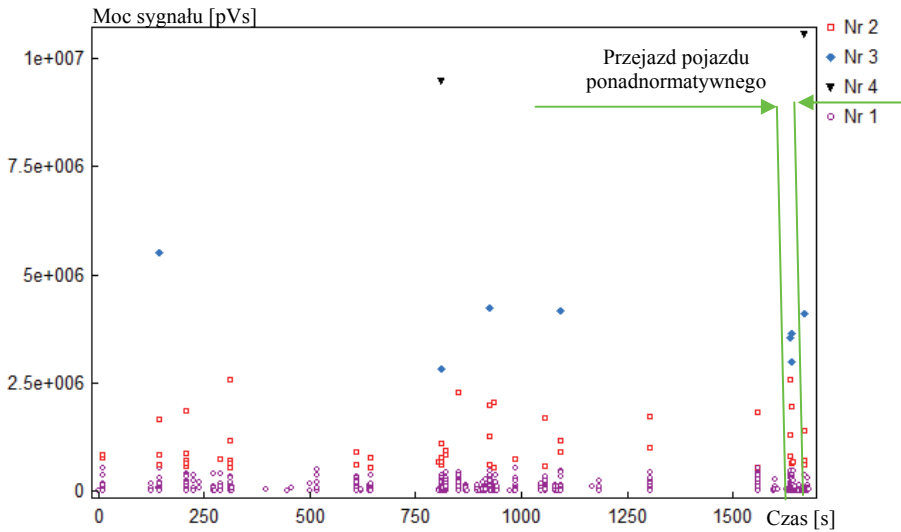
❖ **Przejazd pojedynczego pojazdu ponadnormatywnego o nacisku na oś 9,50 T (grudzień 2009 r.)**

W ciągu roku wykonano prace remontowe na obiekcie, zabezpieczające most przed dalszym pogarszaniem się jego stanu technicznego. W trakcie przejazdu zarejestrowano zarówno sygnały generowane przez normalny ruch, jak i przez przejazd omawianego transportu. Na rysunku 6.7 zaprezentowano punktowy wykres parametru mocy sygnału w funkcji czasu bez podziału na strefy.

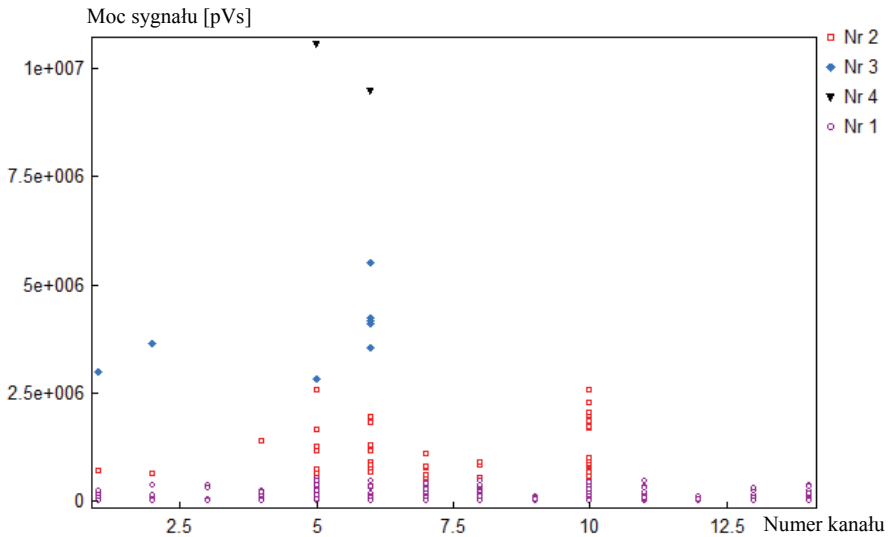
Analizując rysunek 6.7 można zauważyć, że intensywność i moc sygnałów AE zarejestrowanych w trakcie normalnego ruchu jest taka sama, a niekiedy wyższa, niż przy przejeździe pojazdu ponadnormatywnego. Dlatego też ta metoda jest bardzo pomocna przy ocenie stopnia degradacji obiektu w trakcie przejazdu ponadnormatywnego ze względu na masę.

Obserwując rozwój uszkodzeń w poszczególnych strefach (rys. 6.8), należy zauważyć, że najintensywniejsze procesy destrukcyjne zachodzą w strefie przypodporowej na filarze mostu. Związane jest to z brakiem możliwości przesuwu oraz dużymi reakcjami przenoszonymi z przeseł na filar i łożyska. Uszkodzenie belek w miejscu na filarze zaprezentowano na rysunku 6.9.

Wykorzystując rysunek 6.8 sporządzono tabelę 6.4 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.



**Rys. 6.7.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu w trakcie przejazdu pojazdu o nacisku na oś 9,5 T



**Rys. 6.8.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w trakcie realizacji badań



Rys. 6.9. Widoczne uszkodzenia belek na styku przy oparciu na filarze

Tabela 6.4. Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

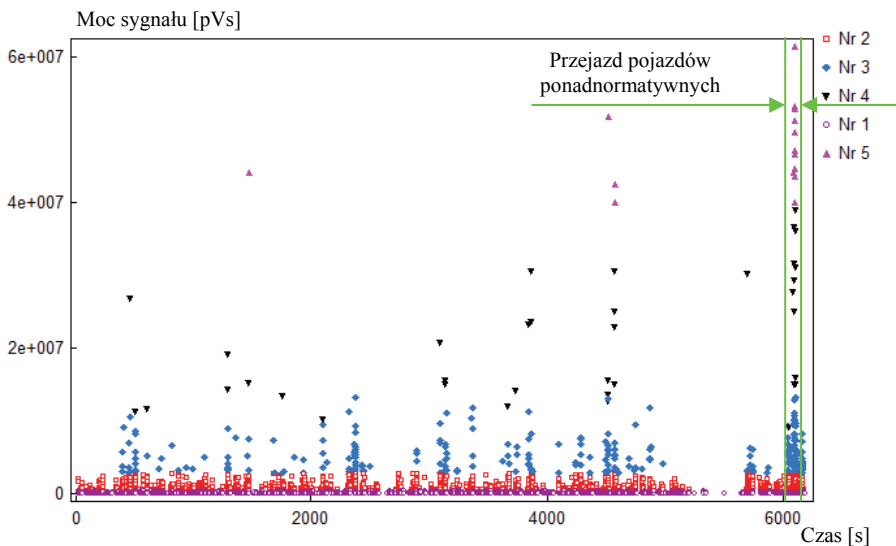
Analizując rysunek 6.7 oraz tabele 6.1-6.4, można stwierdzić, że przejazd ponadnormatywny nie spowodował powstania nowych uszkodzeń ani nie aktywował już istniejących. Porównując liczbę i jakość sygnałów zarejestrowanych w chwili przejazdu ( $t = 1630$  s) widać, że nie odbiegają od tła sygnałów zarejestrowanych podczas normalnego ruchu ( $t = 0 \dots 1629$  s), a nawet mają niższe wartości parametrów ( $t = 1635$  s).

❖ **Przejazd czterech pojazdów ponadnormatywnych o nacisku na oś od 8,5 do 10,0 T (grudzień 2010 r.)**

Przejazd zrealizowano w grudniu 2010 r. przy temperaturze otoczenia  $-15^{\circ}\text{C}$ , co dodatkowo komplikowało wykonanie pomiaru ze względu na zamarzającą wodę wewnątrz konstrukcji. Pomiar ten miał dać odpowiedź, jak niezależna jest baza sygnałów wzorcowych od niezamierzonych dodatkowych procesów destrukcyjnych. Kolumna pojazdów ponadnormatywnych składała się z czterech zestawów o naciskach na oś: 9,0 T, 9,5 T, 10 T i 8,5 T. Wysokość przewożonych elementów wynosi-

ła od 5,50 m do 7,20 m. Przejazd przez most odbywał się przy prędkości 10 km/h i tylko jednym zestawem. Spośród stosowanych metod lokalizacji źródeł AE wybrano metodę strefową. Oznacza to, iż sygnał AE rejestrowany jest tylko przez jeden czujnik, który znajduje się najbliżej źródła sygnałów akustycznych. Czujniki akustyczne w liczbie 14 rozmieszczono na pasie dolnym (rozciągającym) dwóch belek w odstępach równych 170 centymetrów. Takie odstępki zapewniały tłumienie sygnału na drodze: źródło AE-czujnik, mniejsze od 10 dB, zgodnie z wymogami procedury RPD. Zastosowano czujniki rezonansowe o płaskiej charakterystyce częstotliwości w zakresie 30-80 kHz. Rozmieszczenie czujników pokazano na rysunku 6.4.

W trakcie przejazdu zarejestrowano zarówno sygnały generowane przez normalny ruch, jak i przez przejazd omawianego transportu. Na rysunku 6.10 zaprezentowano punktowy wykres parametru mocy sygnału w funkcji czasu bez podziału na strefy, z zaznaczeniem momentu przejazdu zestawów ponadnormatywnych.



**Rys. 6.10.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu w trakcie przejazdu pojazdów o nacięciu na oś 9,0 T, 9,5 T, 10 T i 8,5 T

Na rysunku 6.11 zaprezentowano fragment wykresu punktowego mocy sygnału w funkcji czasu w chwili przejazdu zestawów ponadnormatywnych.

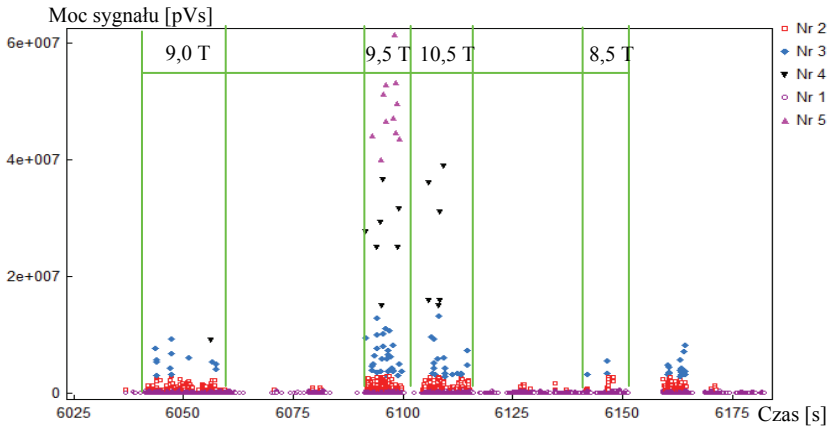
Analizując rozwój uszkodzeń w poszczególnych strefach (rys. 6.12), należy zauważyć, że najintensywniejsze procesy destrukcyjne zachodzą w strefie przypodporowej na przyczółkach mostu oraz w strefie działania sił poprzecznych i momentu zginającego.

Wykorzystując rysunek 6.12 sporządzono tabelę 6.5 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

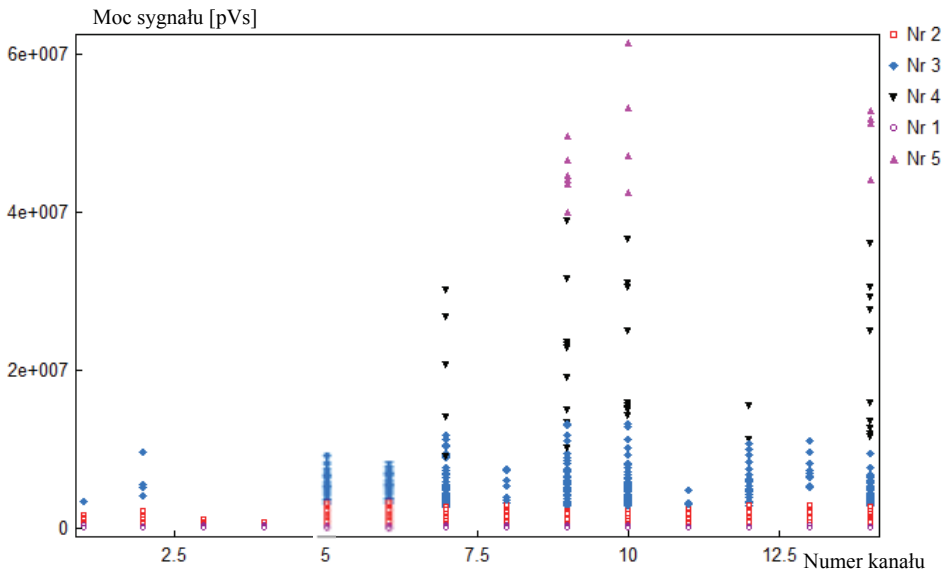
Analizując rysunki 6.10-6.12, można stwierdzić, że przejazd ponadnormatywny nie spowodował powstania nowych uszkodzeń, ale przy przejeździe trzeciego zestawu aktywował już istniejące. Jest to spowodowane złym rozłożeniem ciężaru na

osiąg, gdyż przejazd pojazdu o nacisku większym na oś nie spowodował rozwoju tak istotnych defektów. Porównując liczbę i jakość sygnałów zarejestrowanych w chwili przejazdu (od  $t = 6050$  s do  $t = 6180$  s) widać, że nie odbiegają od tła sygnałów zarejestrowanych podczas normalnego ruchu ( $t = 0 \dots 6049$  s).

Procesy destrukcyjne są czynne i aktywowane przez pojazdy ciężarowe o teoretycznie dopuszczalnej masie, ale – co zauważono w trakcie badań – poruszające się z prędkością znacznie przekraczającą dopuszczalną. Powoduje to powstawanie dodatkowych obciążeń dynamicznych i szybszą degradację obiektu.



**Rys. 6.11.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu w chwili przejazdu pojazdów o nacisku na oś 8,5 T, 9,0 T, 9,5 T i 10 T



**Rys. 6.12.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w trakcie realizacji badań

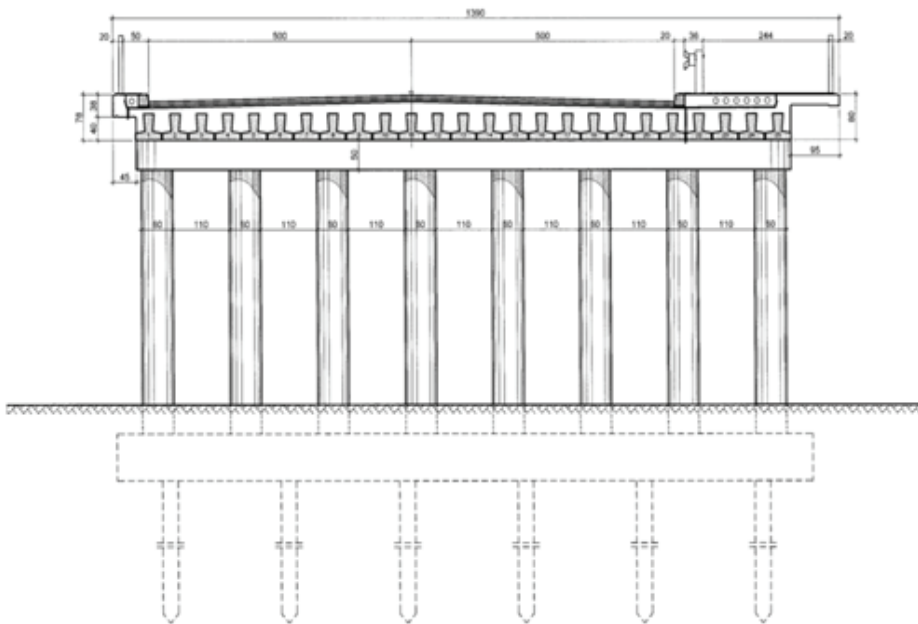


**Tabela 6.5.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

## 6.2. OCENA STANU TECHNICZNEGO DWUPRZĘSŁOWEGO WIADUKTU PODCZAS OBCIĄŻEŃ EKSPLOATACYJNYCH

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 dwujezdniową ul. Grunwaldzką. Obiekt jest konstrukcją dwuprzęsłową o rozpiętości  $L = 2 \times 12$  m, wykonaną z belek sprężonych typu KUJAN. Ukos wiaduku wynosi  $\alpha = 74^\circ 16'$ .



