

SPIS TREŚCI

Wojciech BATKO, Renata BAL-PYRCZ: Rozwiązanie systemu monitoringu akustycznego środowiska	7
Wojciech BATKO, Andrzej MIKULSKI: Metodyka oceny stanu elementów konstrukcji zbrojenia sztybowego	17
Artur BOROWIEC, Leonard ZIEMIAŃSKI: Identyfikacja zmian sztywności we wsporniku na podstawie zmian parametrów modelu modalnego	25
Lidia BUDA-OŻÓG: Analiza i pomiar sygnału w wybranych badaniach doświadczalnych	37
Józef GIERGIEL: Drgania samowzbudne w maszynach budowlanych	47
Józef GIERGIEL: Metoda energetyczna badania drgań samowzbudnych	55
Michał JUREK, Piotr NAZARKO, Leonard ZIEMIAŃSKI: Nieniszczące badania konstrukcji: wykrywanie zmian w elementach konstrukcji z wykorzystaniem zjawiska fal sprężystych	67
Janusz KAWECKI, Krzysztof STYPUŁA: Badania wpływu ruchu dzwonów na zabytkową wieżę kościoła Mariackiego w Krakowie	89
Marzena KŁOS: Neuronowa analiza zagadnień symulacji częstości drgań własnych i identyfikacji parametrów geometrycznych łuków płaskich	103
Krystyna KUŻNIAR, Edward MACIĄG: Wpływ parametrów wstrząsów górniczych na interakcję dynamiczną grunt–budynek	113
Bartosz MILLER: Nieniszczące badania konstrukcji: dostrajanie modelu oraz identyfikacja obciążenia powodującego częściowe uplastycznienie	125
Grzegorz PIĄTKOWSKI: Nieniszczące badania konstrukcji: lokalizacja dodatkowej masy w układzie drgającej płyty	135

Damian ŚLĘCZKA, Leonard ZIEMIAŃSKI: Dynamiczna odpowiedź masztu na nagłe zerwanie odciagu	145
Tadeusz UHL: Termografia dynamiczna jako narzędzie diagnostyki konstrukcji	157
Zenon WASZCZYSZYN, Marek SŁOŃSKI: Maksimum całkowitej wiarygodności zamiast walidacji krzyżowej w projektowaniu sztucznych sieci neuronowych	173
Szczepan WOLIŃSKI: Probabilistyczna ocena trwałości elementów żelbetowych	187

Wojciech BATKO

Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

Renata BAL-PYRCZ

Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Krośnie

ROZWIĄZANIE SYSTEMU MONITORINGU AKUSTYCZNEGO ŚRODOWISKA

W artykule przedstawiono rozwiązanie technologiczne służące do ciągłego monitoringu hałasu komunikacyjnego, zainstalowane na terenie PWSZ w Krośnie, przy drodze krajowej 28 na odcinku Jasło–Krosno. Omówiono jego strukturę wykonawczą oraz uzyskane w trakcie pomiarów na danej stacji wyniki zmian poziomu równoważnego $L_{eq}(A)$ hałasu drogowego. Przedstawione rozwiązanie charakteryzuje się uniwersalnością zastosowań i pozwala na ścisłą integrację z bazami danych o stanie klimatu akustycznego środowiska. Idea wskazanej realizacji umożliwia wyznaczenie wartości długookresowych wskaźników hałasu L_{DWN} i L_N , koniecznych w procesie tworzenia programów ochrony środowiska. Zabezpiecza potrzeby identyfikacji zagrożeń akustycznych środowiska wynikające z wymagań dyrektywy Unii Europejskiej 2002/49/WE i powiązanego z nią polskiego ustawodawstwa prawnego.

1. Wprowadzenie

Hałas komunikacyjny jest obecnie najbardziej dominującym zagrożeniem akustycznym w obrębie miast i ich ciągów komunikacyjnych. Wywiera on negatywny wpływ na zdrowie, warunki pracy i wypoczynku, jest zatem jednym z najważniejszych czynników decydujących o komforcie życia. Ciągły przyrost ruchu samochodowego, kolejowego i samolotowego w obrębie miast powoduje narastanie problemów związanych z hałasem. W celu ograniczenia jego negatywnych skutków ustanowiona została przez Parlament Europejski Dyrektywa 2002/49/WE [1], formułująca wymogi w sprawie oceny i zarządzania poziomem hałasu w środowisku. Jednym z istotniejszych uregulowań tej Dyrektywy, jak i powiązanych z nią krajowych aktów prawnych, jest obowiązek wykonywania strategicznych map akustycznych. Ważnym fragmentem ich realizacji jest wyznaczanie długookresowych średnich wskaźników oceny hałasu, takich jak poziom dźwięku dziennie-wieczorowo-nocnego L_{DWN} i nocnego L_N . Powinno być ono wykonywane na bazie wyników pomiarów hałasu na przestrzeni wszystkich dób w roku, z uwzględnieniem pory dziennej, wieczornej i nocnej. Jakość tych oszacowań jest zdefiniowana reprezentatywnością zbioru dostępnych wyników pomiarowych [2]. Najlepszym rozwiązaniem w ocenach niestacjonarnych

oddziaływań hałasowych pochodzących od ruchu drogowego [3] jest instalacja systemów ciągłego monitoringu hałasu. Baza ich wyników zabezpiecza wymagania estymacyjne L_{DWN} i L_N oraz związane z nimi szacunki ich niepewności. Jest również pomocna w procesie identyfikacji możliwych struktur stochastycznych analizowanych zagrożeń hałasowych w środowisku [4], opisujących losowy mechanizm generowania danych pomiarowych przydatny w procesie harmonogramowania migawkowych, środowiskowych pomiarów akustycznych.

Szersze odniesienia związane z tą problematyką, zarówno instrumentalne, jak i metodyczne, są treścią tej pracy. Autorzy poświęcają ją pamięci prof. Władysława Łakoty, któremu problematyka środowiskowych pomiarów wibroakustycznych była bliska i obecna w jego aplikacyjnych pracach.

2. Opis systemu ciągłego monitoringu

W chwili obecnej są dostępne na rynku liczne rozwiązania (w tym także krajowe), zabezpieczające potrzeby ciągłego monitoringu zagrożeń hałasowych na określonych obszarach. Istotnym ograniczeniem w szerszym do nich dostępie są określające je koszty aparaturowe. Stąd też w praktyce badań środowiskowych najczęściej są wykonywane „migawkowe” badania kontrolne w określonych miejscach pomiarowych. Jest to zazwyczaj pomiar 24-godzinny, w którym konieczna jest obecność ekipy pomiarowej, zabezpieczającej obsługę miernika poziomu dźwięku oraz rejestrację informacji pozaakustycznych, oddziałujących w istotny sposób na monitorowane zmiany poziomu hałasu, tj. uwarunkowania pogodowe czy dane określające liczbę przejeżdżających pojazdów w pobliżu monitorowanego miejsca. W przypadku pomiarów długookresowych takie rozwiązanie jest trudne do realizacji.

Mając na uwadze wymienione uwarunkowania, podjęto prace nad budową prototypowej instalacji ciągłego monitoringu hałasu, która miała na celu przetestowanie walorów użytkowych tego rozwiązania [5] i dostarczenie danych pozwalających rozpoznać strukturę długookresowych zmian poziomu hałasu wokół arterii drogowych. Na miejsce jej lokalizacji wybrano Państwową Wyższą Szkołę Zawodową w Krośnie, odległą o 80 m od drogi krajowej 28 Jasło–Krosno z dwoma pasami ruchu.