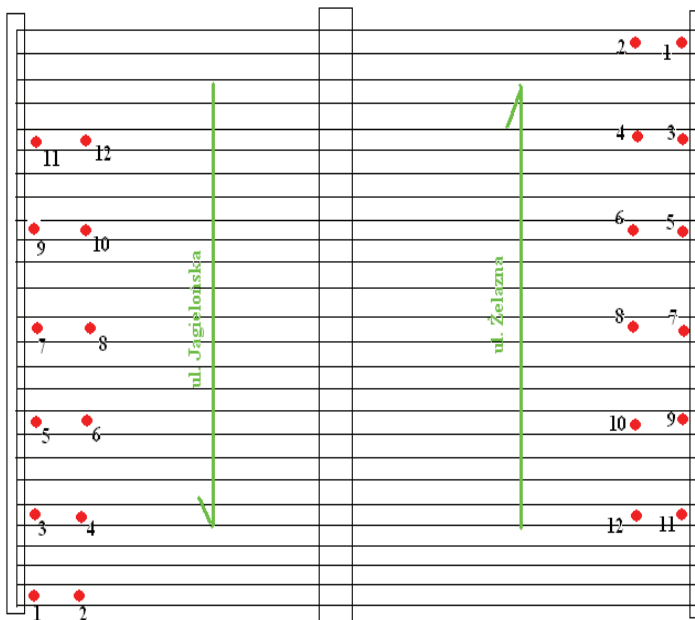
**Rys. 6.13.** Przekrój poprzeczny przęsła przy filarze

W przekroju poprzecznym wiaduktu, zgodnie z rysunkiem 6.13 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 według normy PN-66/B-2015 i wykonano w 1973 r.

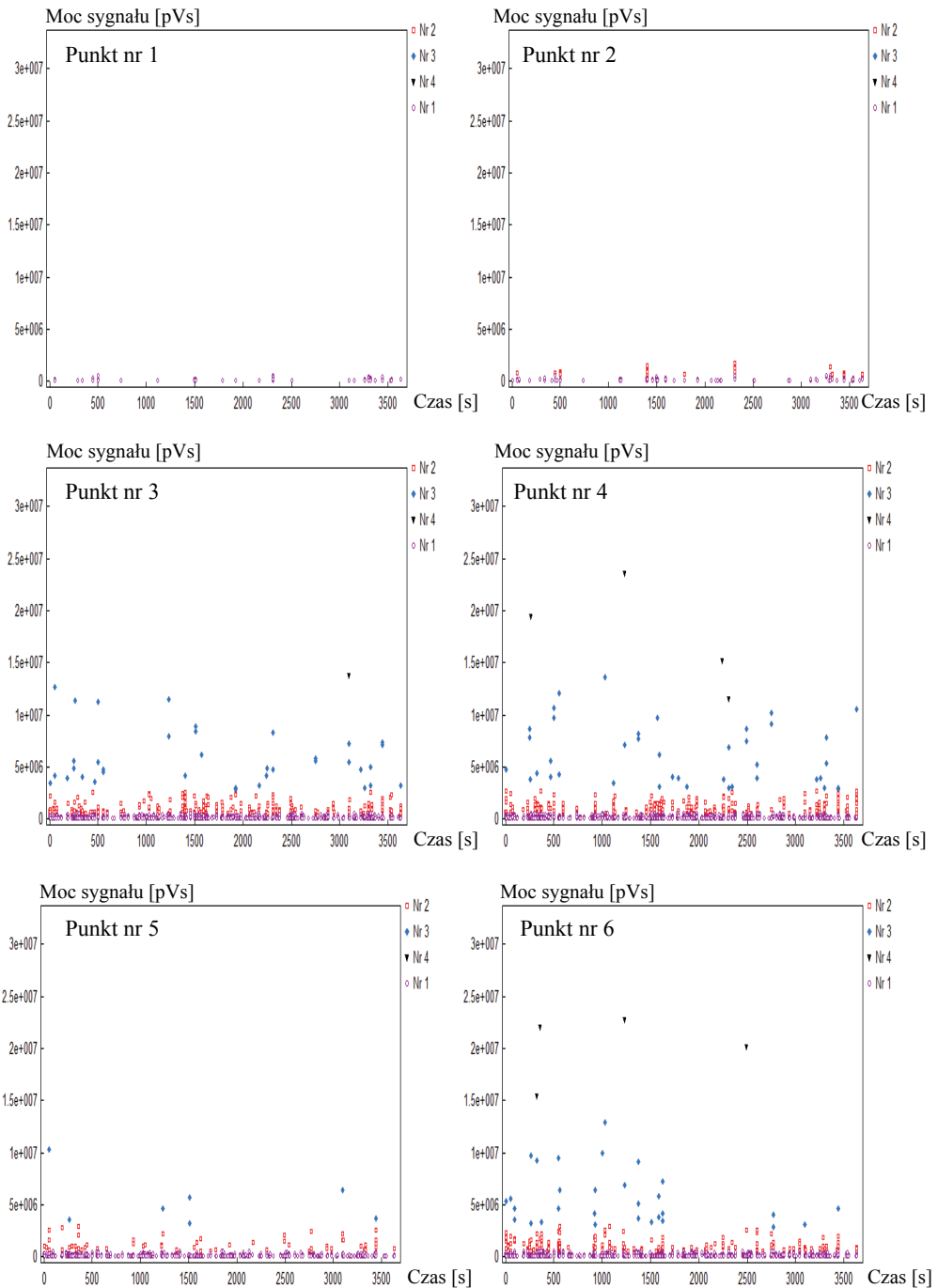
Konstrukcję każdego przęsła stanowi 25 belek strunobetonowych typu KUJAN ułożonych na styk, uzupełnionych zbrojeniem poprzecznym i nadbetonem monolitycznym. Belki KUJAN oparto na filarze i na przyczółkach bez łożysk. Przęsła nad filarem (według informacji uzyskanej od projektanta) są uciąglone. Podpory wiaduktu to żelbetowe przyczółki i filar. W trakcie wizji lokalnej na wiadukcie zaobserwowano podłużne pęknięcie wzdłuż styku belek, które chociaż nie zagraża bezpośrednio awarią, powoduje lokalne przeciążenie i może doprowadzić z upływem czasu do ich zarysowania.

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

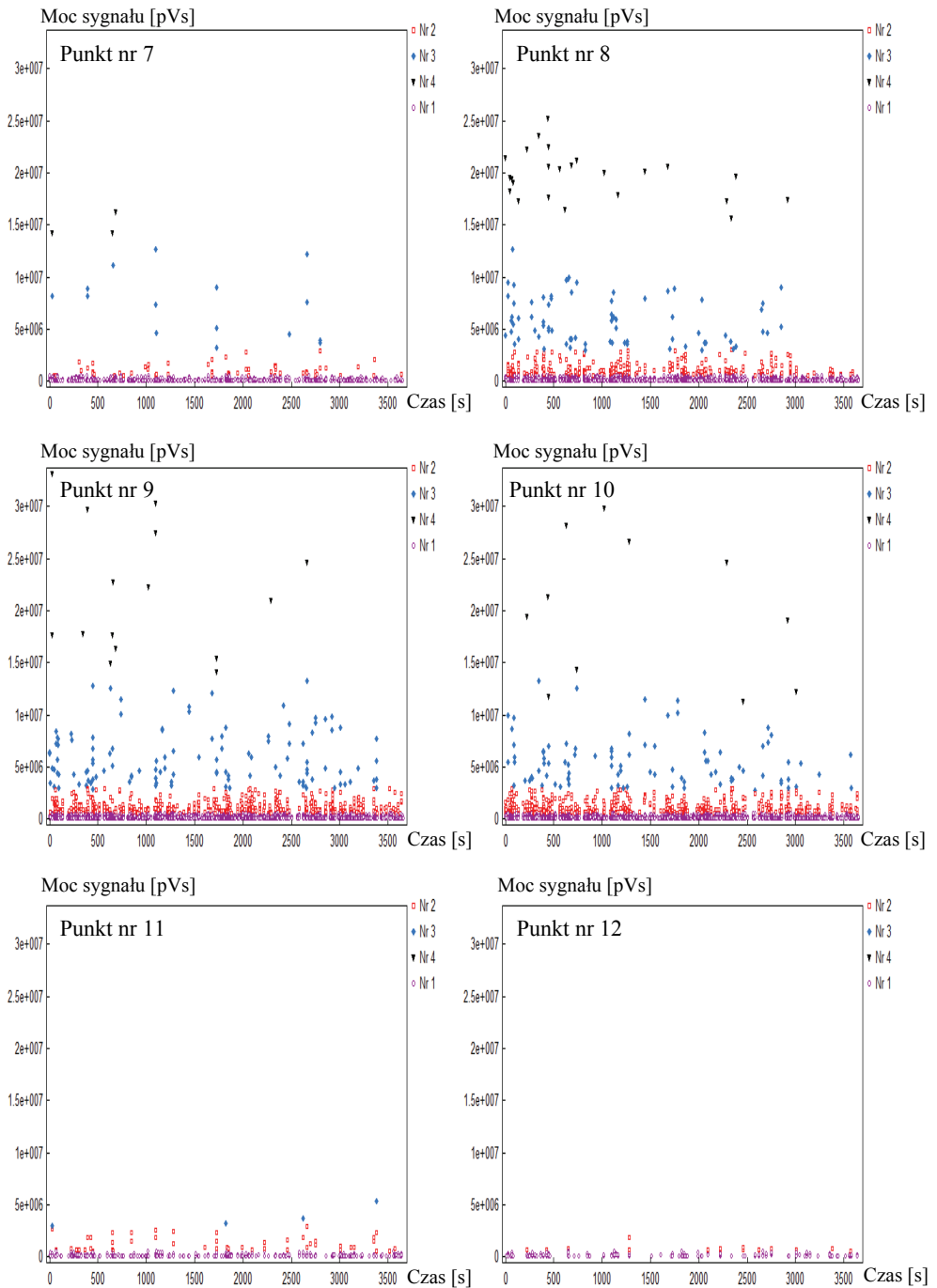
Badaniom emisji akustycznej poddano dwanaście belek w strefie przypodporowej (po sześć dla jezdni w kierunku ul. Jagiellońskiej oraz w kierunku ul. Żelaznej). Na dolnej powierzchni belek rozmieszczono liniowo 12 czujników rezonansowych o częstotliwości 55 kHz. Odległość pomiędzy czujnikami wynosiła 150 cm. Jest to odległość wystarczająca do zarejestrowania wszystkich sygnałów AE z danej belki. Rozmieszczenie czujników pokazano na rysunku 6.14.



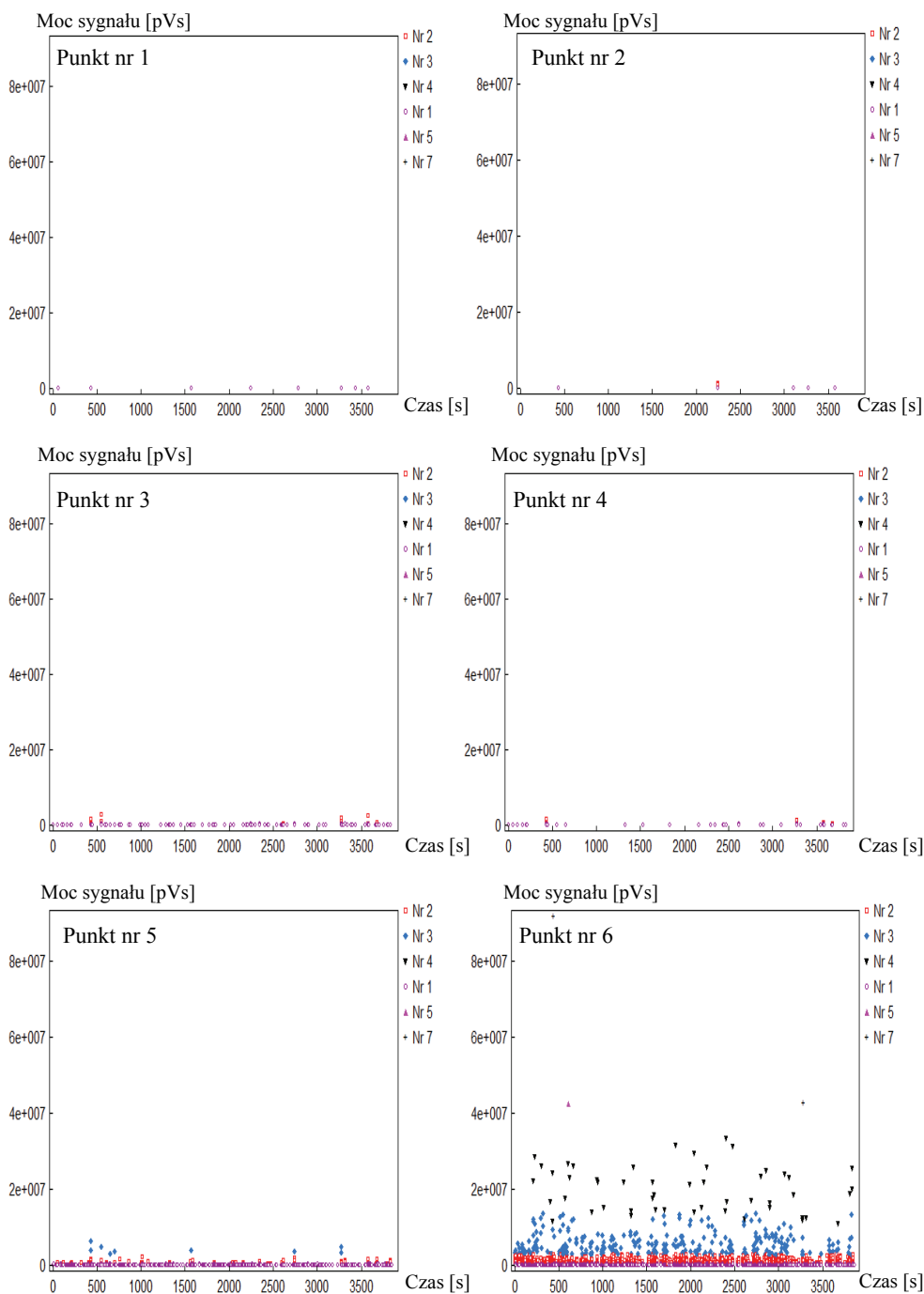
Rys. 6.14. Rozmieszczenie czujników AE



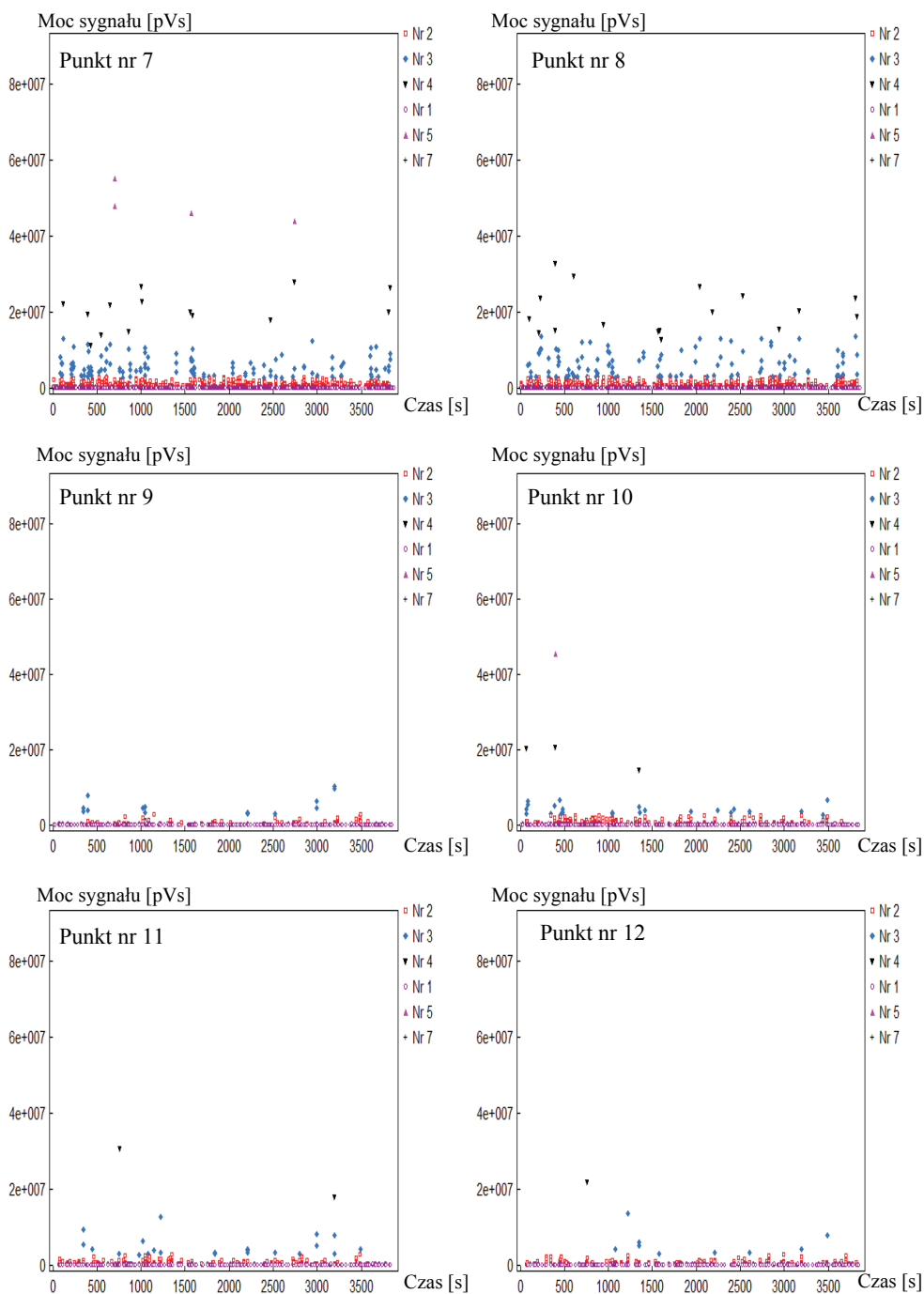
**Rys. 6.15.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu, zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla punktów od 1 do 6, na przęśle w kierunku ul. Jagiellońskiej



**Rys. 6.16.** 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. 6.17.** 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. 6.18.** 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

Właściwe badanie prowadzono pod normalnym obciążeniem wiaduktu wynikającym z ruchu ulicznego. Wyniki pomiarów zarejestrowano w czterech plikach i przedstawiono na rysunkach 6.15-6.18.

Uzyskane wyniki zostały poddane obróbce przy użyciu bazy sygnałów wzorcowych i SPR, co umożliwiło określenie odpowiedniej klasy uwzględniającej wpływ defektów na stan techniczny konstrukcji, jak i rozległości uszkodzeń dla danej strefy. W tabelach 6.6 i 6.7 zaprezentowano określony na tej podstawie stan techniczny badanych elementów.

**Tabela 6.6.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny wiaduktu od strony ul. Jagiellońskiej

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

Na podstawie przeprowadzonej analizy należy stwierdzić, że strefa przypodporowa obejmująca płytę nad jezdnią w kierunku ul. Jagiellońskiej zawiera liczne mikrouszkodzenia na powierzchni obejmującej ponad 20% strefy. Na obszarze około 70% 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 bezpośrednio bezpieczeństwu konstrukcji, ale mają wpływ na dalsze użytkowanie obiektu, a w niedalekiej perspektywie mogą doprowadzić do dalszego spadku trwałości i nośności części obiektu.

Po analizie rysunków 6.16 i 6.17 oraz tabeli 6.7 należy stwierdzić, że strefa przypodporowa obejmująca płytę nad jezdnią w kierunku ul. Żelaznej zawiera liczne mikrouszkodzenia 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 bezpośrednio bezpieczeństwu konstrukcji. Obejmują one ok. 30% 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.

**Tabela 6.7.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5) na stan techniczny wiaduktu od strony ul. Żelaznej

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

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 w ~2600 s obserwacji. W celu wyjaśnienia wyników tej obserwacji i wyeliminowania możliwości zarejestrowania sygnału przypadkowego wykonano powtórny monitoring w obrębie czujników 9÷12 w ciągu 6 godzin. Przykładowe wyniki pokazano na rysunkach 6.19 i 6.20.

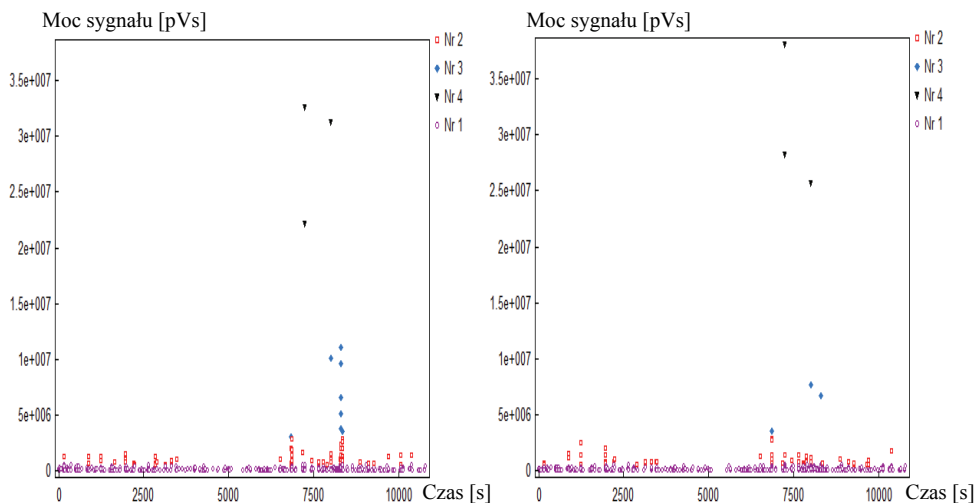
Uzyskane rezultaty potwierdziły, że przyczyną tak silnej emisji są przejazdy ciężkich samochodów – widoczne na wykresach piki występują w chwilach przejazdu pojazdów. Oddziaływanie warunków atmosferycznych i okresowy wpływ wilgoci, przy niedostatecznym zabezpieczeniu powierzchni konstrukcji, a szczególnie płyty – powodują postępującą degradację wiaduktu. Zaobserwowane uszkodzenia mają głównie charakter powierzchniowy i – jak na razie – nie zagrażają bezpieczeństwu wiaduktu.

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-nadbeton, a istnieje uzasadnione podejrzenie, że ta strefa jest najbardziej osłabiona ubytkiem wapnia w obrębie zaobserwowanego pęknięcia.

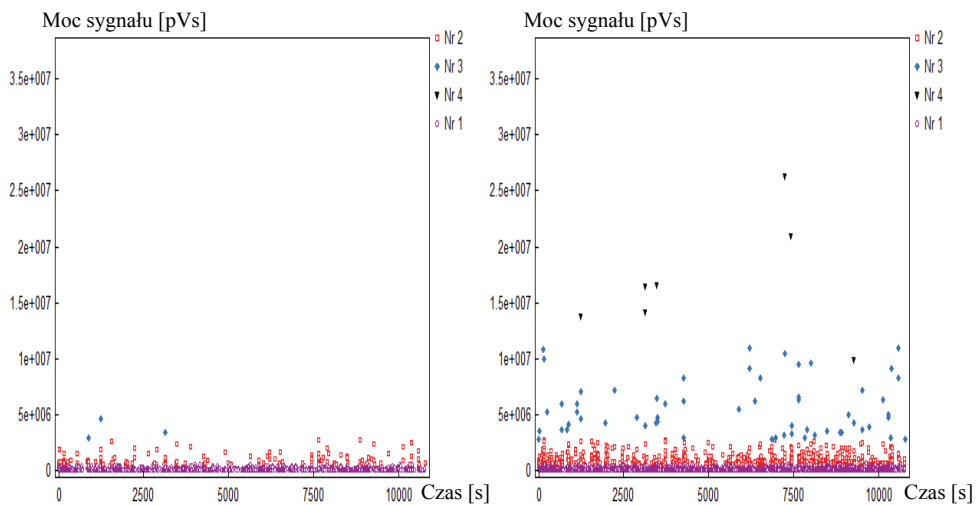


## OBSERWACJA W GODZINACH PORANNEGO SZCZYTU



**Punkt nr 9**

**Punkt nr 10**

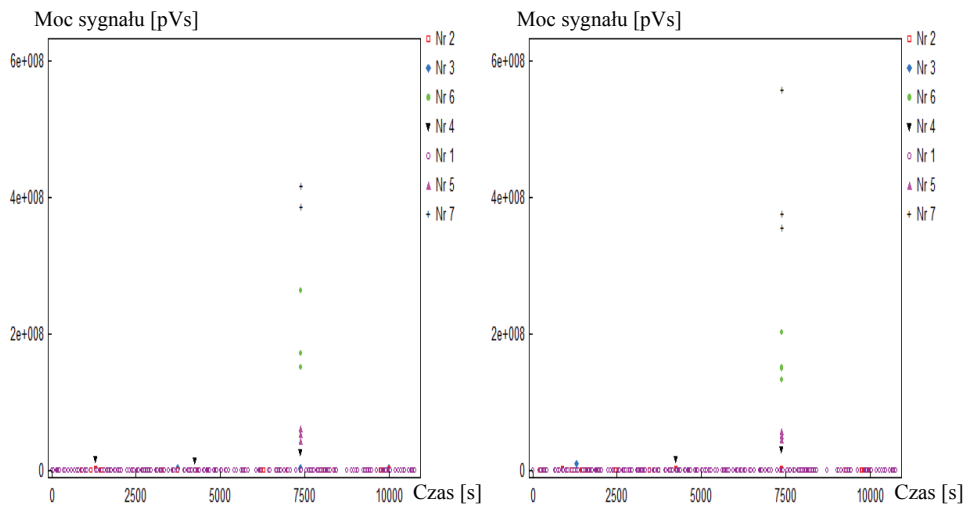


**Punkt nr 11**

**Punkt nr 12**

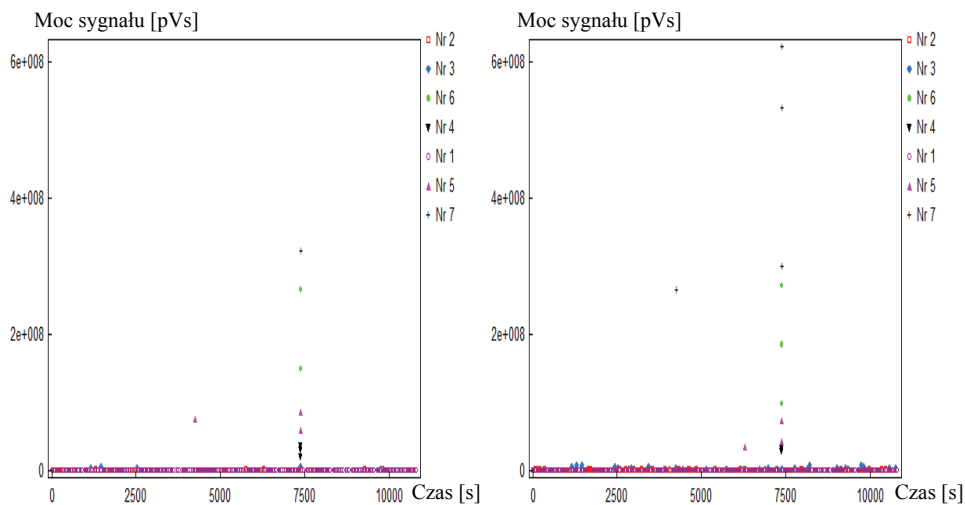
**Rys. 6.19.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu, zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla wybranych czujników w godzinach porannego szczytu komunikacyjnego

## OBSERWACJA W GODZINACH POŁUDNIOWEGO SZCZYTU



**Punkt nr 9**

**Punkt nr 10**



**Punkt nr 11**

**Punkt nr 12**

**Rys. 6.20.** Wykres punktowy mocy sygnału w funkcji czasu, zarejestrowany w trakcie badania strefy przypodporowej dla wybranych czujników w godzinach popołudniowego szczytu komunikacyjnego

### 6.3. BADANIE DO ZNISZCZENIA TRÓJPRZĘSŁOWEGO WIADUKTU W CIĄGU DROGI EKSPRESOWEJ S-7 W BARCZY

Badanie zrealizowano we współpracy z Instytutem Badania Dróg i Mostów w Warszawie (IBDM) w ramach europejskiego programu badawczego *ARCHES* [106, 129, 155]. Pracownicy IBDM realizowali pomiar ugięć, odkształceń oraz siły. Pomiarzy metodą emisji akustycznej realizował zespół Politechniki Świętokrzyskiej pod kierunkiem autora.

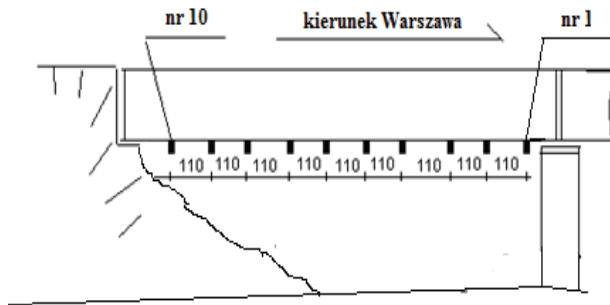
Trójprzęsłowy wiadukt (12,48 m + 15,96 m + 12,48 m) wybudowano w 1968 r. z belek sprężonych typu WBS uciągonych nad filarami płytą. Nośność użytkowa wg PN-85/S-10030 została obliczona na klasę C, czyli 30T. Widok badanego obiektu zaprezentowano na rysunku 6.21.



*Rys. 6.21. Widok badanego wiaduku w Barczy na drodze S-7*

Badanie miało za zadanie potwierdzenie przydatności metody emisji akustycznej przy monitoringu i diagnostyce obiektów mostowych przy przejazdach pojazdów ponadnormatywnych ze względu na masę oraz dla badań atestacyjnych. Ponadto korelowano defekty zarejestrowane AE z parametrami mierzonymi metodami tradycyjnymi (ugięcie, odkształcenie).

Na dolnej powierzchni belek rozmieszczono liniowo 10 czujników rezonansowych o częstotliwości 55 kHz. Odległość pomiędzy czujnikami wynosiła 110 centymetrów. Jest to odległość optymalna, wystarczająca do zarejestrowania wszystkich sygnałów AE z badanej belki. Rozmieszczenie czujników pokazano na rysunkach 6.22 i 6.23.



**Rys. 6.22.** Rozmieszczenie czujników na badanej belce



**Rys. 6.23.** Rozmieszczenie czujników wraz z przedwzmacniaczami oraz tensometrów

Właściwe badanie prowadzono zgodnie z przyjętym schematem obciążenia, gdzie ciężar jednej płyty wynosił 11,5 kN natomiast ciężar stalowych obciążników wynosi 30 kN. Etapy te podano poniżej:

1. Zero (00)
2. 2 samochody
3. Zero (01)
4. 1 warstwa płyt
5. 2 warstwy płyt
6. 3 warstwy płyt
7. 4 warstwy płyt
8. 5 warstw płyt
9. +1 warstwa obciążników stalowych
10. +2 warstwy obciążników stalowych
11. +3 warstwy obciążników stalowych
12. +4 warstwy obciążników stalowych
13. +5 warstw obciążników stalowych
14. Zero (02)

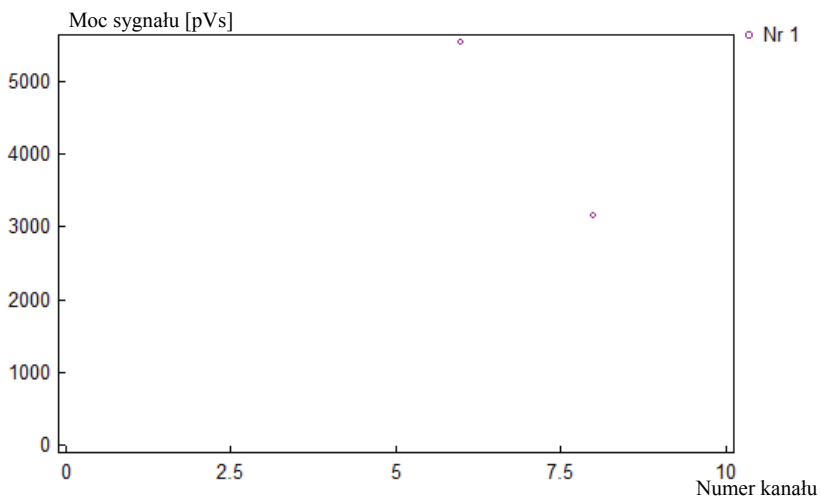
Maksymalne położenie obciążenia zostało pokazane na rysunku 6.24.



*Rys. 6.24. Maksymalny poziom obciążenia w chwili zniszczenia belki*

Wyniki pomiarów zarejestrowane na każdym poziomie obciążenia zostały opracowane z wykorzystaniem bazy sygnałów oraz metodą RPD i przedstawione w formie graficznej wykresów punktowych mocy sygnałów w funkcji numerów kanałów na rysunkach 6.25-6.36, 6.38, 6.39 oraz tabelach 6.8-6.21.