Do budowy stacji ciągłego monitoringu hałasu został wykorzystany monitor hałasu typu MH-2, opracowany w Zakładzie Akustyki Technicznej, Techniki Laserowej i Radiometrii przez Główny Instytut Górnictwa. Monitor ten może być podstawowym elementem konfiguracji dowolnej sieci wielopunktowego systemu monitoringu hałasu. Jest on bowiem przeznaczony do wykonywania długotrwałych pomiarów akustycznych w terenie. Umożliwia prowadzenie pomiarów w trzech podzakresach możliwych zmian poziomu hałasu: 15-75 dB, 35-95 dB oraz 55-115 dB. Realizacja pomiarów dokonuje się w sposób automatyczny, programując pojedyncze sekwencje pomiarowe w próbkach czasowych o okresach od 5 do 60 min. Łączność z komputerem stacjonarnym odbywa się przez interfejs szeregowy RS-232, przy szybkości transmisji 9600 bodów. Stacja

monitoringu zasilana jest przez sieć 230 V AC bądź przez akumulator 12 V. Czas bezobsługowej pracy wynika z konieczności odczytu danych z wypełnionej pamięci. Czynności obsługowe obejmują: kontrole poprawności przyrządu, wzorcowanie przyrządu, ustawienie przyrządu, transfer danych pomiarowych z przyrządu do komputera.

Monitor funkcjonuje w dwóch trybach: *master* i *slave*. W trybie *master* przyrząd pracuje, wykonując dwa podstawowe zadania: pomiar hałasu i rejestrację wyników pomiaru. Cała sesja pomiarowa jest podzielona na zaprogramowane przedziały czasowe i rozpoczyna się pełną godziną. Czas pomiaru T_p estymacji poziomu równoważnego dźwięku $L_{eq}(A)$ jest ustawiany przez użytkownika w granicach od 5 do 60 min. Pozwala to na jednoczesne rozpoczęcie pracy przez wszystkie przyrządy sieci systemu monitorującego. W tym trybie obecność obsługi jest wymagana tylko podczas uruchomienia i czynności końcowych. W trybie *slave* przyrząd jest podłączony do zewnętrznego komputera za pomocą łącza RS 232. Wykonuje on polecenia przesyłane z zewnątrz. Do ich przeprowadzenia potrzebny jest komputer z zainstalowanym programem *mnoise* określającym procedurę obsługi sesji pomiarowych. Program ten jest jedynym środkiem komunikacji użytkownika z komputerem.

Drugi program – *bnoise*, również zainstalowany w komputerze, służy do weryfikacji zapisanych wyników. Poprzez te dwa programy możliwe jest dokonywanie pomiarów w dowolnie wybranym okresie, z wyznaczeniem estymat poziomów dźwięku $L_{eq}(A)$, L_{max} i L_{min} .

Monitor hałasu MH-2, sprzężony z komputerem, na którym zainstalowano bazę monitorowanego poziomu hałasu w środowisku, i urządzeniem UPS podtrzymującym zasilanie w razie awarii sieci elektrycznej, został umieszczony w jednym z pomieszczeń na terenie Państwowej Wyższej Szkoły Zawodowej w Krośnie. Konfiguracja tego rozwiązania została zilustrowana zdjęciem (rys. 1.).



Rys. 1. Widok na stację ciągłego monitoringu hałasu

Do monitora podłączono podgrzewany, wszechpogodowy, pojemnościowy mikrofon pomiarowy. Został on umieszczony na odpowiednio skonstruowanym wsporniku (rys. 2.), przymocowanym do ściany budynku przyległej do pomieszczeń stacji. Wspornik został zamontowany w ten sposób, aby umocowany na jego końcu mikrofon znajdował się w odległości 1 m od narożnika budynku, na wysokości 4 m. Takie ustawienie uwarunkowane było wymogami badawczymi zapewniającymi możliwość minimalizacji zakłóceń na drodze propagacji hałasu od źródła do punktu odbioru.



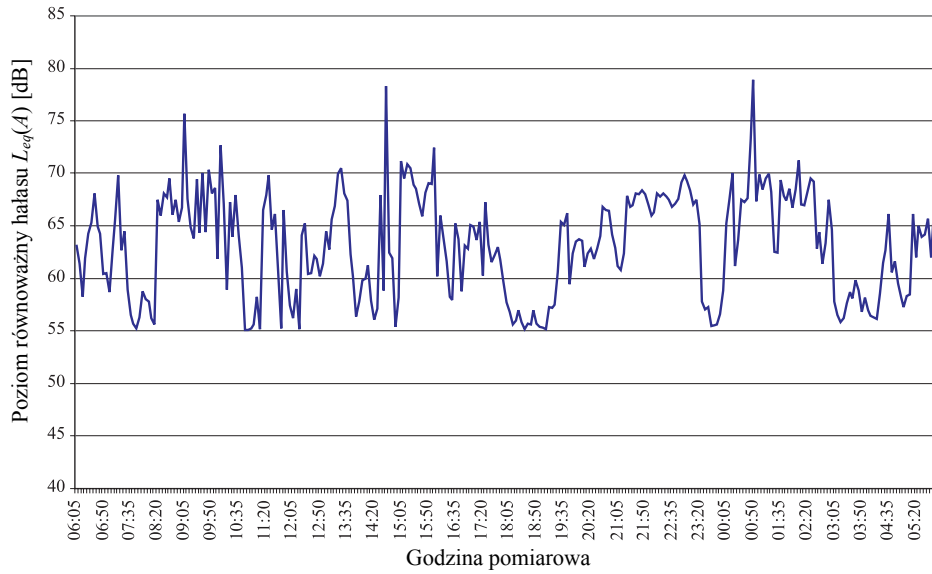
Rys. 2. Lokalizacja mikrofonu pomiarowego

Przedstawione rozwiązanie zapewnia możliwość podjęcia szerszych badań podstawowych, pozwalających rozpoznać strukturę długookresowych zmian poziomu hałasu wokół arterii drogowych i związanych z nimi ocen długookresowych wskaźników hałasu.

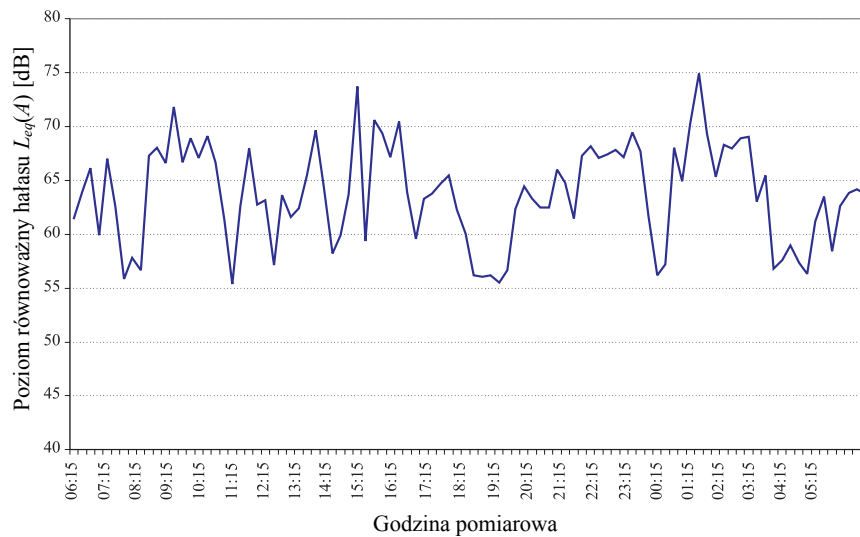
3. Wyniki badań

Zaproponowana platforma stacji ciągłego monitoringu hałasu została poddana testom. W trakcie pomiarów analizowano zdolności zaproponowanego rozwiązania do odwzorowania zmienności poziomu hałasu drogowego w ciągu doby. Przykładowy odczyt wyników pomiarów dotyczących jednej doby, z próbkami 5-minutowymi i 15-minutowymi, dla dowolnego dnia (przykładowo: czwartku 19 kwietnia 2007 r.) został zilustrowany na rys. 3. i 4.