### 1. Etap „Zero (00)”



*Rys. 6.25. Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „Zero (00)”*

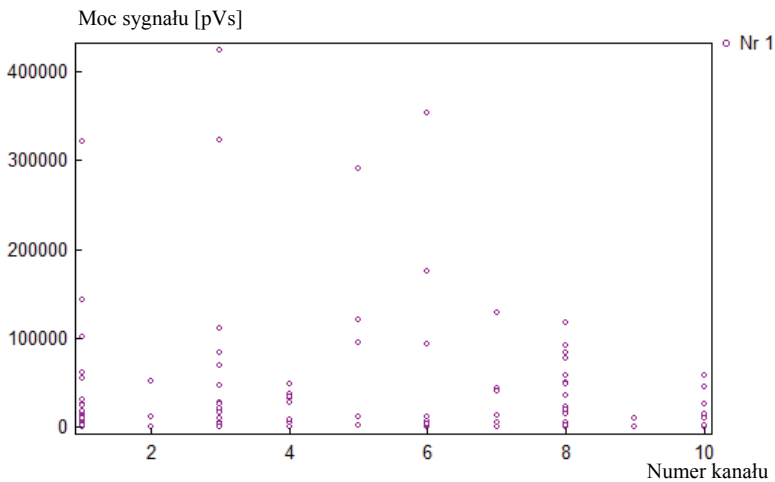
Wykorzystując rysunek 6.25 sporządzono tabelę 6.8 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.8.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Pierwszy pomiar wykonano na obiekcie przy stanie „Zero (00)” odpowiadającym obciążeniom – ciężarem własnym oraz wyposażeniem wiaduktu. W trakcie badań nie stwierdzono pojawienia się sygnałów AE (dwa sygnały widoczne na wykresie nie wpływają na ocenę), co świadczy, że poziom obciążenia nie wpływa na stan obiektu.

## 2. Etap „2 samochody”



**Rys. 6.26.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „2 samochody”

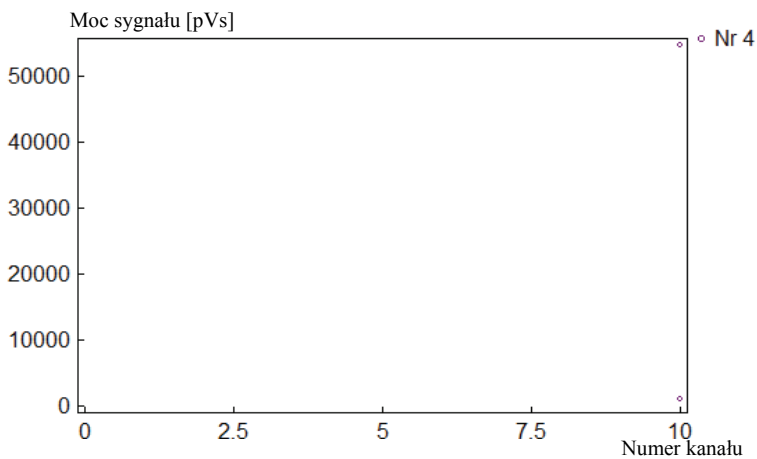
Wykorzystując rysunek 6.26 sporządzono tabelę 6.9 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.9.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Etap drugi pomiaru przy obciążeniu dodatkowym wywołanym postojem dwóch samochodów ciężarowych charakteryzuje się pojawieniem sygnałów AE w każdej ze stref. Jednakże liczba, jak i wartości parametrów AE sugerują, iż są to sygnały emitowane przez mikrorysy powstałe w betonie. Defekty te nie mają wpływu na nośność badanego elementu.

### 3. Etap „Zero (01)”



**Rys. 6.27.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „Zero (01)”

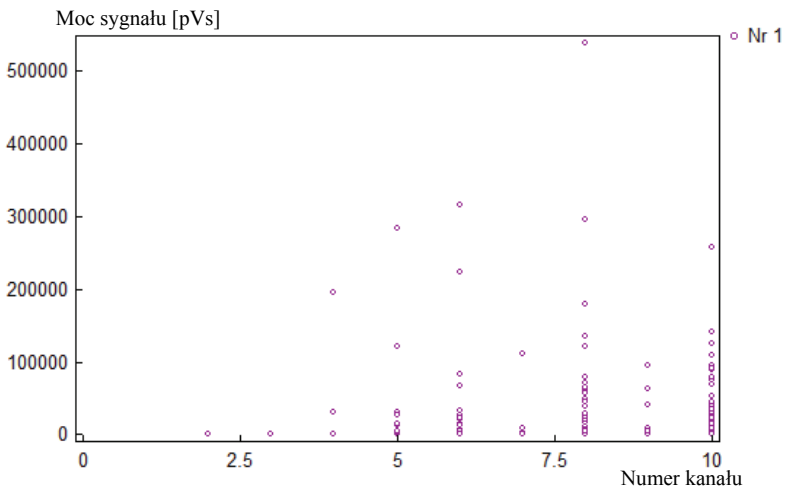
Wykorzystując rysunek 6.27 sporządzono tabelę 6.10 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.10.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Etap trzeci opisuje stan po zjechaniu samochodów. Widać, że konstrukcja wróciła do stanu „zerowego”, czyli brak jest sygnałów AE wywołanych dodatkowym obciążeniem.

#### 4. Etap „1 warstwa płyt”



**Rys. 6.28.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „1 warstwa płyt”

Wykorzystując rysunek 6.28 sporządzono tabelę 6.11 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

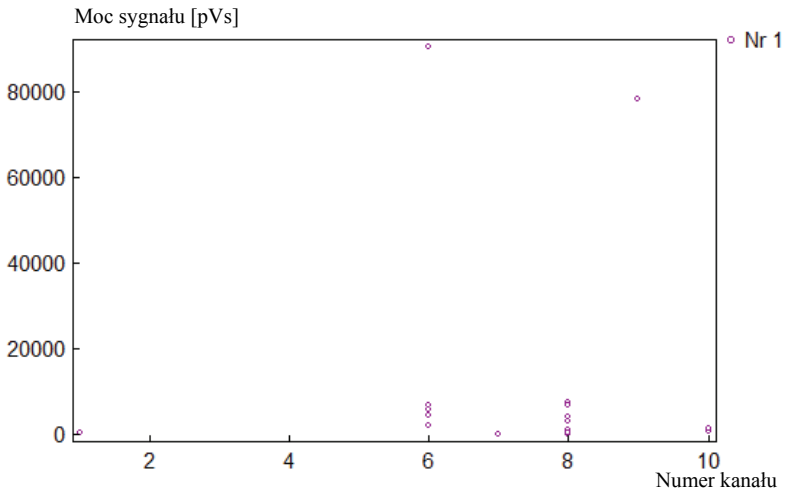


**Tabela 6.11.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój mikrorys w betonie. Powstające procesy destrukcyjne nie wpływają na stopień wyczerpania konstrukcji, jak też w chwili obecnej nie odgrywają znaczącej roli dla pogorszenia się stanu technicznego badanej konstrukcji.

### 5. Etap „2 warstwy płyt”



**Rys. 6.29.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „2 warstwy płyt”

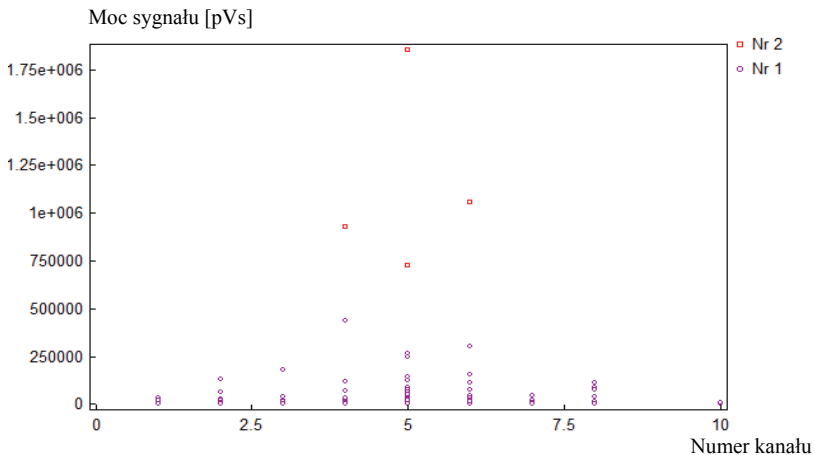
Wykorzystując rysunek 6.29 sporządzono tabelę 6.12 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.12.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój mikrorys w betonie. Powstające procesy destrukcyjne nie wpływają na stopień wytężenia konstrukcji, jak też w chwili obecnej nie odgrywają znaczącej roli w pogorszeniu się stanu technicznego badanej konstrukcji. Warto zauważyć, iż liczba sygnałów AE pomimo wyższego obciążenia jest mniejsza, czyli obciążona konstrukcja dopasowała się do przyłożonego obciążenia. Brak jest oznak powstawania rys.

## 6. Etap „3 warstwy płyt”



**Rys. 6.30.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „3 warstwy płyt”

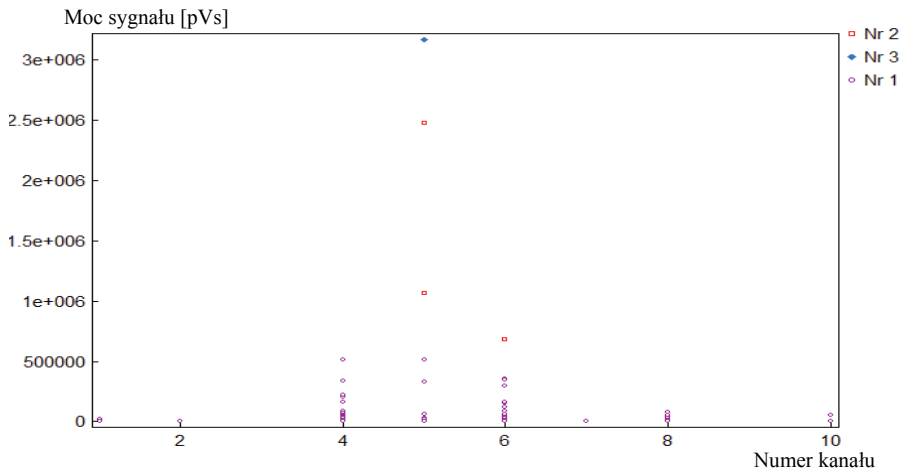
Na podstawie rysunku 6.30 sporządzono tabelę 6.13 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.13.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój mikrorys w betonie. Powstające procesy destrukcyjne nie wpływają na stopień wyęteżenia konstrukcji, jak też w chwili obecnej nie odgrywają znaczącej roli w pogorszeniu się stanu technicznego badanej konstrukcji. Brak jest oznak powstawania rys.

## 7. Etap „4 warstwy płyt”



**Rys. 6.31.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „4 warstwy płyt”

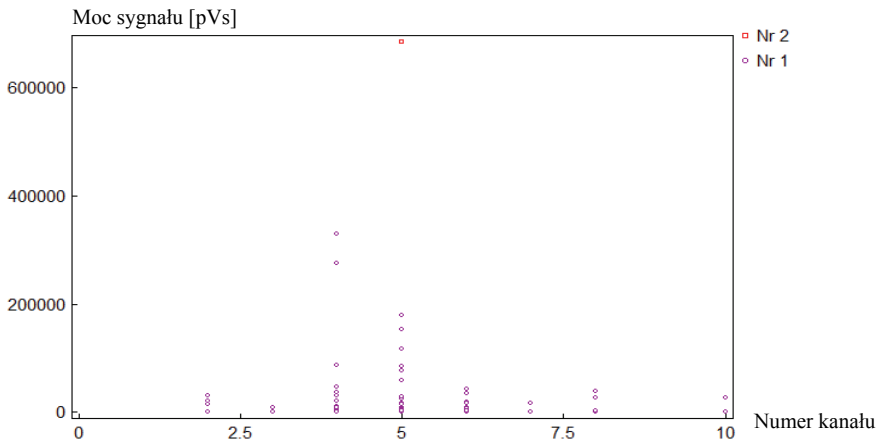
Posługując się rysunkiem 6.31 sporządzono tabelę 6.14 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.14.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój mikrorys w betonie oraz spowodowało połączenie się mikrorys w rysę w obrębie czujnika nr 5 i 6. Powstające procesy destrukcyjne nie wpływają na stopień wytężenia konstrukcji, jak też w chwili obecnej nie odgrywają znaczącej roli w pogorszeniu się stanu technicznego badanej konstrukcji. Brak jest wizualnych oznak powstawania rys w obszarze wskazanym przez metodę emisji akustycznej.

## 8. Etap „5 warstw płyt”



**Rys. 6.32.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „5 warstw płyt”

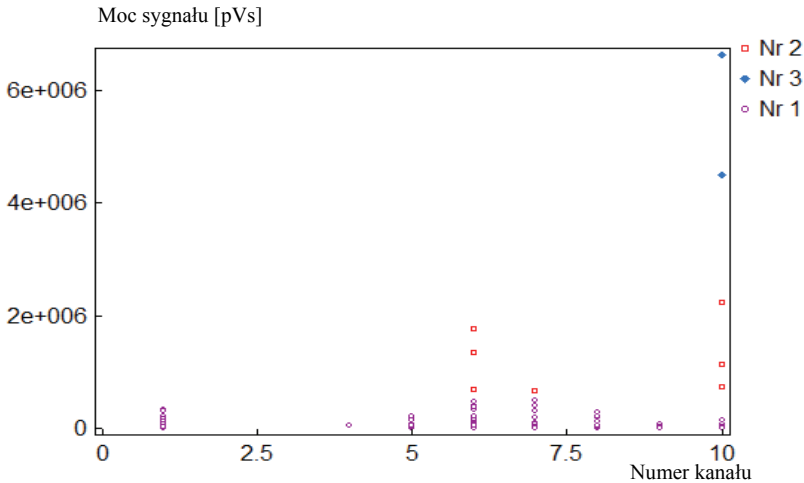
Posługując się rysunkiem 6.32 sporządzono tabelę 6.15 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.15.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój mikrorys w betonie, ale nie spowodowało dalszego powiększania się rysy w obrębie czujnika nr 5 i 6. Czyli wzrost obciążenia nie miał wpływu na dalszą propagację. Brak jest wizualnych oznak powstawania rys w obszarze wskazanym przez metodę emisji akustycznej.

### 9. Etap „+1 warstwa obciążników stalowych”



**Rys. 6.33.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „+1 warstwa odważników”

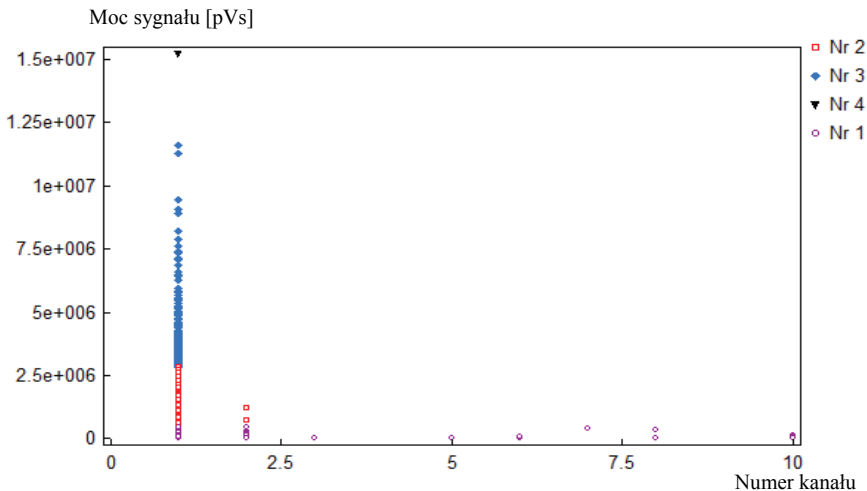
Posługując się rysunkiem 6.33 sporządzono tabelę 6.16 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.16.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Zauważono zwiększoną intensywność pojawiania się sygnałów AE w obrębie strefy 10, która jest usytuowana przy podparciu belki na przyczółku. Spowodowane to jest procesami destrukcyjnymi w obrębie maksymalnej siły poprzecznej. Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój rys i odspojenia w betonie na łożyskach.

## 10. Etap „+2 warstwa obciążników stalowych”



**Rys. 6.34.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „+2 warstwy odważników”

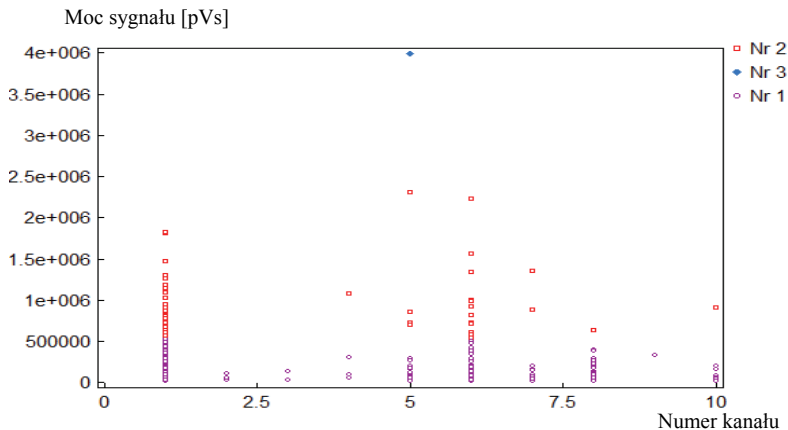
Posługując się rysunkiem 6.34 sporządzono tabelę 6.17 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.17.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Zauważono zwiększoną intensywność pojawiania się sygnałów AE w obrębie strefy 1, która jest usytuowana przy podparciu belki na ciosie podłożyskowym usytuowanym na filarze nr 1. Jest to spowodowane procesami destrukcyjnymi w obrębie maksymalnej siły poprzecznej. Przyłożone obciążenie wywołało uaktywnienie procesów powodujących rozwój rys oraz miażdżenie betonu w ciosie podłożyskowym oraz poprzeczniczy.

## 11. Etap „+3 warstwy obciążników stalowych”



**Rys. 6.35.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „+3 warstwy odważników”

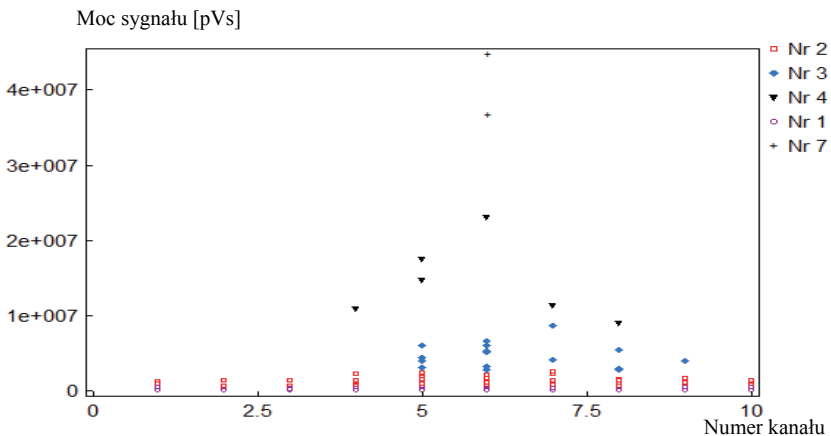
Wykorzystując rysunek 6.35 sporządzono tabelę 6.18 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

**Tabela 6.18.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Przy tym poziomie obciążenia znów pojawiają się sygnały w obszarze belki, gdzie powstaje pierwsze zarysowanie od momentu przeszłowego. Z obserwacji parametrów AE oraz po wykonaniu analizy sygnałów AE plikiem wzorcowym wskazano na strefę w okolicy czujnika nr 4, 5 i 6. Zauważono zwiększoną intensywność pojawiania się sygnałów AE w obrębie strefy 5, która jest usytuowana w środku rozpiętości belki. W wyniku wykonanej wizji lokalnej nie stwierdzono rysy w wskazanym miejscu.

## 12. Etap „+4 warstwy obciążników stalowych”



**Rys. 6.36.** Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „+4 warstwy odważników”

Wykorzystując rysunek 6.36 sporządzono tabelę 6.19 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.



**Tabela 6.19.** Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Etap ten charakteryzuje się szybkim przyrostem liczby rejestrowanych sygnałów AE oraz pojawieniem się nowych procesów destrukcyjnych, wskazujących na rozwój powstałego zarysowania oraz na tarcie pomiędzy odspojonymi częściami elementu. Obszar, gdzie nastąpił wzrost defektów, obejmuje już całą belkę. W wyniku wykonanej wizji lokalnej wizualnie potwierdzono we wskazanym wcześniej punkcie powstałą rysę. Widok rysy został przedstawiony na rysunku 6.37.

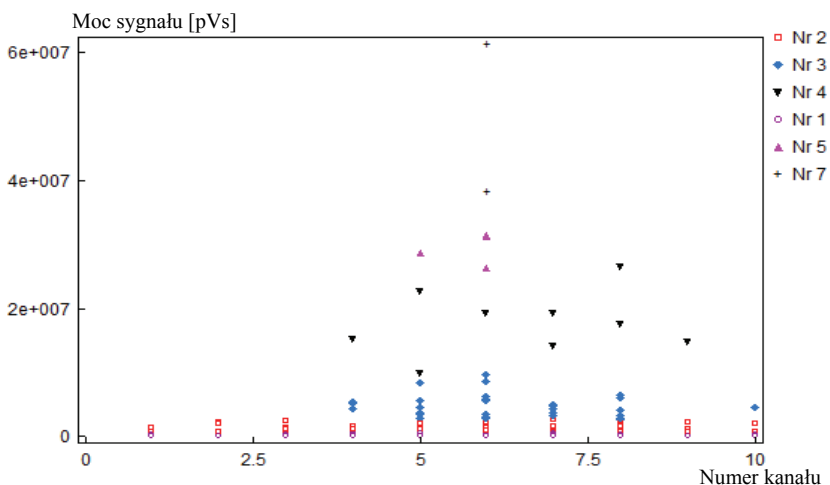


**Rys. 6.37.** Widok rysy w obrębie czujnika 5 i 6

### 13. Etap „+5 warstw obciążników stalowych”

Posługując się rysunkiem 6.38 sporządzono tabelę 6.20 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

Etap ten charakteryzuje się szybkim przyrostem liczby rejestrowanych sygnałów AE oraz dalszym rozwojem powstałych procesów destrukcyjnych. Ponad 50% powierzchni elementu wykazuje znaczne uszkodzenia, które mogą spowodować szybki rozwój powstałego zarysowania



Rys. 6.38. Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „+5 warstw odważników”

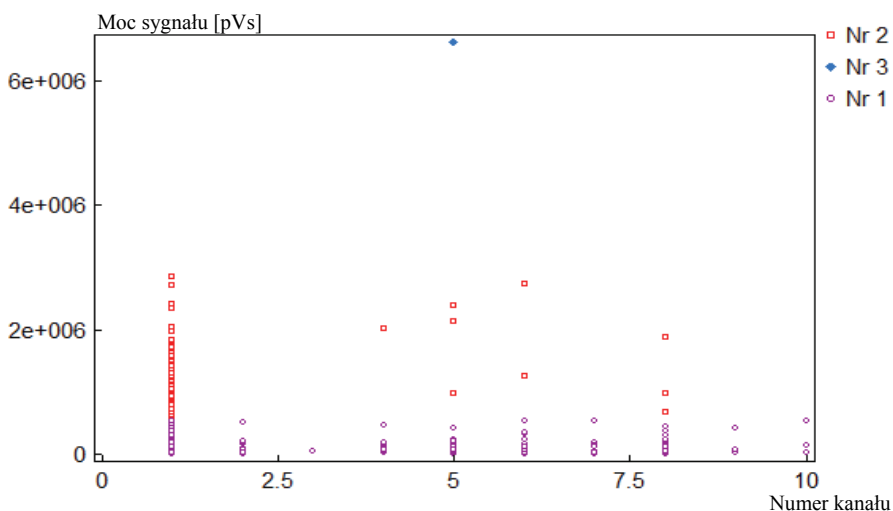
Tabela 6.20. Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

#### 14. Etap „Zero (02)”

Posługując się rysunkiem 6.39 sporządzono tabelę 6.21 opisującą rozległość uszkodzeń oraz wrażliwość belki na te uszkodzenia.

Etap odciążenia dobrze obrazuje efekt zamykania się wcześniej powstałych rys i możliwość pracy belki przy niższych poziomach obciążenia. Jednakże belka jest na tyle uszkodzona, że dalsze (nawet niewielkie) obciążenie będzie powodowało szybki rozwój istniejących rys.



Rys. 6.39. Punktowy wykres mocy sygnału w funkcji kanału w etapie „Zero(02)”

Tabela 6.21. Opis rozległości uszkodzeń (wiersze A-F) i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia (kolumny 0-5)

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

Reasumując powyższe spostrzeżenia, można przedstawić następujące wnioski:

1. Metodę AE można wykorzystać do ciągłego monitoringu konstrukcji bądź wybranych elementów obiektu, których uszkodzenie może doprowadzić do zniszczenia całej budowli.
2. Zostało potwierdzone, że metoda AE rejestruje powstanie zarysowania z pewnym wyprzedzeniem (w prowadzonych badaniach powstawanie rys techniką AE było mierzone przy obciążeniu 10-15% niższym niż zarejestrowane inną techniką).
3. Wnioskowanie o stanie technicznym badanych obiektów z wykorzystaniem AE jest bardziej zachowawcze, gdyż technika ta rejestruje defekty wewnątrz kon-

strukcji, które są niewidoczne przy normalnej ocenie wykonanej w oparciu o tradycyjne metody.

4. Badania obiektów pod ruchem eksploatacyjnym metodą AE umożliwiają wykrywanie defektów wewnątrz konstrukcji, jak również pozwalają szybko reagować na pogorszenie się stanu technicznego na przykład poprzez obniżenie nośności poruszających się po nim pojazdów.
5. Procesy destrukcyjne są czynne i aktywowane przez pojazdy ciężarowe o teoretycznie dopuszczalnej masie, ale – co zauważono w trakcie badań – poruszające się z prędkością znacznie przekraczającą prędkość dopuszczalną. Powoduje to powstawanie dodatkowych obciążeń dynamicznych i szybszą degradację obiektu.
6. Przejazdy pojazdów ponadnormatywnych, ze względu na ich dużą masę, przy przestrzeganiu zaleceń dotyczących ich przejazdu nie powodują zwiększenia uszkodzeń na monitorowanych obiektach.
7. Zastosowanie tabel z kodami opisującymi stopień i rozległość uszkodzenia ułatwiają dostosowanie wyników otrzymanych metodą AE i bazy sygnałów wzorcowych do oceny stanu technicznego konstrukcji, zgodnie z wytycznymi GDDKiA.

## 7. PODSUMOWANIE

1. **Stan techniczny infrastruktury mostowej oraz nowe uwarunkowania prawne dotyczące trwałości obiektów mostowych zawarte w Eurokodach wymagają nowych metod badawczych oceny stanu technicznego konstrukcji oraz ich monitoringu.**
2. **Dotychczasowe techniki i metody stosowane w ocenie stanu technicznego konstrukcji mostowych:**
  - bazują głównie na obserwacjach wizualnych, lub wybranych badaniach uzupełniających, co powoduje możliwość subiektywnych ocen tych samych uszkodzeń,
  - nie pozwalają na ocenę (lub uwzględniają w ograniczonym zakresie) współdziałania różnych elementów konstrukcji, jak i wzajemne oddziaływanie defektów obecnych w obiekcie,
  - sprawiają trudności w prowadzeniu diagnostyki dużych obiektów budowlanych w warunkach polowych oraz przy obciążeniach eksploatacyjnych,
  - przy użyciu aparatury badawczej, pozwalają na rejestrację i lokalizację tylko uszkodzeń w małej objętości badanej konstrukcji we wskazanych miejscach w trakcie przeglądów wizualnych,
  - nie pozwalają na ocenę **procesów destrukcyjnych zachodzących wewnątrz elementów konstrukcji oraz intensywność rozwoju uszkodzeń.**
3. **Metodą, która umożliwia: badanie całej konstrukcji (wszystkich elementów w jednym czasie), wykonywanie pomiaru w chwili powstawania defektu oraz zlokalizowanie tego uszkodzenia jest metoda emisji akustycznej. Jednakże:**
  - **dotychczas zastosowanie tej metody na rzeczywistych konstrukcjach było utrudnione** z powodu problemu z wyborem miejsca zamocowania czujników, odległości pomiędzy czujnikami oraz czułością pojedynczych deskryptorów AE na skalę badanego elementu,
  - pojedyncze deskryptory pozwalają oceniać intensywność procesu, ale nie pozwalają zidentyfikować zjawiska powodującego powstawanie defektu,
  - kryteria uszkodzeń bazujące na pojedynczych deskryptorach zawarte w normie japońskiej i procedurze amerykańskiej posiadają szereg wad (subiektywizm, arbitralność), które w znaczący sposób wpływają na otrzymane wyniki i utrudniają stosowanie ich na rzeczywistych konstrukcjach mostowych,
  - kryteria zawarte w procedurze amerykańskiej i normie japońskiej bazujące na dokładnym pomiarze siły (efekt Felicity, efekt Kaisera) mogą być stosowane w warunkach laboratoryjnych, a w ograniczonym zakresie w badaniach konstrukcji in-situ,
  - brak jest przejrzystych i jednolitych procedur dotyczących przeprowadzenia zasadniczej części pomiaru oraz analizy wyników,

- normy i procedury badania metodą AE obecnie stosowane dotyczą głównie zagadnień kalibracji aparatury i czujników, sposobu mocowania czujników, terminologii, kwalifikacji personelu.
4. **W monografii przedstawiono innowacyjny system analizy powstawania i rozwoju uszkodzeń w konstrukcjach z betonu wstępnie sprężonego z wykorzystaniem bazy sygnałów wzorcowych (RPD), który bazuje na korelacji pomiędzy wszystkimi rejestrowanymi deskryptorami. W analizie rozwoju uszkodzeń i identyfikacji procesów nie bazuje się na powstających pojedynczych uszkodzeniach i rejestrowanych w wyniku tego pojedynczych deskryptorach, ale wprowadza się pojęcie procesów destrukcyjnych oraz bazy sygnałów wzorcowych AE.**
  5. **Stworzony system RPD umożliwia:**
    - identyfikację i lokalizację aktywnych procesów destrukcyjnych występujących w całej badanej objętości konstrukcji,
    - prowadzenie pomiarów przez długi czas, co pozwala na ocenę rozwoju uszkodzeń w warunkach rzeczywistego obciążenia z uwzględnieniem warunków zewnętrznych takich jak deszcz, mróz czy wiatr,
    - monitoring eksploatowanych obiektów infrastruktury drogowej wykonanych z betonów wstępnie sprężonych w trakcie przejazdów pojazdów ponadnormatywnych ze względu na masę,
    - ocenę rozwoju uszkodzeń w prototypowych konstrukcjach i elementach konstrukcji wykonanych z betonów wstępnie sprężonych podczas obciążeń próbnych lub testowych,
    - ciągły monitoring obiektów mostowych, które mają niską ocenę stanu technicznego, ale ze względu na brak środków nie mogą być remontowane i wyłączone z eksploatacji,
    - ciągły monitoring z użyciem emisji akustycznej, co umożliwia uzyskanie wystarczających danych do prognozowania trwałości i nośności resztkowej konstrukcji.
  6. **Utworzony system RPD zastosowano do oceny stanu technicznego ponad 80. obiektów mostowych.**
  7. **W wyniku przeprowadzonych badań powstał projekt zaleceń dotyczących oceny stopnia uszkodzenia metodą emisji akustycznej obiektów mostowych z betonów wstępnie sprężonych. Projekt ten został zamieszczony w dołączonym Załączniku.**

## BIBLIOGRAFIA

1. Abdunur C.: Testing and Modeling to Assess Prestressed Bridges Capacity, *International Colloquium on Remaining Structural Capacity*, Copenhagen (1992), pp. 353-360.
2. Acoustic Emission Testing, *Nondestructive Testing Handbook, 3<sup>rd</sup> edition, Vol. 6*, American Society for Nondestructive Testing, Columbus, OH (2005).
3. Ahmed I., Ahmed M.Z.: Premature Deterioration of Concrete Structures – Case Study, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 10(4), (1996), pp. 164-170.
4. Ajzerman M.A., Brawerman E.M., Rozonoer L.I.: Rozpoznawanie obrazów. Metoda funkcji potencjalnych, WNT, Warszawa (1976).
5. Allen D.E.: Criteria for Structural Evaluation and Upgrading of Existing Buildings, National Research Concrete Committee, Ottawa, Ontario (1991).
6. Almeida A., 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), pp. 76-82.
7. Almussallam T.H.: Analytical Prediction of Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced by FRP Bars, *Journal of Composite Materials*, 31 (1997), pp. 640-657.
8. American Concrete Institute Committee 215: Consideration for Design of Concrete Structures, *ACI215R-74/94* (1994).
9. ASTM E 650: Standard Guide for Mounting Piezoelectric Acoustic Emission Transducers, *ASTM International*, West Conshohocken (2002).
10. 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).
11. American Society of Testing and Materials: Standard Terminology of Nondestructive Examinations, *ASTM E1316-94* (1994).
12. Anastasopoulos A.A., Philippidis T.P.: Clustering Methodologies for the Evaluation of AE from Composites, *Journal of Acoustic Emission, Vol. 13, No. ½*, Los Angeles (1995), pp. 11-21.
13. A Procedure for acoustic emission monitoring of prestressed concrete girdes, Draft B, *The Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin and Texas Department of Transportation*, Austin TX (2001), pp. 1-28.
14. Barnes C.A, 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 Nondestructive Testing*, June (1998), pp. 183-191.
15. Baron J.A., Ying S.P.: Acoustic Emission Source Location, *Nondestructive Testing Handbook, Vol. 5, Acoustic Emission Testing*, American Society for Nondestructive Testing (1987), pp. 135-154.
16. Bazant Z.P., Becq-Giraudon E.: Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard, *Cement and Concrete Research* 32 (2002), pp. 529-556.
17. BD 63/07, Design Manual for Roads and Bridges: Vol. 3 Highway Structures: Inspection and Maintenance, Highway Agency, February (2008).