Uzyskiwane dane posłużyły również do porównań zmienności poziomu hałasu wokół drogi krajowej 28 na odcinku Jasło–Krosno, w wybranym cyklu dobowym, ze zmiennością poziomu hałasu na ciągu ulic miasta Krakowa. Podstawą odniesień porównawczych były wyniki monitoringu hałasu przeprowadzonego przy al. Krasińskiego, na której znajduje się stacja ciągłego monitoringu hałasu funkcjonująca od 10 lat, z wynikami badań przeprowadzonych przy ul. Bema w Krośnie. Są one zilustrowane na rys. 5.



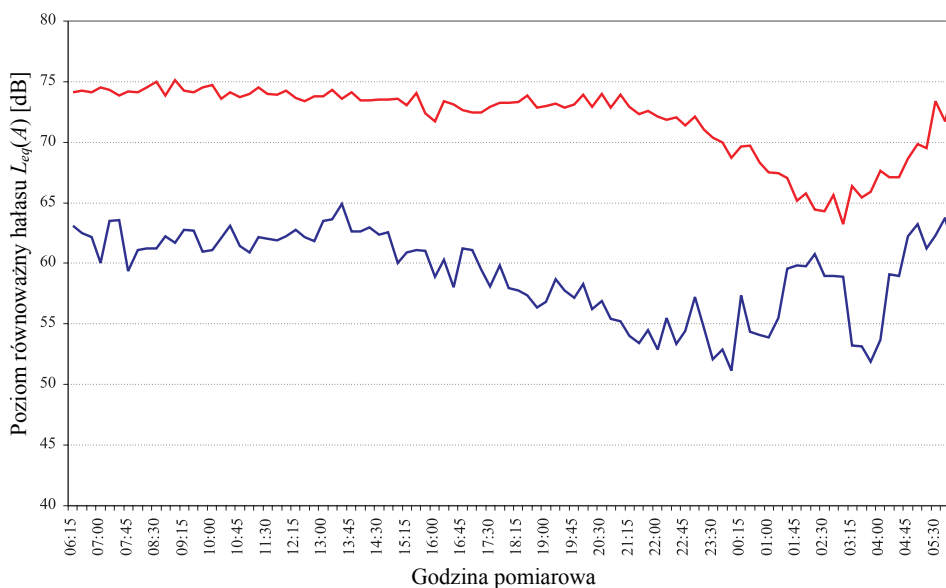
Rys. 3. Przebieg zmienności poziomu hałasu w ciągu doby w przedziałach 5-minutowych dla wybranego dnia



Rys. 4. Przebieg zmienności poziomu hałasu w ciągu doby w przedziałach 15-minutowych – czwartek

Zauważalna jest pewna zgodność zmian, pomimo istotnie zmiennych warunków lokalizacyjnych. Wykresy istotnie różnicują tylko poziomy dźwięku $L_{eq}(A)$ obliczonego w 15-minutowych przedziałach, które w Krakowie są wyższe. Wyróżnik ten można wiązać np. z istotnie większym natężeniem ruchu po-

jazdów przy al. Krasieńskiego w Krakowie względem natężenia ruchu na monitorowanej drodze w Krośnie.

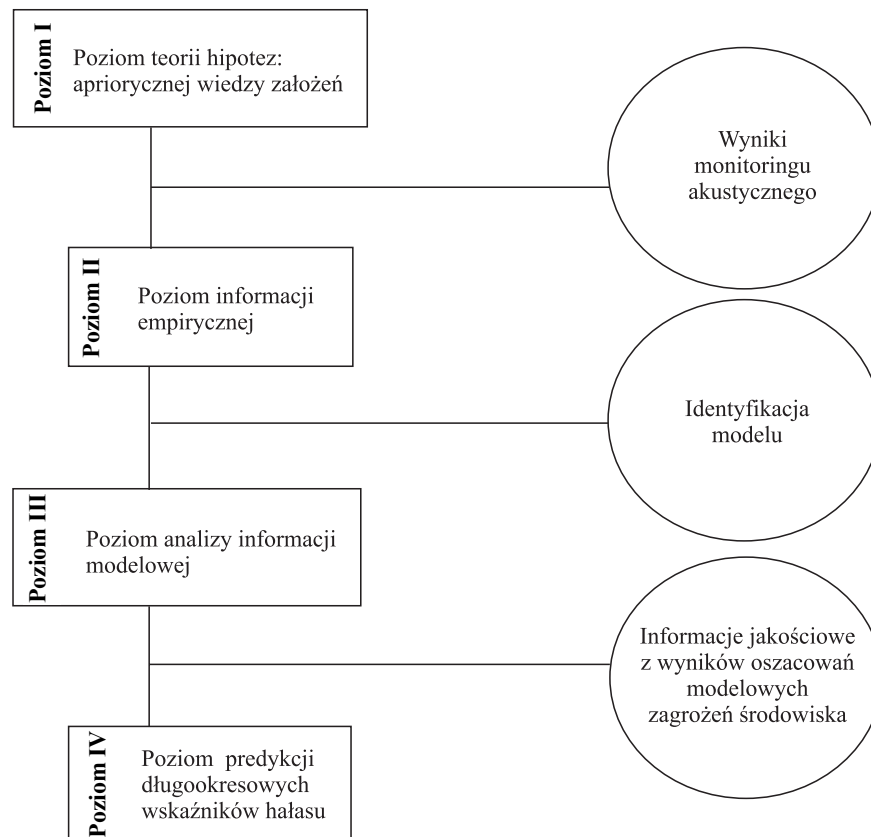


Rys. 5. Porównanie zmienności poziomu hałasu dobowego w Krakowie (górna linia) i w Krośnie (dolna linia) (ten sam dzień)

4. Możliwości wykorzystania systemu monitorującego w aplikacjach badawczych dedykowanych problemowi estymacji długookresowych wskaźników hałasu

Opracowane rozwiązanie systemu monitorującego daje możliwość identyfikacji struktury stochastycznej zmienności monitorowanych zagrożeń akustycznych. Jest ono bowiem generatorem zbioru szeregów czasowych kontrolowanych wartości poziomu dźwięku w środowisku, umożliwiającym statystyczne oszacowania wartości długookresowych wskaźników hałasu [6] w razie niepełnych danych (ograniczonego czasowo monitoringu akustycznego środowiska). Na ich bazie możliwe są statystyczne rozstrzygnięcia problemów, w których poszukiwana jest częstość zachodzenia określonych zdarzeń (np. pojawień się wartości ekstremalnych poziomów dźwięku), identyfikacja okresowości w zmianach wartości monitorowanej zmiennej bądź pojawień się określonych trendów (relacji przyczynowo-skutkowych). Ich znajomość w harmonogramowaniu „migawkowych” pomiarów kontrolnych, jakie realizują właściwe służby kontroli środowiska, warunkuje poziom niepewności ich ocen i związanych z nimi administracyjnych decyzji.

W ocenach reprezentatywności długookresowych wskaźników hałasu, obliczonych na podstawie wyników monitoringu akustycznego środowiska, istotna jest statystyczna analiza ich zmienności w czasie. Określa ona sposób rozstrzygnięć założonych hipotez statystycznych związanych z przyjętym sposobem ich modelowania. Na potrzeby analizy stochastycznych zagrożeń akustycznych środowiska został przyjęty pewien schemat badawczy przedstawiony na rys. 6. Określa on kolejne czynności badawcze, prowadzące do predykcyjnych rozpoznań zagrożeń akustycznych środowiska.



Rys. 6. Analizy monitorowanych zmienności poziomów dźwięku w środowisku istotne w uzyskaniu diagnostycznej informacji o stanie zagrożeń akustycznych środowiska

Poziom pierwszy badania jest związany z informacjami uzyskiwanymi z przyjętej bazy rozwiązań modelowych wymuszeń monitorowanych przebiegów. Wiązać je można z zalecanymi modelami [1] obliczeń hałasu: drogowego, kolejowego, przemysłowego czy lotniczego. Związana z nimi formalizacja modelowa jest określona modułem obliczeń emisji hałasu ze źródła, jak i warunkami jej propagacji do stacji monitorującej.

Poziom drugi jest związany ze sposobami uzyskania informacji empirycznej na temat analizowanego procesu występujących zagrożeń hałasowych. Określa go dostępna baza danych z monitoringu akustycznego środowiska, będąca próbkową realizacją analizowanego procesu stochastycznego. Przetworzenie informacji z monitoringu hałasu odpowiednio dobranymi metodami analizy szeregów czasowych pozwala dokonać identyfikacji wyróżników (determinant) kształtujących zmienność zagrożeń akustycznych środowiska, w tym wnioskowań o cykliczności badanego procesu, jego stacjonarności czy zmienności definiowanej jako miara niepewności co do przyszłych zmian badanych wskaźników hałasu.

Poziomy trzeci i czwarty to poziomy wykorzystania przyjętego modelu [6]. Są one związane z analizą użyteczności przyjętego modelu w wyjaśnianiu zmienności i predykcji wartości długookresowych wskaźników hałasu. Poziomy te różnicują wartości związanych z nimi wyników ilościowych i jakościowych. Jest to spowodowane faktem, że informacje na *poziomie trzecim*, wykorzystywane do estymacji parametrów przyjętego modelu i jego weryfikacji, są bardziej precyzyjne niż na *poziomie czwartym*. Predykcja estymowanych wskaźników hałasu z modelu jest bowiem z reguły oparta na informacji o dużo większym stopniu niepewności.

Możliwość realizacji wymienionych analiz na potrzeby wiarygodnej estymacji długookresowych wskaźników hałasu L_{DWN} i L_N jest jednak uwarunkowana dostępnością do wskazanych w artykule instrumentalnych rozwiązań zabezpieczających możliwość prowadzenia ciągłego monitoringu hałasu.

5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie testów z opracowanej stacji ciągłego monitoringu hałasu można stwierdzić, że spełnia wyznaczone jej zadania. Do istotnych zalet należy zaliczyć jej stosunkowo niską cenę. Pomiaru wykonywane przy użyciu tej stacji nie wymagają skomplikowanej obsługi i dają się łatwo automatyzować. Jej sprzęgnięcie z komputerem i zainstalowaną na nim bazą danych umożliwia podjęcie szerokich badań omówionych w p. 4., które pozwolą narzucić określone wymagania pomiarom „migawkowym” w sposób zapewniający reprezentatywność ocen długookresowych wskaźników hałasu. Z uwagi na krótki czas eksploatacji opracowanego systemu (od marca 2007 r.) trudno jest na tym etapie formułować wnioski dotyczące niezawodności systemu i szersze interpretacje statystyczne odnośnie do występujących zagrożeń hałasowych na monitorowanych terenach oraz określających je struktur zmienności stochastycznej. Uzyskane dane stwarzają nadzieję otrzymania odpowiedzi na wiele pytań dotyczących procesu kontroli hałasu zarówno w płaszczyźnie metodologicznej, jak i instrumentalnej.

Literatura

- [1] Directive 2002/49/EU of the European Parliament and of the Council of 25 June 2002 relating to the assessment and management of environmental Noise, Official Journal of the European Communities, 18 July 2002
- [2] Batko W., *Wybrane problemy monitoringu akustycznego środowiska*. Proc. 12th International Conference of Noise Control, Kielce, 24-26 September 2001
- [3] Batko W., *Monitorowanie zagrożeń wibroakustycznych środowiska. Wibroakustyka maszyn i środowiska*, rozdz. 6 (praca zbiorowa pod red. Z. Engla), Wiedza i Życie, Warszawa 1995
- [4] Batko W., Bal-Pyrcz R., *Analiza reprezentacji wyników środowiskowych pomiarów w procesie estymacji zagrożeń hałasowych generowanych ruchem ulicznym*. *Ekonomia i Organizacja Przedsiębiorstw*, 7, 2005, 175-184
- [5] Projekt KBN T07 2002/C05779: *Opracowanie krajowego systemu tworzenia i eksploatacji cyfrowych map akustycznych dużych i średnich miast dla potrzeb profesjonalnego planowania przestrzennego i celów szkoleniowych*
- [6] Batko W., Bal-Pyrcz R., *Analysis of stochastic acoustical hazards in environment*. *Archives of Acoustics*, 32, 4 (supplement), 2007, 3-13

ROAD NOISE MONITORING SYSTEM PROJECT

Summary

The article presents technological solution for permanent road noise monitoring, which was installed at State Higher Vocational School in Krosno, close to the road no. 28 on the Jasło-Krosno route. The paper describes system's structure and road noise equivalent level $L_{eq}(A)$ measured by means of that monitoring station. Presented solution allows wide range of application and tight integration with database of environmental acoustical climate. The idea of the solution allows calculation of long term L_{DEN} and L_N noise ratios, which is necessary for environment protection program creation. It provides all means for meeting the requirements of European Union Directive 2002/49/EC and polish law and regulations.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Wojciech BATKO
Andrzej MIKULSKI
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

METODYKA OCENY STANU ELEMENTÓW KONSTRUKCJI ZBROJENIA SZYBOWEGO

Badania zużycia i ocena stanu technicznego zbrojenia szybowego w praktyce opierają się głównie na pomiarach grubości elementów. Ich realizacja generuje szereg problemów, zarówno wykonawczych, jak i informacyjnych, w tym trudną do oszacowania niepewność wyniku rozpoznania. Stąd podjęto poszukiwania nowych rozwiązań diagnostycznych. Istotą proponowanego rozwiązania są badania właściwości dynamicznych konstrukcji z wykorzystaniem testu impulsowego, polegającego na pobudzeniu elementu badanej konstrukcji zbrojenia szybowego do drgań i pomiarze odpowiedzi na wymuszenie. Mając na uwadze trudności, jakie generują uwarunkowania realizacyjne związane z niestacjonarnościami pomiarowymi, autorzy przedstawili nowe ujęcie wykonawcze testu impulsowego. Jest ono związane z algorytmem przetwarzania sygnałów pomiarowych, za pomocą transformaty falkowej Fouriera. Umożliwia on obliczenie widma częstotliwościowego ze zdekomponowanego za pomocą analizy falkowej sygnału pomiarowego. W pracy pokazano jego użyteczność diagnostyczną.

1. Wprowadzenie

Powszechnie stosowana w praktyce kopalnianej ocena zbrojenia szybowego opiera się głównie na pomiarach grubości ścian elementów w wybranych przez użytkownika miejscach i porównaniu wyników z wartościami dopuszczalnymi. Związany z nią wybór miejsc pomiarowych ma charakter subiektywny, nie zawsze odpowiadający najslabszym pod względem wytrzymałościowym odcinkom szybu, co powoduje, że metoda kontroli obarczona jest trudnym do oszacowania błędem. Wiarygodność wnioskowania można zwiększyć poprzez zagęszczenie punktów pomiarowych, jednak ze względów ekonomicznych i technicznych właściwie niemożliwe jest wykonanie badań każdego z elementów zbrojenia. Ograniczenia te były podstawą do opracowania w Katedrze Mechaniki i Wibroakustyki AGH nowej metody zezwalającej na przeprowadzenie badań diagnostycznych na całej głębokości szybu, w ciągu jednego przejazdu naczyniem ze zrzębu do rzępa, i dokonanie na ich podstawie oceny stanu całego ciągu prowadników lub dźwigarów szybowych. Zaproponowana metoda umożliwi szybką selekcję elementów wymagających szczegółowej kontroli lub wymiany.