18. Beck P., Bradshaw T.P., Lark R.J., Holford K.M.: A quantitative study of the relationship between concrete crack parameters and Acoustic Emission released during failure, *Proc. 5<sup>th</sup> International Conference on Damage Assessment of Structures, Key Engineering Material Vols. 245-246*, ISSN 1013-9826 (2003), pp. 462-466.
19. Bień J.: Zagadnienia trwałości obiektów mostowych w europejskich projektach badawczych, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 41-56.
20. Bień J.: Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław (2002).
21. Bień J.: Uszkodzenia obiektów mostowych, *WKiL*, Warszawa (2010).
22. Blanch M.J., Anastassopoulos A.A., Proust A., Vionis P., D R V van Delft, T.P. Philippidis T.P.: Damage Classification of Acoustic Emission using Aegis Pattern Recognition Software from Ten Small Wind Turbine Blade Tests, *Proceeding of Global Windpower*, Paris, April (2002).
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.: Uwagi o trwałości konstrukcji betonowych, *Drogi i Mosty, Nr 3* (2004), s. 5-14.
25. Brandt A.M.: On the Durability of Concrete Structures, *Proceeding International Symposium CanMet'05 and Mindess Symposium*, Vancouver, August (2005), p. 441.
26. Brandt A.M.: O trwałości konstrukcji inżynierskich, *International Conference „Durable bridge structures in the environment”- EKOMOST 2006*, maj (2006), s. 31-43.
27. Brandt A.M., Kasperkiewicz J. i inni: Metody diagnozowania betonów i betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych, *IPPT PAN, North Atlantic Treaty Organization, Scientific Affairs Division*, Warszawa (2003), s. 13-218.
28. BRIME: Bridge Management in Europe, *Final Raport 4<sup>th</sup> Framework Programme* (2001).
29. Chan W.Y., Hay D.R., Suen C.Y., Schwelb O.: Application of Pattern Recognition Techniques in the Identification of Acoustic Emission Signals, *Proceedings of Fifth International Conference on Pattern Recognition, Institute of Electrical and Electronics Engineers*, New York (December 1980), pp. 108-111.
30. Chen B., Liu J.: Experimental study on AE characteristics of three-point-bending concrete beams, *Cement and Concrete Research 34* (2004), pp. 391-397.
31. Chen H.L., Cheng C.T., 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), pp. 888-894.
32. Cempel Cz.: Diagnostyka techniczna – stan i kierunki rozwoju, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 85-98.
33. Davis A.G.: Review of Nondestructive Evaluation Techniques of Civil Infrastructure, Discussion, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol. 11, No. 4 (1999), p. 47.
34. Diederichs U., Schneider U., Terrien M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission, *Development in Civil Engineering 7: Fracture Mechanics of Concrete* (1983).



35. Drobiec L., Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali, t. 1, *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa (2010).
36. Eleqra H., Godin N., Peix G., R'Mili M., Fantozzi G.: Damage evolution analysis in mortar, during compressive loading using acoustic emission and X-ray tomography: Effects of the sand/cement ratio, *Cement and Concrete Research* 37 (2007), pp. 703-713.
37. Enright M.P., Frangopol D.M.: Survey and Evaluation of Damaged Concrete Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 5(1), (2000), pp. 31-38.
38. Ferrier E., Lagarde G., Hamelin P.: Durability of reinforced concrete bAEms, *Abst. DURACOSYS'99*, Brussels (1999), pp. 184-189.
39. Fausett L.V.: Fundamentals of Neural Networks: Architectures, Algorithms and Applications, *Prentice Hall*, New York (1994), pp. 328-330.
40. Flaga K., Furtak K.: Wpływ jakości kruszywa na zarysowanie belek żelbetowych, *Archiwum Inżynierii Lądowej*, t. 28, z. 1-2 (1982), s. 113-133.
41. Flaga K.: Szczególne wymagania stawiane betonom konstrukcyjnym w mostownictwie, *XV Konferencja „Beton i Prefabrykacja”*, Jadwisin (1995), s. 105-115.
42. Flaga K.: Diagnostyka, modernizacja i rewitalizacja obiektów mostowych z betonu, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 123-156.
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. Fukunaga K.: Introduction to Statistical Pattern Recognition, *Academic Press*, Orlando (1990).
46. Furtak K.: Wytrzymałość betonu poddanego obciążeniom wielokrotnie powtarzalnym, *Archiwum Inżynierii Lądowej*, t. 2, z. 4 (1984), s. 677-697.
47. Furtak K.: Destrukcja naprężeniowa betonu, *Konferencja „Dni Betonu – tradycja i nowoczesność”*, Szczyrk (2002), s. 427-439.
48. Garbacz A.: Nieniszczące badania betonopodobnych kompozytów polimerowych za pomocą fal sprężystych – ocena skuteczności napraw, *Prace naukowe. Budownictwo z. 147, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej* (2007).
49. 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.
50. Gołaski L., Gębski P., Ono K.: Diagnostic of reinforced concrete structures by acoustic emission, *EWGAE 25<sup>th</sup> European Conference on Acoustic Emission Testing*, Prague (2002), pp. I/207- I/215.
51. Gołaski L., Gębski P., Ono K.: Diagnostic of reinforced concrete bridges by acoustic emission”, *Journal of Acoustic Emission* 20 (2002), pp. 83-98.
52. Gołaski L., Świt G.: 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), pp. 151-159.
53. Gołaski L., Świt G., Kanji O.: Acoustic Emission Behaviour of Prestressed Concrete Girdner during Proof Loading, *18<sup>th</sup> International Acoustic Emission Symposium*, Kanagawa July (2006), Japan.
  54. Gołaski L., Świt G., Kalicka M., Kanji O.: Acoustic Non Destructive Techniques as a new Method for Evaluation of Damages in Prestressed Concrete Structures: Failure of Concrete Structures, *49<sup>th</sup> International Acoustic Emission Working Group Symposium*, Barkley (2006), USA.
  55. Gołaski L., Świt G., Ono K., Kalicka G.: „Acoustic Emission Behaviour of Prestressed Concrete Girdner During Proof Loading”, *Journal of Acoustic Emission*, Vol. 24 (2006), pp. 187-195.
  56. Gołaski L., Goszczyńska B., Goszczyński S., Świt G., Trąmpczyński W.: Zastosowanie metody emisji akustycznej w diagnostyce żelbetowych konstrukcji budowlanych, *X Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego”*, Warszawa-Miedzeszyn (2008), s. 193-206.
  57. Gołaski L., Goszczyńska B., Goszczyński S., Trąmpczyński W.: Problemy diagnozowania konstrukcji na przykładzie obiektu mostowego, *Autostrady 12/2009*, s. 68-77.
  58. Gołaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W.: System monitoringu umożliwiający globalną ocenę stanu technicznego obiektów betonowych, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 173-188.
  59. Gołaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W.: System for the global monitoring and evaluation of damage processes developing within concrete structures under service loads, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering – zakwalifikowany do druku*.
  60. Gorzelańczyk T., Hoła J.: Ocena procesu niszczenia ściskanych betonów samozagęszczonych metodami akustycznymi. *Zeszyty Problemowe „Badania Nieniszczące”, Materiały konferencyjne 34 Krajowej Konferencji Badań Nieniszczących*, Zakopane (2005), s. 234-237.
  61. Gorzelańczyk T., Hoła J.: Stress failure testing of self-compacted concrete by acoustic emission metod, *Medzinarodna konferencia. Vyvojove tendencie v technológii stavieb. Zbornik*. Bratislava (2006), pp. 75-80.
  62. Granger S., Loukili A., Pijaudier-Cabot G., Chanvillard G.: „Experimental characterization on the self-healing of cracks in an ultra high performance cementitious material: Mechanical test and acoustic emission analysis”, *Cement and Concrete Research 37*, (2007), pp. 519-527.
  63. Grosse Ch.U., Finck F.: Quantitive evaluation of fracture processes in concrete using signal-based acoustic emission techniques, *Cement and Concrete Research 28* (2006), pp. 284-295.
  64. Hatchinson R., Donald D., Abdelrahman A., Rizkalla S.: Shear Strengthening of Prestressed Concrete Bridge Girders Using Bonded CFRP Sheets, *Proc. ECCM-8, Woodgead Publishing Ltd.* (1998), pp. 43-50.

65. Hamstad M.A., McColskey J.D.: Detectability of Slow Crack Growth in Bridge Steels by Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 57, No. 11*, Columbus, November (1999), pp. 1165-1174.
66. 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), pp. 1204-1207.
67. Hay D.R., 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).
68. Hearn G., Shim H.: Integration of Bridge Management Systems and Nondestructive Evaluations, *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, 4(2), (1998), pp. 49-55.
69. Hoła J.: Acoustic-emission investigation of failure of high-strength concrete, *Archives of Acoustics*, Vol. 24, No. 2 (1999), pp. 233-244.
70. Hoła J.: Determination of initiating and critical stress levels in compressed plain and high-strength concrete by acoustic methods, *Archives of Acoustic*, Vol. 25 (2000), pp. 57-65.
71. Hoła J., Schabowicz K.: Methodology of neural identification of strength of concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 102, No. 6 (2005).
72. Hoła J., Schabowicz K.: Nondestructive elastic-wave tests of post-tensioned concrete girders in road bridge, *17<sup>th</sup> World Conference on Nondestructive Testing*, Shanghai, China (2008).
73. Hopwood T., McGogney C.: Acoustic Emission Applications in Civil Engineering, *Nondestructive Testing Handbook, Vol. 5, Acoustic Emission Testing*, American Society for Nondestructive Testing (1987), pp. 311-345.
74. Hubele N.F., Hwang H.B.: A Neural Network Model and Multiple Linear Regression, *Intelligent Engineering Systems through Artificial Neural Network, Vol. 4*, New York (1994), pp. 328-330.
75. Iida T., Watanabe H., Tomoda Y., Ohtsu M.: Damage Estimation of Concrete Core by AE Rate Process Analysis, *Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol. 22 (1)*, (2000), pp. 271-276.
76. Ing M.J.: Repair or Not to Repair – Let Your Structure Do the Talking!, *Concrete Engineering International, Vol. 8, No. 3*, Camberley, Surrey (2004), pp. 47-48.
77. Ing M.J., Kells D.G., Austin S.A., Lyons R.: Determining the Corrosion State of Steel Reinforcement in Concrete, *Corrosion Management*, Leighton, May-June (2004), pp. 12-15.
78. Ing M.J., Austin S.A., Lyons R.: Cover Zone Properties Influencing Acoustic Emission Due to Corrosion, *Cement and Concrete Research, Vol. 35, No. 2*, Amsterdam (2005).
79. Instrukcja DP-T14: O dokonywaniu odbiorów robót drogowych i mostowych realizowanych na drogach zamiejscowych krajowych i wojewódzkich, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (1989).
80. Instrukcja DP-T.15M: O dokonywaniu przeglądów bieżących obiektów na zamiejskich drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (1990).
81. Instrukcja DP-T.16M: O dokonywaniu przeglądów bieżących obiektów na zamiejskich drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (1990).

82. Instrukcja DP-T.17M: O dokonywaniu przeglądów podstawowych obiektów na zamiejskich drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (1990).
83. Instrukcja DP-T.18M: O dokonywaniu przeglądów szczegółowych obiektów na zamiejskich drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (1990).
84. Instrukcje DP-T.15M, DP-T.16M, DP-T.17M, DP-T.18M: Planowania robót mostowych oraz przeglądów obiektów mostowych na zamiejskich drogach publicznych, *Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych*, Warszawa (2002).
85. Instrukcja ITB - 361/99: Zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych, *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa (1999).
86. Ishibashi, A., Matsuyama, K., Ohtsu M.: AE Application for Diagnosis of Deteriorated Concrete of Harbor Structures, *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Sym. on AE from Composite Materials* (1998), pp. 145-152.
87. Iwanami M., Kamada T., Nagataki S.: Application of AE Technique for Crack monitoring In RC Beams, *JCI Proceedings of Cement and Concrete* (1997), p. 51.
88. Jerga J., Pokorny M.: Damage detection of concrete by nonlinear acoustic testing methods, *Civil and Environmental Engineering. Vol. 3, No. 1* (2007).
89. 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), p. 56.
90. Kalicka M.: Acoustic emission as a monitoring method in prestressed concrete bridges health condition evaluation, *Journal of Acoustic Emission*, Vol. 27 (2009), pp. 18-26.
91. Kamada T., Iwanami M., Nagataki S., Yuyama S., Ohtsuki N.: Application of Acoustic Emission Evaluation of Structural Integrity in Marine Concrete Structures, *Progress in AE VIII (JSNDI), Proc. 13<sup>th</sup> Inter. AE Symp., Nara Japan, November* (1996) pp. 355-360.
92. Kamada T., Nagataki S., Iwanami M.: Evaluation of Material Deterioration in Concrete by Nondestructive Testing Methods, *International Conference on Engineering Materials*, Ottawa, Canada (1997), pp. 453-466.
93. Kim B., Weiss J.W.: Using acoustic emission to quantify damage in restrained fiber-reinforced cement mortars, *Cement and Concrete Research* 33 (2003), pp. 207-214.
94. Klingner R.E., Fowler T.J.: Structural Assessment of In-Service Bridges with Premature Concrete Deterioration, *Project Proposal for TxDot Project 0-1857, Submitted* (1998).
95. Koch G.H., Brongers M.P.H., Thompson N.G.: Corrosion Costs and Preventive Strategies in the United States, *FHMA-RD-01-156, A Supplement to Materials Performance*, Katy (2002).
96. Kossakowski P., Piotrowski Z.J., Świt G., Trąmpczyński W.: Ocena przydatności do użytkowania hali wystawienniczej po pożarze, *XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „AWARIE BUDOWLANE 2011” Szczecin-Międzyzdroje*, maj (2011), s. 965-972.
97. Kouroussis D., Anastasopoulos A.A., Vionis P., 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), pp. 217-223.

98. Kurdowski W., Garbacik A.: Najczęstsze błędy w ocenie przyczyn uszkodzeń betonu i jego zagrożenia awarią, *XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane 2007”*, Szczecin-Międzyzdroje (2007), s. 81-92.
99. Laura P.A.A.: Evaluation of Structural Integrity of Cables Using Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 44, No. 1*, Columbus, January (1980), p. 38.
100. Lavrov A.: The Kaiser effect in rocks: principles and stress estimation techniques, *Int J. Rock Mech. Min. Sci.* 40 (2003), pp. 151-171.
101. Leung C.K.Y.: Modeling of Concrete Cracking Induced by Steel Expansion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 13(3), (2001), pp. 169-175.
102. Lewinowski Cz.: Matematyczna analiza wyników badań przeprowadzonych w laboratoriach drogowych, *Prace COBiRTD*, Warszawa (1968), s. 26-34, 59-67.
103. Li Z.W., Yuyama S., Osawa I., Kimpara I., Kageyama K., 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), pp. 1863-1872.
104. Loland, K.E.: Continuous Damage Model for Load – Response Estimation of Concrete, *Cement and Concrete Research, Vol. 10* (1989), pp. 395-402.
105. Lyons R., Ing M.J., 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), pp. 413-433.
106. Łagoda M.: Nowoczesne systemy diagnostyki i monitoring obiektów drogowych w Europie – kierunki rozwoju, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 291-300.
107. Main I.G., Forde M.C., Halliady J.: Acoustic emission on bridges: experiments on concrete beams, *EWGAE 25<sup>th</sup> European Conference on Acoustic Emission Testing*, Prague (2002), pp. I/127-I/134.
108. Malhort V.M., Carino N.J.: Handbook on nondestructive testing of concrete, *CRC Press* (2004).
109. Małecki I.: Charakterystyka i klasyfikacja sygnałów AE. Emisja akustyczna, źródła, metody, zastosowanie, *red. I. Małecki i J. Ranachowski, Polska Akademia Nauk, Instytut Podstawowych Problemów Techniki*, Warszawa (1994), s. 19-33.
110. Mamlouk M.S., Zaniewski J.P.: *Materials for Civil and Construction Engineers*, Addison Wesley Longman, Menlo Park, California (1999).
111. Masi A.K., Sahu R.: Acoustic Emissions from Reinforced Concrete, *Experimental Mechanics, December* (1994), pp. 379-388.
112. 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), p. 141.
113. Mays G.: *Durability of Concrete Structures: Investigation, Repair, Protection*, Chapman Hall, London (1992).
114. Mohamed O.A., Rens K.L., Stalnaker J.J.: Factors Affecting Resistance of Concrete to Freezing and Thawing Damage, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 12(1), (2000), pp. 26-32.