Uwzględnia ona dynamikę konstrukcji i bazuje na obserwacji zachowania się zbrojenia po pobudzeniu go do drgań. Określająca ją odpowiedź badanego przewodnika na wymuszenie dostarcza informacji na temat stanu dynamicznego zbrojenia, zwłaszcza jego sztywności jako parametru decydującego o bezpiecznej eksploatacji.

Przedstawione i omówione w tej pracy wyniki badań diagnostycznych zbrojenia szybowego i związane z nimi badania eksperymentalne, a także opracowana do ich realizacji instrumentalizacja pomiarowa, mieszczą się w nurcie badawczym prac prof. Władysława Łakoty. Jego pamięci autorzy dedykują tę pracę, mając jego osobę we wdzięcznej pamięci.

2. Nowa procedura badawcza w diagnozowaniu konstrukcji stalowych

Proponowana metoda oceny stanu konstrukcji bazuje na wyznaczaniu charakterystyk częstotliwościowych z wykorzystaniem wymuszenia impulsowego [1]. Z uwagi na niestacjonarny charakter sygnałów pomiarowych, wyznaczanie estymat diagnostycznych zezwalających na wnioskowanie o stanie technicznym badanej konstrukcji wymaga przetwarzania informacji jednocześnie w dwóch dziedzinach: czasu i częstotliwości [1, 2] wg formuły [3]:

$$\hat{s}_{\Psi}(a, \omega) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} s(t) \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt e^{-j\omega b} db \quad (1)$$

gdzie: $\hat{s}_{\Psi}(a, \omega)$ – widmo falkowe Fouriera,

$s(t)$ – sygnał pomiarowy,

Ψ – funkcja analizująca,

a – parametr skali przekształcenia,

b – parametr przesunięcia.

Dzięki zastosowaniu przekształcenia (1) możliwa jest obserwacja zmian tłumionego sygnału drgań oraz jego widma jako odpowiedzi konstrukcji na wymuszenie. Takie podejście umożliwia filtrację zakłóceń i wyznaczenie składowej sygnału adekwatnej do stanu zużycia badanej konstrukcji [2, 4, 5].

Na potrzeby opracowanej metody wyznaczono estymaty funkcyjne oraz punktowe bazujące na obrazie sygnału odpowiedzi na drgania w dziedzinie falkowej Fouriera, będące miarami oceny stanu. Estymaty funkcyjne bazują na widmie Fouriera obliczonym dla składowej czasowej sygnału, przenoszącej główną część energii drgań.

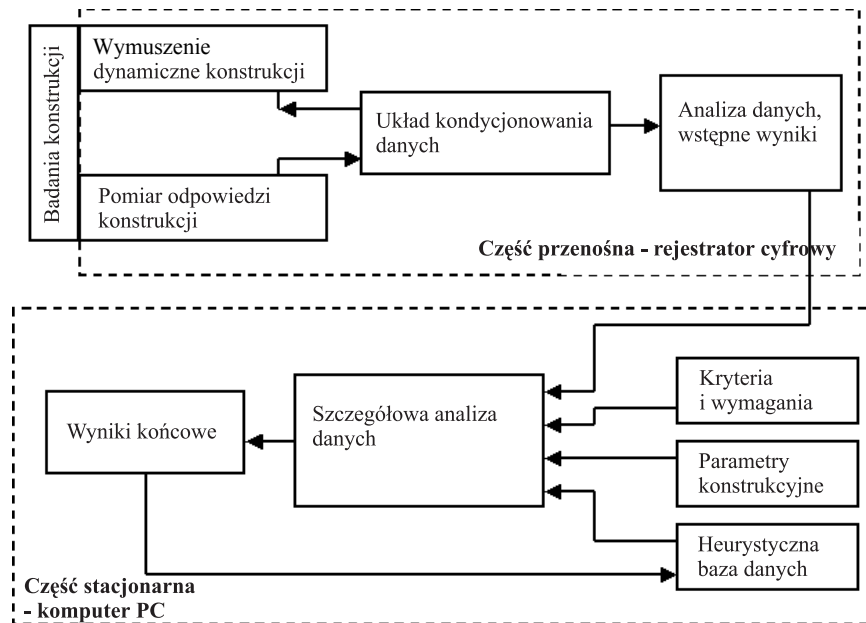
$$\hat{s}_{\Psi}(a_{\max}, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{s}(a_{\max}, t) e^{-j\omega t} dt \quad (2)$$

gdzie: $\hat{s}_\Psi(a_{\max}, \omega)$ – widmo składowej czasowej sygnału przenoszącej główną część energii drgań,
 $\tilde{s}(a_{\max}, t)$ – składowa czasowa transformaty falkowej dla skali a_{\max} , adekwatnej do maksimum energii sygnału.

Z kolei estymaty punktowe obliczane są jako skuteczna wartość sygnału drgań odfiltrowanego za pomocą analizy falkowej oraz parametry rozkładu energii sygnału.

3. System pomiarowy do badań zbrojenia szybowego

Badania zbrojenia szybowego według nowej metody wykonuje się za pomocą systemu diagnostycznego składającego się z dwóch części: przenośnej i stacjonarnej. Część przenośną, wykorzystywaną do przeprowadzenia pomiarów w szybie, stanowi rejestrator cyfrowy z układem kondycjonowania sygnałów wymuszenia i odpowiedzi na wymuszenie oraz wzbudnik impulsowy z wbudowanym czujnikiem siły. Część stacjonarna systemu diagnostycznego, zezwalająca na analizę na powierzchni kopalni zarejestrowanych przez rejestrator wyników, składa się z komputera klasy PC z pakietem obliczeniowym wykorzystującym falkowe algorytmy obróbki sygnałów. Schemat zaproponowanej instrumentalizacji diagnostycznej przedstawia rys. 1.



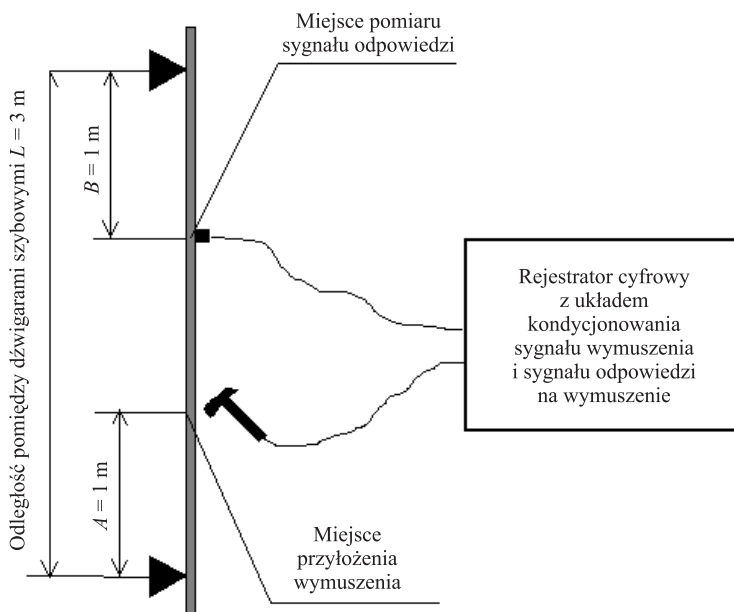
Rys. 1. Schemat układu akwizycji i analizy sygnałów diagnostycznych w procesie badania zbrojenia szybowego

4. Wyniki eksperymentu diagnostycznego

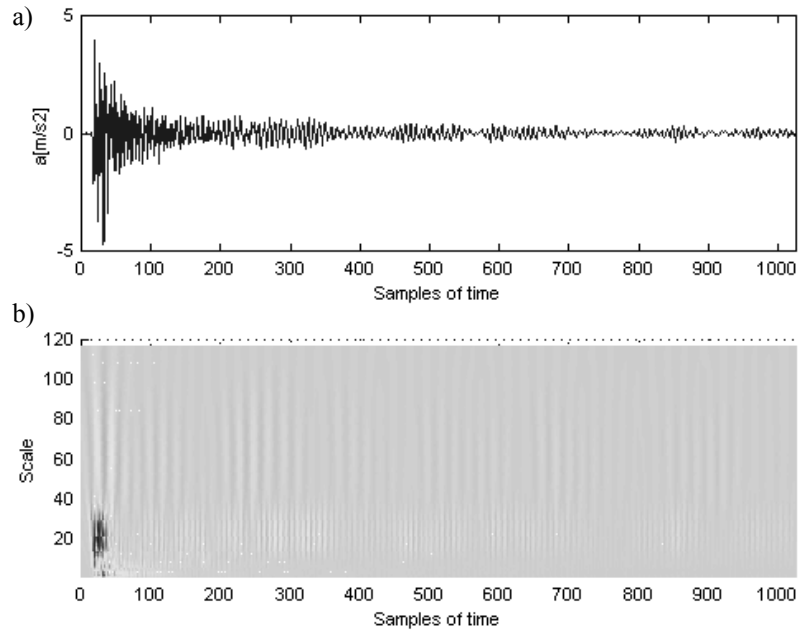
Nową metodę badań zbrojenia szybowego wykorzystano do badań jednego z szybów Kombinatu Górniczo-Hutniczego Miedzi „Polska Miedź” w Polkowicach. Jej realizację zilustrowano schematycznie na rys. 2. Przedmiotem oceny były przewodniki szybowe o profilu zamkniętym, wykonane z pary ceowników C140 podpartych dźwigarami co 3 m. Badany szyb to szyb wdechowy, dwuprzędziałowy, z zabudowanymi dwoma urządzeniami skipowymi przemieszczanymi w sztywnym stalowym prowadzeniu. Udźwig naczyń wyciągowych wynosi 30 Mg urobku każdy, a naczynia w trakcie cyklu wydobywczego poruszają się w szybie z prędkością jazdy 20 m/s. Maszyna wyciągowa zabudowana na wieży szybu napędzana jest za pomocą urządzenia Koepe 4L-5500 z silnikami 2x3600 kW dla każdego z przedziałów wydobywczych.

W celach porównawczych oprócz pomiarów właściwości dynamicznych badanych przewodników wykonywano pomiary grubości ścianek za pomocą ultradźwiękowego grubościomierza typu DMS 2TC firmy Krautkramer.

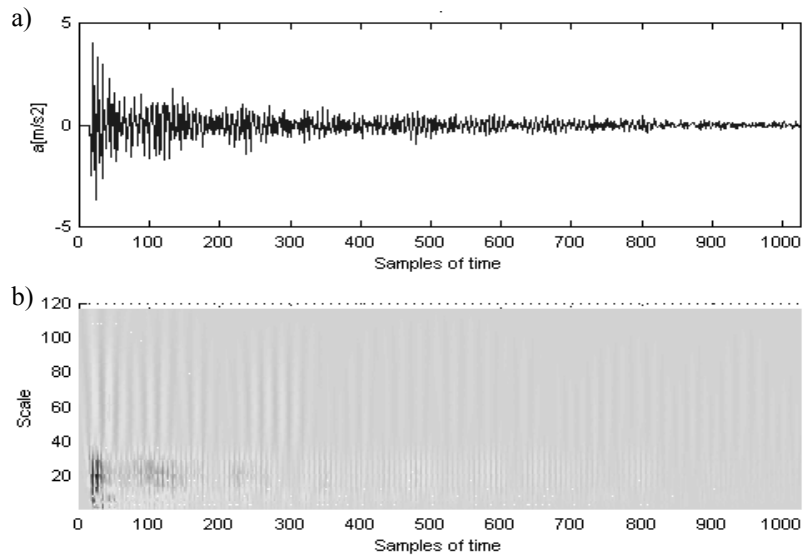
Rysunki 3-5 prezentują wyniki falkowego przetwarzania dotyczące sygnałów otrzymanych dla dwóch różnych stanów zużycia konstrukcji stalowej. Rysunek 3. przedstawia zarejestrowany sygnał odpowiedzi na wymuszenie impulsowe w przypadku konstrukcji w dobrym stanie technicznym, posiadającej grubość ścianek przewodnika $g = 8,1$ mm oraz jego transformatę falkową. Rysunek 4. podobnie, lecz dotyczy konstrukcji zużytej o grubości ścianek $g = 6,1$ mm.



Rys. 2. Schemat toru pomiarowego do badań zbrojenia szybowego z wykorzystaniem testu impulsowego i falkowego przetwarzania sygnałów



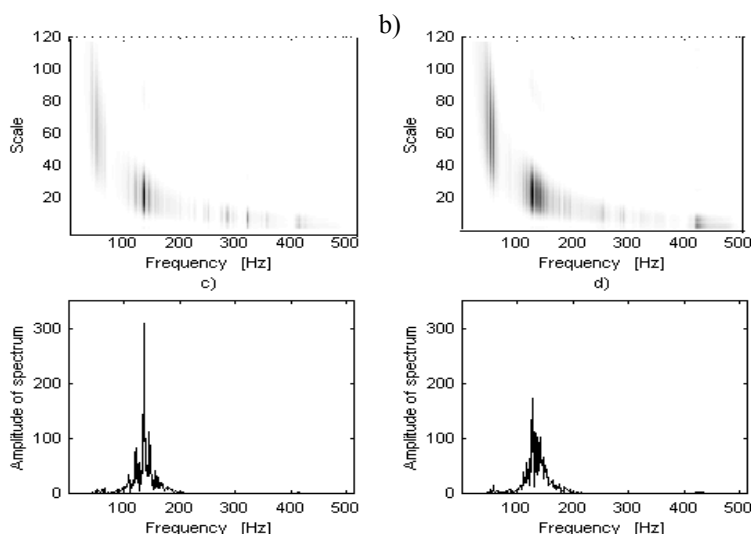
Rys. 3. Przykładowe wyniki przetwarzania sygnałów uzyskane w badaniach przewodnika w stanie dobrym (grubość ścianek $g = 8,1$ mm): a) odpowiedź na wymuszenie impulsowe, b) transformata falkowa sygnału odpowiedzi



Rys. 4. Przykładowe rezultaty przetwarzania sygnałów uzyskane w badaniach przewodnika zużytego (grubość ścianek $g = 6,1$ mm): a) odpowiedź na wymuszenie impulsowe, b) transformata falkowa sygnału odpowiedzi

Obliczone współczynniki falkowe dla poszczególnych sygnałów zarejestrowanych podczas badań poddano dalszemu przetwarzaniu wg wzoru (2), a następnie na podstawie otrzymanego rozkładu energii we współrzędnych częstość–skala wyznaczono obszary o podwyższonej energii zawartej w sygnale. Znajomość rozkładu energii pozwoliła na wyznaczenie zakresu skali a_g transformaty falkowej adekwatnej do estymat funkcyjnych opisujących stan zużycia badanego przewodnika. To z kolei zezwala na dokonanie odwrotnej transformaty falkowej dla skali a_g i wyodrębnienie z sygnału pomiarowego składnika odpowiedzialnego za zużycie. W celu porównania różnych stanów przewodników można wyznaczyć estymaty w postaci widma Fouriera odfiltrowanego składnika sygnału.