115. Munwam M.C., Ohtsu M.: Stress Intensity Factors in Concrete by Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 57, No. 11*, Columbus, November (1999), pp. 1178-1182.
116. Murakami, Y., Yuyama, S.: Acoustic Emission Evaluation of Structural Integrity in Reinforced Concrete Beams due to Corrosion of Reinforcement, *Progress in AE VIII (JSNDI), Proc. 13<sup>th</sup> Inter. AE Symp., Nara Japan, November (1996)*, pp. 217-244.
117. Nair A., Cai C.S.: Acoustic emission monitoring of bridges: Review and case studies, *Engineering Structures, 32* (2010), pp. 1704-1714.
118. Nielsen J., Griffen D.F.: Acoustic Emission of Plain Concrete, *Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol. 5, No. 6, November (1977)*, pp. 467-483.
119. Nielsen A.: Acoustic Emission Souce Based on Pencil Lead Breaking, *Danish Welding Institute, Copenhagen, Denmark (1980)*.
120. Niseki S., Satake M., Gohke M.: Quick Detection of Alkali-Aggregate Reaction by Acoustic Emission Monitoring, *Progress in Acoustic Emission V, The Japanese Society of NDI (1990)*, p. 529.
121. Ono K.: Aplication of acoustic emission for structure diagnostic, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Kielce-Krynica (2010)*, s. 317- 342.
122. Ohtsu, M.: Determination of Crack orientation by Acoustic Emission, *Materials Evaluation, September (1987)*, pp. 1070-1075.
123. Ohtsu M: Estimation of Crack and Damage Progression in Concrete by Quantitative Acoustic Emission Analysis, *Materials Evaluation, May (1999)*, pp. 521-525.
124. 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)*, pp. 167-172.
125. Ohtsu M.: Rate Process Analysis of AE Activity in Uniaxial Compression Test of Core Specimens, *Progress in Acoustic Emission V, Japaneese Society of NDI (1990)*, p. 311.
126. Ohtsu M.: Basics of Acoustic Emission and Applications to Concrete Engineering, *Material Science Research International, Vol. 4, No. 3 (1998)*, pp. 131-140.
127. Ohtsu M.: Estimation of Crack and Damage Progression in Concrete by Quatitative Acoustic Emission, *Materials Evaluation, Vol. 57, No. 5, Columbus, May (1995)*, pp. 521-525.
128. Ohtsu M., Okamoto T., Yuyama S.: Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission for Cracking Mechanisms in Concrete, *ACI Structural Journal, March-April (1998)*, pp. 87-95.
129. Olaszek P., Świt G., Casas J.R.: Proof load testing supported by acoustic emission. An example of application, *Bridge Maitenance, Safety and Life-Cycle Optimization*, Taylor & Francis Group, London (2010), pp. 472-479.
130. Peng – Yeng Y., Ling – Hwei Ch.: A new non-iterative approach for clustering. *Pattern Recognition Letters, No. 2 (1994)*, pp. 125-133
131. 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)*, pp. 1334-1339.

132. 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), pp. 1340-1345.
133. Philippidis T., Nikolaidis V., 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), pp. 329-340.
134. Piasta Z., Lenarcik A.: Applications of statistical multi-criteria optimisation in design of concretes, *A.M. Brandt (red.), Optimization methods for material design of cement-based composites*, E & FN Spon, London, New York (1998), pp. 150-166.
135. Piasta Z.: Multiple regression analysis in design of composite materials, *A.M. Brandt (red.), Optimization Methods for Material Design of Cement-based Composites*, E & FN Spon, London, New York (1998), pp. 281-288.
136. Piasta Z.: Transforming data into engineering knowledge with rough classifiers, *A.M. Brandt (red.), Optimization methods for material design of cement-based composites*, E & FN Spon, London, New York (1998), pp. 288-296.
137. Piekarczyk A., Drobiec Ł., Jasiński R.: Wykrywanie wad wewnętrznych w konstrukcjach żelbetowych, *Inżynier Budownictwa, nr 4* (2010), s. 48-52.
138. 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), pp. 3-12.
139. Ranachowski J., Rajmund F., Librant Z.: Badanie ośrodków kruchych metodą emisji akustycznej na przykładzie ceramiki i betonów, *IPPT PAN, 28* (1992), s. 32-102.
140. Ranachowski J., Małecki I.: Emisja akustyczna. Źródła, metody, zastosowania, *Wydawnictwo Biuro Pascal, Warszawa* (1994), s. 55-107.
141. Ranachowski J., Małecki I.: Możliwości oceny pseudoplastyczności materiałów ceramicznych metodą emisji akustycznej, *IPPT PAN, Warszawa* (1999), s. 35-46.
142. Ranachowski Z.: Wyznaczanie naprężeń krytycznych w betonie przy pomocy zautomatyzowanych pomiarów metodą emisji akustycznej, *Praca doktorska, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław* (1990), 118 s.
143. Recommended Practice for In-Situ Monitoring of Concrete Structures by Acoustic Emission, NDIS 2421, *Japanese Society for Non-Destructive Inspection* (2000).
144. Roca Y., Octavio L.: Acoustic Emission Examination of High Strength Prestressed Concrete Girders, *Thesis presented to The University of Texas at Austin, August* (1997).
145. 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), pp. 34-45.
146. Runkiewicz L.: Tendencje rozwojowe badań nieniszczących w budownictwie, *Zeszyty Problemowe „Badania Nieniszczące”, Materiały konferencyjne 32 Krajowej Konferencji Badań Nieniszczących, Międzyzdroje* (2003), s. 89-102
147. Runkiewicz L.: Ocena trwałości i niezawodności elementów żelbetowych za pomocą metod nieniszczących, *Materiały Budowlane, nr 12* (2005), s. 2-4.
148. Schalkoff R.: Pattern Recognition. Statistical, Structural and Neural Approaches, *John Wiley & Sons Inc.* (1992).

149. Shiotani T., Li Z., Yuyama S., 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), pp. 118-133.
150. Sison M., Duke J.C., Jr., Lozev M.G., Clemeña G.G.: Analysis of Acoustic Emissions from a Steel Bridge Hanger, *Research in Nondestructive Evaluation*, Vol. 10, No. 3, Columbus (1998), pp. 123-145.
151. Schumacher: AE techniques applied to conventionally reinforced concrete bridge girders, *Oregon DOT Report SPR633* (2008), 199 p. ([www.oregon.gov/ODOT/TD/TP\\_RES/ReportsbyYAEr.shtml#2008](http://www.oregon.gov/ODOT/TD/TP_RES/ReportsbyYAEr.shtml#2008))
152. Signal Processing and Pattern Recognition of AE Signatures. Experimental Analysis of Nano and Engineering Materials and Structures, *Springer Netherlands*, ISBN 978-1-4020-6238-4 (2007), pp. 928-930.
153. Sobczak W., Malina W.: Metody selekcji i redukcji informacji, WNT, Warszawa (1985).
154. 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), pp. 1-19.
155. Stewart M.G., Rosowsky D.V.: Structural Safety and Serviceability of Concrete Bridges Subject to Corrosion, *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, Vol. 4, No. 4 (1998), pp. 146-155.
156. Strategic Targeted Research Project, "Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures (ARCHES)" *Report ARCHES-02-DE08-C* ([http://arches.fehrl.org/?m=7&id\\_directory=1615](http://arches.fehrl.org/?m=7&id_directory=1615))
157. Suzuki T., Watanabe H., Ohtsu M.: Damage Evaluation in concrete Using Acoustic Emission Method, *The 6<sup>th</sup> Far-AEst Conference on Non-Destructive Testing* (2002), pp. 111-116.
158. Świt G.: Durability of composite GRP under stress corrosion condition by acoustic emission, *5<sup>th</sup> International Conference on Durability Analysis of Composite Systems "DURACOSYS'01"*, Japan, Tokyo (2001), pp. 323-326.
159. 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), pp. 198-203.
160. Świt G.: Diagnostics of a viaduct built of prestressed concrete beams by acoustic emission, *3<sup>rd</sup> International Conference "Fracture Mechanics of Materials and Structural Integrity"* *Ukraińska Akademia Nauk*, Ukraina, Lviv (2004), pp. 198-203 – rozdział w monografii.
161. Świt G., Balcerek B.: Diagnostyka obiektów mostowych z wykorzystaniem emisji akustycznej, *Polskie Drogi*, Nr 9 (115), wrzesień (2004), s. 27-31.
162. 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, Vol. 16, No. 5, USA (2004), pp. 414-418.
163. 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.



164. Świt G.: New materials, systems, methods and concepts for durable prestressed concrete structures – stress corrosion GFRP and CFRP tendons, *COST European Science Foundation – Final Report, Part I*, Brussel (2007), pp. 33-55.
165. Świt G.: Metoda emisji akustycznej w analizie uszkodzeń konstrukcji betonowych wstępnie sprężonych, Monografia, Wyd. I, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce (2008), s. 1-159.
166. Świt G.: Diagnostyka sprężonych konstrukcji betonowych za pomocą emisji akustycznej, *55 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Kielce-Krynica (2009), s. 581-588.
167. Świt G.: Emisja akustyczna jako metoda diagnostyki sprężonych konstrukcji betonowych, *DROGI – lądowe, powietrzne, wodne*, nr 11/2009, s. 51-59.
168. Świt G.: „Diagnostic of prestressed concrete structures by means of acoustic emission”, *8<sup>th</sup> ICRM'S 2009, Proceeding of IEEE, Chengdu, China* (2009), pp. 958-962.
169. Świt G.: Zastosowanie emisji akustycznej w badaniach obiektów mostowych – weryfikacja procedury japońskiej i amerykańskiej, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 771-778.
170. Świt G., Goszczyńska B., Trąmpczyński W.: Zastosowanie metody emisji akustycznej do monitoringu stanu technicznego wiaduktu drogowego, *XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „AWARIE BUDOWLANE 2011”*, Szczecin-Międzyzdroje, maj (2011), s. 1251-1258.
171. Świt G., Goszczyńska B., Krampikowska A., Kwaśniewska I., Chmura P.: Zastosowanie metody emisji akustycznej oceny wykonawstwa wiaduktu nad torami kolejowymi w województwie świętokrzyskim, *XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „AWARIE BUDOWLANE 2011”*, Szczecin-Międzyzdroje, maj (2011), s. 1243-1250.
172. Świt G., Goszczyńska B., Krampikowska A., Bryła J., Tworzewski P.: „Zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny wykonawstwa przyczółka wiaduktu”, *MOSTY* 4/2011 nr 4 (2011), s. 60.
173. Świt G.: Zastosowanie emisji akustycznej w badaniach obiektów mostowych – weryfikacja procedury japońskiej i amerykańskiej, *Obiekty Inżynierskie. Mosty, Wiadukty, Tunele*, nr 2 (2011).
174. Tadeusiak R., Flasiński M.: Rozpoznawanie obrazów, WNT, Warszawa (1991).
175. Taly N.: Design of Modern Highway Bridges, McGraw Hill, New York (1998).
176. 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).
177. Tsiatas G., Robinson J.: Durability Evaluation of Concrete Crack Repair Systems, *Transportation Research Board 2002 Annual Meeting* (2002).
178. Tsimogiannis A., Gergali B. and Anastopoulos A.A.: Acoustic Emission/Acousto-Ultrasonic Data Fusion for Damage Evaluation in Concrete, *Journal of Acoustic Emission, Vol. 18*, Los Angeles (2000), pp. 21-28.
179. Uchida M., Okamoto T., Tsuji N., Ohtsu M.: NDT of Concrete Members by Ultrasonics, *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Structural Faults and Repair Conference*, Edinburgh (1999).

180. Uomoto, Taketo: Application of Acoustic Emission to the Field of Concrete Engineering, *Journal of Acoustic Emission*, Vol. 6, No. 3 (1987), pp. 137-144.
181. Waddell J.J., Dobrowolski J.A.: *Concrete Construction Handbook*, McGraw Hill, New York (1993).
182. Watanabe H., Ichinose M., Tomoda Y., Ohtsu M.: Quantitative Estimation of Damage in Concrete by AE, *Proc. of the Japan Concrete Institute*, Vol. 23 (1), (2001), pp. 493-498.
183. Watson J.R., Yuhyama S., Johnson D.: Remote detection and assessment of damage in bridges, *Structural Faults and Repair* (2001).
184. Watson J.R., Cole P.T., Kennedy-Reid I., Halliday J.: Condition assessment of concrete half joints, *First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002*, Barcelona (2002).
185. Watson J.R.: Advanced Acoustic Emission Monitoring of Concrete Structures, *Proceedings of the first workshop of COST 534 on NDT Assessment and New Systems in Prestressed Concrete Structures*, Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, Switzerland (2004).
186. Włodarczyk M., Świt G., Intensity of cracking process of bending reinforced concrete beams. *Monograph Technical University of Radom, Faculty of Transport "Computer systems aided science and engineering work in transport, mechanics and electrical engineering"* (2008), pp. 597-603.
187. Włodarczyk M., Świt G.: Diagnostyka konstrukcji strunobetonowych metodą emisji akustycznej na przykładzie dźwigara mostowego T27. *Logistyka*, Nr 6 (2008), s. 383-389.
188. Wołowicki W.: Trwałość betonowych konstrukcji mostowych, *Konferencja „Dni betonu. Tradycja i Nowoczesność”*, Szczyrk, październik (2002), s. 871-879.
189. 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), pp. 86-90.
190. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., Ohtsu M: Acoustic Emission Generated in Corners of Reinforced Concrete Rigid Frame under Cyclic Loading, *Materials Evaluation*, Vol. 53, No 2, Columbus, March (1995), pp. 409-412.
191. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., 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), pp. 347-354.
192. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., 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), pp. 751-756.
193. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., Ohtsu M., Kisi T: A Proposed Standard for Evaluating Integrity of Reinforced Concrete Beams by AE, *AE VIII, Japanese Society for Non Destructive Inspection*, Tokio (1996), pp. 295-304.
194. Yuyama S., Okamoto T., Shigeiski M., Ohtsu M., 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).

195. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Ocena trwałości i monitoring obiektów żelbetowych, *56 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*, Kielce-Krynica (2010), s. 399-414.

#### **PATENTY:**

196. Gołaski L., Świt G., Ono K.: Zgłoszenie nr 381454 „Sposób diagnozowania stanu technicznego obiektów mostowych” (2006).
197. Trąmpczyński W., Świt G., Gołaski L., Goszczyńska B., Ono K.: Zgłoszenie nr 389391 „Sposób diagnozowania i/lub monitorowania stanu technicznego, betonowych konstrukcji zbrojnych i sprężonych oraz układ do diagnozowania stanu technicznego, betonowych konstrukcji zbrojnych i sprężonych” (2009).
198. Gołaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W.: Zgłoszenie nr 394641 „Sposób badania i/lub monitorowania procesów destrukcyjnych w konstrukcjach stalowych poddanych obciążeniom” (2011).

#### **NORMY:**

199. EN 1330-9, *Non-Destructive Testing – Terminology – Part 9, Terms Used in Acoustic Emission Testing*.
200. EN 13544 *General Principles*.
201. EN 13477-1 *Equipment Description*.
202. EN 13477-2 *Equipment Characterization*.
203. EN 473 *The European Standard for Qualification and Certification of NDT Personnel*.
204. ISO 12713, *Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Primary Calibration of Transducers*.
205. ISO 12714, *Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Secondary Calibration of Acoustic Emission Sensors*.
206. ISO 12716, *Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Vocabulary*.