Rysunek 5. przedstawia odfiltrowane widma falkowe Fouriera dla dwóch badanych przewodników.



Rys. 5. Widma falkowe Fouriera dla przewodników w różnym stanie technicznym: a), c) widmo FFT sygnałów pomiarowych uzyskane w badaniach przewodnika zużytego ($g = 6,1$ mm), b), d) widmo FFT sygnałów pomiarowych uzyskane w badaniach przewodnika dobrego ($g = 8,1$ mm)

5. Uwagi końcowe

W wielu przypadkach eksploatacji urządzeń występuje potrzeba pozyskania informacji o właściwościach dynamicznych konstrukcji. Badania takie zdaniem autorów są konieczne, gdy konstrukcja poddawana jest znacznym wymuszeniom i trudne jest oszacowanie ich wpływu np. na sztywność konstrukcji.

Wygodną metodą badawczą, generującą nowe nośniki diagnostyczne o zmianie stanu elementów zbrojenia szybowego, związaną z tym podejściem

jest procedura testu impulsowego. Z uwagi na występujące w procesie jego realizacji niestacjarności konieczne było użycie nowych metod przetwarzania sygnałów pomiarowych przy zastosowaniu rozwinięć falkowych występujących w procedurze sygnałów pomiarowych. Autorzy zdefiniowali miarę funkcyjną zużycia konstrukcji jako widmo Fouriera składowej transformaty falkowej sygnału, odpowiedzialnej za przenoszenie głównej części energii sygnału. Przedstawiona w artykule nowa metoda została wstępnie zweryfikowana w praktyce kopalnianej badania zbrojenia szybowego. Jest ona stosunkowo łatwa i wygodna do przeprowadzenia, a jej podstawową zaletą jest to, że nie wymaga specjalnych zabiegów i przygotowań badanych konstrukcji, co jest jednym z poważniejszych ograniczeń w stosowaniu metod ultradźwiękowych. Pomiary odpowiedzi na pobudzenie do drgań konstrukcji dostarczają informacji o zachowaniu się badanego elementu w warunkach wymuszeń dynamicznych, co jest nieosiągalne przez żadną z dotychczas stosowanych metod badawczych zbrojenia szybowego. Przeprowadzone badania wstępne potwierdziły użyteczność przyjętej metodyki i są w chwili obecnej doskonałe.

Prace wykonano w ramach projektu badawczego nr PW-004/ITE/07/2005, objętego Programem Wieloletnim PW-004.

Literatura

- [1] Batko W., Mikulski A., *Badania stanu zużycia zbrojenia szybowego z wykorzystaniem testu impulsowego*. Materiały VI Konferencji „Metody doświadczalne w budowie i eksploatacji maszyn”, Kudowa Zdrój 2003
- [2] Batko W., Mikulski A., *Application of wavelet transform to signal processing in diagnostic of pit shaft*. CD-ROM Proceedings of the Thirteenth International Congress on Sound and Vibration (ICSV13), 2-6 July 2006, Vienna, Austria, Eds.: Eberhardsteiner J., Mang H.A., Waubke H., Publisher: Vienna University of Technology, Austria
- [3] Batko W., Ziółko M., *Zastosowanie teorii falek w diagnostyce technicznej*. Problemy Inżynierii Mechanicznej i Robotyki, Monografie Wydziału Inżynierii Mechanicznej i Robotyki, nr 7, AGH, Kraków 2002
- [4] Batko W., Mikulski A., *Application of wavelet transform to diagnostics of pit shaft*. Proc. International Conference on Manufacturing Science and Education Challenges of The European Integration, SIBIU-Romania, 6-7 November 2003
- [5] Batko W., Mikulski A., *Estymacja sygnałów diagnostycznych w badaniach konstrukcji stalowych z wykorzystaniem transformaty falkowej – Fouriera*. Materiały VIII Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej z cyklu „Jakość, niezawodność oraz bezpieczeństwo lin i urządzeń transportu linowego”, pt. „Polskie koleje linowe i wyciągi narciarskie w świetle prawa i norm technicznych Unii Europejskiej”, Kraków, 14-15 grudnia 2004

METHOD FOR STATE ASSESSMENT OF MINE SHAFT REINFORCEMENT ELEMENTS

S u m m a r y

Wear tests and technical state assessment of mine shaft reinforcement practically base on element thickness measurement. That generates a number of problems, both practical and informational, including hard to estimate uncertainty of assessment. Hence, new diagnostic solutions are researched. The idea of the proposed solution is construction dynamics measurement by means of impulse test, where the element of the construction under test is excited to vibrate and its response is measured. Concerning practical difficulties related to nonstationarity of the measured signals authors present new approach. It uses image processing algorithm based on wavelet-Fourier transform, which allows frequency spectrum calculation from a measured signal decomposed by a wavelet transform. The paper presents its diagnostic usefulness.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Artur BOROWIEC
Leonard ZIEMIAŃSKI
Politechnika Rzeszowska

IDENTYFIKACJA ZMIAN SZTYWNOŚCI WE WSPORNIKU NA PODSTAWIE ZMIAN PARAMETRÓW MODELU MODALNEGO

Artykuł przedstawia zastosowanie sztucznych sieci neuronowych (SSN) do identyfikacji uszkodzeń w belce wspornikowej. Zastosowanie SSN rozszerza niestructuralną metodę identyfikacji uszkodzenia z dodatkowym, dołączanym do konstrukcji, parametrem sterującym. W przykładach wektor wejściowy sieci składa się z parametrów modelu modalnego konstrukcji z dodatkową masą. Wektor wyjściowy sieci zawiera informacje o położeniu i wielkości uszkodzenia.

1. Wprowadzenie

Ocena obecnego stanu konstrukcji jest celem badań prowadzonych w wielu ośrodkach naukowych. Aktywny monitoring części lub całości konstrukcji inżynierskich jest jednym z wymogów nowoczesnych rozwiązań technicznych. Prowadzone są stale badania nad doskonaleniem metod identyfikacji uszkodzeń, z wykorzystaniem dynamicznego rozwoju metod pomiarowych i narzędzi numerycznych. Współcześnie użytkownicy oczekują metod pozwalających ocenić stan konstrukcji w krótkim czasie, przy jak najmniejszych nakładach finansowych. Preferowane są metody, które oprócz stwierdzenia faktu wystąpienia uszkodzenia pozwalają określić jego położenie i wielkość. Niektóre metody identyfikacji uszkodzeń wymagają ingerencji w strukturę elementów w celu oceny ich kondycji. Korzystniejsze z punktu widzenia trwałości konstrukcji są metody nieniszczące. Do grupy metod nieniszczących należy zaliczyć metodę modalną, ultradźwiękową, analizy akustycznej, termiczną, prądów wirowych oraz analizy propagacji fali sprężystej.

Nieniszcząca metoda analizy modalnej bazuje na znajomości wartości własnych i wektorów własnych analizowanych układów. Najczęściej wykrywanie uszkodzeń polega na porównywaniu parametrów dynamicznych z wartościami określonymi dla stanu wzorcowego, tj. bez uszkodzenia [1, 2]. Znane są też metody bazujące na porównywaniu krzywizny postaci drgań [3, 4].