## PROJEKT PROCEDURY BADANIA METODĄ RPD OBIEKTÓW MOSTOWYCH WYBUDOWANYCH Z BELEK STRUNOBETONOWYCH [165]

### P.1. WSTĘP

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

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

Pomiary wykonuje się na konstrukcjach:

- 1) 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,
- 2) przeznaczonych do remontu – dla zidentyfikowania i lokalizacji uszkodzeń oraz oceny stopnia zagrożenia, jakie uszkodzenia stanowią dla obiektu,
- 3) po remoncie – dla oceny jakości wykonanej naprawy, a szczególnie stwierdzenia czy usunięto wcześniej wykryte uszkodzenia,
- 4) podczas normalnej eksploatacji – dla stwierdzenia czy w obiekcie znajdują się uszkodzenia stanowiące zagrożenie dla jej bezpieczeństwa użytkowania,
- 5) uszkodzonych – ale ze względów strategicznych wymagających dalszego użytkowania; ciągłe monitorowanie pozwala na wyłączenie obiektów z ruchu w chwili niebezpiecznego wzrostu intensywności rozwoju uszkodzeń,
- 6) 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 nieniszczących metodą emisji akustycznej, zaleca się stosować ustalenia zawarte w wymienionych niżej normach europejskich dotyczących terminologii, sposobu sprawdzania i cechowania układu pomiarowego oraz personelu badawczego:

1. EN 1330-9, Non-Destructive Testing – Terminology – Part 9, Terms Used in Acoustic Emission Testing.
2. EN 13544 General Principles.
3. EN 13477-1 Equipment Description,
4. EN 13477-2 Equipment Characterization.
5. EN 473 The European Standard for Qualification and Certification of NDT Personnel.

6. ISO 12713, Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Primary Calibration of Transducers.
7. ISO 12714, Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Secondary Calibration of Acoustic Emission Sensors.
8. ISO 12716, Non-Destructive Testing – Acoustic Emission Inspection – Vocabulary.

## **P.2. KWALIFIKACJE OSÓB WYKONUJĄCYCH POMIARY METODĄ EMISJI AKUSTYCZNEJ**

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

- a) budownictwa lądowego w specjalności konstrukcyjnej lub mostowej na II poziomie studiów stacjonarnych lub niestacjonarnych,
- b) podstawowych wiadomości o AE, w tym:
  - terminologii, budowy i zasady działania aparatury do pomiaru AE,
  - sprawdzania poprawności pracy oraz kalibracji aparatury pomiarowej,
  - obsługi użytej aparatury.

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

## **P.3. APARATURA POMIAROWA**

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

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

## P.4. PRZYGOTOWANIE POMIARU

Przed pomiarem należy przeprowadzić dokładne oględziny badanej konstrukcji, zwracając szczególną uwagę na rozmieszczenie 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 AE*

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, aby 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 skorodowany, zalecane jest stosowanie czujników rezonansowych o częstotliwości od 30 do 80 kHz.

### ❖ *Montaż czujników AE*

Powierzchnię, do której mocujemy czujniki należy oczyścić z zanieczyszczeń i przeszliować 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 AE*

Przedwzmacniacz AE należy połączyć z czujnikiem przewodem o oporności 50  $\Omega$  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  $\Omega$ .

### ❖ *Programowanie aparatury pomiarowej*

Programowanie polega na wybraniu parametrów sygnałów emisji akustycznej, które będą rejestrowane podczas monitoringu, filtrów częstotliwościowych oraz zaprogramowaniu 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  $\mu$ s.
- *Rear time* (czas w ciągu którego kanał jest wyłączony i nie jest w stanie rejestrować sygnałów); czas powinien być możliwie krótki, nie dłuższy niż 200  $\mu$ s.
- Programowanie filtrów dostosowujące je do charakterystyk użytych czujników; w przypadku stosowania czujników rezonansowych o częstotliwości 50 kHz sygnały powinny być rejestrowane w pasmie 20-100 kHz, a dla czujników o częstotliwości 150 kHz sygnały należy rejestrować w pasmie 100-200 kHz. Powyższe nastawy należy traktować jako standardowe. Stosowanie innych nastawów filtrów należy uzasadnić.

Najczęściej rejestrowane parametry AE 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 AE do poszczególnych czujników (co najmniej dwóch).

### ❖ *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 2,5 mm, nachylnego do powierzchni obiektu pod kątem 30°. Pomiar należy wykonać trzy razy przy każdym czujniku i określić średnią wartość amplitudy. Wartości amplitud sygnałów zarejestrowanych dla każdego czujnika nie powinny różnić się więcej niż o  $\pm 3$  dB od wartości średniej określonej dla wszystkich czujników.

## **P.5. PROWADZENIE POMIARU**

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

### **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 powinien być prowadzony co najmniej przez 60 minut. W tym czasie obiekt, jeżeli jest to możliwe, należy wyłączyć z ruchu. W przypadku wystąpienia niskoamplitudowej 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, ich źródła należy 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 ~0,5 m od końca elementu, następnie idąc wzdłuż osi co 0,5 m wzbudzać sygnał AE korzystając ze źródła wzorcowego z równoczesną rejestracją amplitudy sygnałów. Dla każdego miejsca generowania sygnałów wyznacza się wartość średnią amplitudy z trzech pomiarów. Wykres zmian amplitudy sygnałów akustycznych w funkcji odległości źródła od czujnika AE jest podstawą wyznaczenia współczynnika tłumienia. Informacje wynikające ze zmian w tłumieniu należy uwzględnić przy sprawdzeniu poprawności rozmieszczenia czujników.

#### **❖ Pomiar prędkości propagacji sygnałów AE**

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 prędkość 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 dotychczasowej betonu.

### **P.5.2. Badania zasadnicze**

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



### ❖ *Monitoring podczas normalnej eksploatacji obiektu*

Badania podczas normalnej eksploatacji obiektu mają na celu:

1. Stwierdzenie czy w analizowanym obiekcie są uszkodzenia czynne, to znaczy uszkodzenia, które się powiększają w warunkach eksploatacji.
2. Identyfikację i lokalizację uszkodzeń.
3. Oszacowanie stopnia zagrożenia, jakie uszkodzenia stanowią dla obiektu.
4. Stwierdzenie, w jakim stopniu w warunkach normalnej eksploatacji zagrożone jest bezpieczeństwo obiektu.

Badania podczas normalnej eksploatacji są najczęściej przeprowadzanym 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 w ocenie 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 (ilość przejazdów określa osoba prowadząca pomiar, nie mniej jednak niż 10). Wyniki zarejestrowane podczas pierwszych dwóch przejazdów przez nowy obiekt mogą zostać odrzucone (podczas tych przejazdów może wystąpić podwyższona emisja spowodowana wzajemnym dopasowaniem elementów konstrukcji). Kolejny monitoring należy przeprowadzić na obiekcie obciążonym obciążeniem quasi-statycznym, równym obciążeniu dopuszczalnemu, w okresie minimum 60 minut. Tutaj stosuje się podobnie jak w mostach podczas normalnej eksploatacji z zastrzeżeniem, iż wszystkie oceniane parametry winny mieścić się w kategorii „brak uszkodzeń” względnie „uszkodzenia nieistotne”.

### ❖ *Monitoring pod 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 natężeniu ruchu podobnym 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 przeprowadzana jest na podstawie analizy parametrów sygnałów emisji akustycznej zarejestrowanej podczas obciążania mostu. Uszkodzenia generujące sygnały akustyczne wykrywane są metodą lokalizacji liniowej (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 (miejsc styku podpory z badanym elementem). Ocenie podlega każda strefa, 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 AE grupujemy w klasy, którym przyporządkowane są różne mechanizmy destrukcyjne, jakie mają miejsce w czasie użytkowania analizowanych obiektów budowlanych. Ilość rejestrowanych parametrów sygnałów AE musi być zgodna z parametrami użytymi do budowy bazy sygnałów wzorcowych.

Grupowanie i klasyfikowanie sygnałów AE należy przeprowadzić metodą rozpoznawania obrazów.

Stopień zagrożenia, jakie stwarzają procesy generujące w obrębie jednej klasy, są określane poprzez tak zwany kod intensywności procesów destrukcyjnych. Pro-

cesy te najlepiej obrazują wykresy punktowe, gdzie każdemu sygnałowi AE przypisany jest jeden punkt. Kolor i kształt punktu wskazują na klasę, do której przynależy dany sygnał AE. Omawiane klasy, symbole i kody prezentuje tabela P.6.1.1.

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

Kolor							+	X
Nr klasy	Nr 1	Nr 2	Nr 3	Nr 4	Nr 5	Nr 6	Nr 7	Nr 8
Kod zagrożenia	5	4	3	3	2	2	1	0

Sygnały klas Nr 1, Nr 2, Nr 7 i Nr 8 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 każdej klasy podczas monitoringu można uznać jako 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 doświadczenia 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.6.1.2.** Przyjęte kodowanie rozległości uszkodzeń

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

**Tabela P.6.1.3.** Ogólny opis wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji

Kod	Opis	Nr klasy
0	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej bądź zniszczony	Nr 8
1	Poważna wada / uszkodzenie i / albo element jest blisko awarii / zniszczenia	Nr 7
2	Umiarkowana wada / uszkodzenie, która może mieć wpływ na utratę nośności	Nr 5 Nr 6
3	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady / uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu	Nr 3 Nr 4
4	Nowy element bądź element z wadą niemającą wpływu na jego nośność	Nr 2
5	Nowy element bez wad	Nr 1

## 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 dwiema 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 wzmocnionej tkaniną szklaną.

Przed obciążeniem belkę należy poddać oględzinom, a zauważone uszkodzenia zaznaczyć i udokumentować fotograficznie. Miejsca te należy poddawać dokładnym obserwacjom podczas planowanych przerw w obciążeniu. Czujniki akustyczne powinny być założone wzdłuż osi belki po stronie rozciąganej, zgodnie z zasadami obowiązującymi w badaniu mostów. Natomiast 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. W celu lokalizacji uszkodzeń należy stosować lokalizację liniową (strefową). O podziale na strefy decyduje tłumienie sygnałów emisji akustycznej. Tłumienie belki należy określić wzdłuż pasa dolnego, w kierunku prostopadłym do osi oraz na kierunku nachylonym pod kątem 45° do osi belki. Na tych kierunkach należy również określić prędkość propagacji fal akustycznych.

Programowanie aparatury trzeba 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 wzglę-

dów 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 powinno być przeprowadzone na belkach z cyklicznym obciążaniem.

Stosuje się dwa warianty 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  $P_n^b$ . Belkę należy obciążyć zgodnie z wyznaczonym harmonogramem uzależnionym od wykonywanych dodatkowych pomiarów (tensometria, szerokość rys, ugięcie). W czasie utrzymywania obciążenia na stałym poziomie rejestrujemy sygnały emisji akustycznej w poszczególnych strefach, na jakie została podzielona belka oraz notujemy czas, po którym emisja zanika. Podczas pomiaru rys w strefie może wystąpić dodatkowa emisja wywołana tarcieniem przyrządów pomiarowych o belkę. Sygnały emisji z tego przedziału czasowego trzeba 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 liniową (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 AE,
- liczba zliczeń AE,
- amplituda sygnałów AE,
- czas trwania sygnałów AE,
- moc sygnałów AE,
- kształt sygnałów AE,
- współczynnik Felicity (dotyczy belek odciążanych do poziomu  $0,1 P_n$ ),
- obciążenie,
- współczynnik historii obciążenia,
- współczynnik „ciszy” (*calm ratio*).

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

- dokładny opis i 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 nasunęły się podczas monitorowania,
- wyniki badań emisji akustycznej (na nośnikach cyfrowych),
- analiza wyników sygnałów emisji akustycznej uwzględniająca obciążenia obiektu, obciążenia poszczególnych stref oraz uszkodzeń makroskopowych,
- kryteria, jakie przyjęto w ocenie stanu obiektu,
- wynik i uzasadnienie oceny.

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

Sprawozdanie powinno zawierać:

### **1. Podstawa badań:**

- zleceniodawca,
- cel badań,
- zakres badań.

### **2. Opis obiektu:**

- usytuowanie obiektu (numer drogi, kilometraż, 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 AE,
- wyniki pomiarów prędkości propagacji sygnałów AE,
- 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 AE,
- informacje o przebiegu pomiaru.

**8. Opracowanie wyników.**

**9. Ocenę wraz z uzasadnieniem.**

**10. Zalecenia wynikające z przeprowadzonych badań i oceny.**





# **ANALIZA PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH W OBIEKTACH MOSTOWYCH Z BELEK STRUNOBETONOWYCH Z WYKORZYSTANIEM ZJAWISKA EMISJI AKUSTYCZNEJ**

## **Streszczenie**

Monografia składa się z siedmiu rozdziałów oraz załącznika zawierającego projekt zaleceń zastosowania AE w badaniu obiektów mostowych wykonanych z belek strunobetonowych. W pierwszym z nich przedstawiono informacje o obecnych problemach występujących w diagnostyce obiektów mostowych z betonu sprężonego, zaprezentowano zalety i wady najczęściej obecnie używanych technik i metod oceny stanu technicznego konstrukcji strunobetonowych. W drugim rozdziale omówiono podstawy emisji akustycznej, podając stosowaną terminologię zawiązaną z AE, zaprezentowano współczesny sprzęt oraz oprogramowanie najczęściej stosowane w badaniach z użyciem emisji akustycznej. Przedstawiono źródła generowania sygnałów AE w konstrukcjach z betonu zbrojonego. W rozdziale trzecim zamieszczono aktualne informacje dotyczące stanu wiedzy na temat zastosowania metody emisji akustycznej w badaniach elementów strunobetonowych i betonowych. Przedstawiono wyniki badań własnych, modeli belek strunobetonowych i żelbetowych, podczas których przeprowadzono weryfikację kryteriów zaproponowanych przez japońskich oraz amerykańskich badaczy. W rozdziale czwartym opisano sposób tworzenia baz danych sygnałów wzorcowych, z zastosowaniem wieloparametrowej analizy rozpoznawania obrazu. 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. Posłużyły one do utworzenia plików wzorcowych emisji akustycznej z zastosowaniem samouczącej się metody rozpoznawania obrazu. Pliki te pozwoliły sklasyfikować procesy destrukcyjne zachodzące w badanej konstrukcji. Podano także wytyczne realizacji pomiarów metodą analizy aktywnych procesów destrukcyjnych (RPD) bazującej na metodzie AE. W rozdziale piątym zaprezentowano 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. Podano wstępną wersję zaleceń dotyczących zastosowania AE w badaniu elementów z betonu wstępnie sprężonego bazującej na metodzie analizy rozwoju procesów destrukcyjnych w skrócie RPD. Rozdział szósty obejmuje przykłady praktycznego zastosowania metody AE do analizy stanu technicznego obiektów mostowych: podczas monitoringu mostu w trakcie przejazdów ponadnormatywnych ze względu na masę, wiaduktu drogowego podczas obciążeń eksploatacyjnych oraz badania wiaduktu aż do pełnego zniszczenia. W rozdziale siódmym zostały podane wady i zalety, jak również sformułowane wnioski dotyczące możliwości zastosowania procedury badania obiektów mostowych metodą emisji akustycznej.



# **PREDICTING FAILURE PROCESSES FOR BRIDGE – TYPE STRUCTURES MADE OF PRESTRESSED CONCRETE BEAMS USING THE ACOUSTIC EMISSION METHOD**

## **S u m m a r y**

This monograph comprises seven chapters and an appendix with draft recommendations for the use of Acoustic Emission (AE) in the non-destructive testing of pre-stressed concrete beams in bridge-type structures. Chapter One looks at the current issues in the inspection and assessment of the structural health of pre-stressed concrete bridges. Specifically, it considers the advantages and disadvantages of the most common procedures for bridge condition determination. The fundamentals of acoustic emission discussed in Chapter Two include terminology, state-of-the-art equipment and the most popular software used for AE testing. Sources of AE signals occurring in reinforced concrete structures are also identified. Chapter Three presents the latest findings on the application of the AE method to the testing of reinforced concrete and pre-stressed concrete structural elements. Here I attempt to verify the criteria proposed by Japanese and American researchers by analyzing some of my experimental results and models of reinforced and pre-stressed beams. In Chapter Four, I explain the method for creating databases with reference signals based on multi-parameter pattern recognition. The experiments were conducted under laboratory conditions using special samples and test facilities. The aim was to investigate the formation and propagation of different types of concrete failure. The results were used to create reference files of acoustic emission by employing a self-teaching method of pattern recognition. These files were then used to classify the deterioration processes occurring in the analyzed structures. I provide guidelines concerning the assessment of concrete elements using the AE-based analysis of active destructive processes. Chapter Five is concerned with a natural scale analysis of crack growth in pre-stressed beams. The test loads applied to the beams contributed to the formation of cracks and, in consequence, the failure of the whole elements. Further research involved applying acoustic emission to improve the testing and inspection of concrete beams. Measurements were performed to verify the reference signals recorded for the model samples and beams. The monograph includes draft recommendations for the use of AE in the testing of pre-stressed concrete elements based on the analysis of active destructive processes. In Chapter Six, I provide examples of practical application of the AE method to bridge condition determination. The investigations were conducted for different road bridges. Their structural behaviour was monitored during passages of large overloaded vehicles, under normal traffic conditions and under failure loads, with the latter leading to the collapse of one of the bridges. Chapter Seven considers the benefits and drawbacks of the acoustic emission method and concludes on its application to the testing of bridge-type structures.