W praktyce bardzo efektywną metodą identyfikacji uszkodzeń jest eksperymentalna analiza modalna [5]. W monografii W. Łakoty [6] przedstawiony jest problem identyfikacji uszkodzenia w belkach wspornikowych w odniesieniu do stanu wzorcowego belki. W cytowanej pracy zastosowano sztuczne sieci neuronowe (SSN) do oceny stanu modeli laboratoryjnych, bazując na wyznaczonych parametrach modelu modalnego uzyskanych po wymuszeniu impulsowym.

Prezentowane w niniejszym artykule oraz poprzednich [7-9] wyniki zastosowania nieniszczącej metody modalnej z dodatkowym parametrem sterującym do wykrywania i oceny uszkodzeń w elementach konstrukcji oraz zastosowanie „miękkich” metod obliczeniowych do analizy dynamicznych odpowiedzi konstrukcji można uznać za kontynuację części prac prof. Władysława Łakoty.

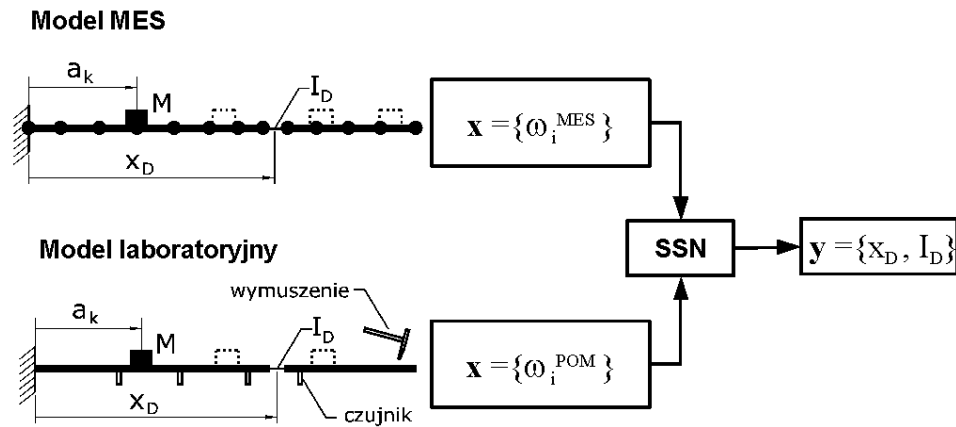
2. Metoda identyfikacji uszkodzeń

Prezentowana metoda identyfikacji uszkodzeń jest modyfikacją metody analizy modalnej. W artykule K. Demsa i Z. Mroza [10] w procesie identyfikacji uszkodzenia zaproponowano wprowadzenie do układu dodatkowego parametru sterującego. W cytowanej pracy wyprowadzono matematyczne podstawy proponowanego podejścia, podając dowód dla pełnego modelu matematycznego. Przedstawiono tam wyniki symulacji numerycznych dotyczących układów z dodatkową podporą lub dołączoną do układu masą. Ocena uszkodzenia polega na porównaniu parametrów dynamicznych uzyskanych dla kolejnych położań dodatkowego parametru sterującego (dodatkowa podpora, masa). Podstawową zaletą tej metody jest uniezależnienie się od wymogu znajomości wartości wzorcowych (początkowych) dla badanego elementu. Innymi słowy, przy ocenie stanu konstrukcji uwzględnia się tylko jej stan obecny (z uszkodzeniem), czyli wartości pomierzone dla tego aktualnego stanu układu.

Obecnie w pomiarach dostępną aparaturą rzeczywistych obiektów konstrukcyjnych rzadko uzyskuje się pełną informację o obiekcie. Dodatkowo też prawie zawsze uzyskane wyniki są wynikami z błędami pomiarowymi. Wobec tych problemów zastosowanie metody bazującej na pełnym modelu matematycznym i opracowanie skutecznego algorytmu jest utrudnione. Zastosowanie niekonwencjonalnych metod („miękkie” metody obliczeniowe) przetwarzania niepełnych danych może pozwolić wyeliminować te problemy i umożliwić efektywne wykorzystanie wyników pomiarów. Stosując takie podejście przy ocenie stanu układu, można ograniczyć się do analizy tylko wybranych parametrów modelu modalnego.

W prezentowanej metodzie do oceny zmian parametrów dynamicznych proponuje się sztuczne sieci neuronowe (SSN). Podobne zastosowania SSN do analizy modalnej były przedstawione w pracach [11, 12]. W badaniach własnych

skoncentrowano się na zastosowaniu dodatkowej masy jako parametru sterującego. Identyfikacja uszkodzeń metodą prezentowaną na schemacie (rys. 1.) może przebiegać w dwóch etapach.



Rys. 1. Schemat metody identyfikacji uszkodzenia

W pierwszym etapie buduje się model numeryczny (MES) analizowanego układu. Następnie dla zestawu skończonej liczby przewidywanych stanów uszkodzenia tego układu oblicza się parametry modalne (częstości własne, formy własne, tłumienie). Zestaw tak uzyskanych wyników służy do trenowania SSN. Na tym etapie dobiera się optymalną procedurę pomiarową dla zadanej rzeczywistej konstrukcji z uwzględnieniem czasu, kosztów i bezpieczeństwa układu. Dodatkowo można dokonać doboru optymalnych położenia dodatkowej masy i wyboru najkorzystniejszych z punktu widzenia identyfikacji charakterystyk modalnych.

W drugim etapie, stosując eksperymentalną analizę modalną, określa się parametry dynamiczne badanego modelu laboratoryjnego. Pomiary prowadzi się z zachowaniem wcześniej dobranej procedury pomiarowej. Parametry dynamiczne wyznacza się jako odpowiedź dynamiczną układu na wymuszenie impulsowe. Otrzymane wyniki pomiarów stanowią dane wejściowe dla sieci wytrenowanej na danych numerycznych. Odpowiedzią tej sieci jest informacja o położeniu i wielkości uszkodzenia. Na tym etapie, bazując na części wyników, można dokonać procesu dostrajania [13] modelu numerycznego do modelu eksperymentalnego. Proces ten pozwala na poprawienie wyników identyfikacji.

3. Metodyka i wyniki badań

3.1. Metodyka prowadzonych badań

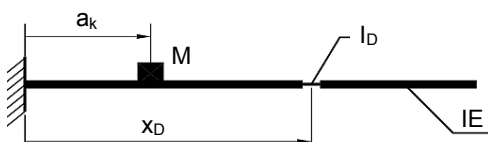
Mając na uwadze istotę analizowanej metody identyfikacji uszkodzeń, przyjęto, że:

- procedury diagnostyczne wykorzystujące analizę właściwości dynamicznych układu bazują na fakcie, że zmiana parametrów dynamicznych elementu jest związana z różnymi stanami uszkodzenia,
- parametrem sterującym powodującym zmiany parametrów modelu modalnego będzie dodatkowa masa,
- analizowanie wyników symulacji numerycznych oraz zarejestrowanych podczas pomiarów parametrów modalnych ma na celu uzyskanie odpowiedzi na pytania, czy oraz gdzie i jakie uszkodzenia występują w badanym elemencie,
- jako system oceny zmian parametrów dynamicznych proponuje się sztuczne sieci neuronowe.

Podczas weryfikacji proponowanej metody identyfikacji uszkodzeń istotne są odpowiedzi na następująco postawione problemy badawcze:

- Ile punktów przyłożenia dodatkowej masy uwzględnić i które?
- Ile dodatkowych mas zastosować i jak dużych?
- Ile parametrów dynamicznych mierzyć i które?
- Jaka jest czułość metody?
- Jaka jest wiarygodność metody?

Weryfikację numeryczną analizowanej metody realizowano na przykładach prostych schematów belkowych. W artykule prezentowane są wyniki tylko dla belki wspornikowej (rys. 2.), dla której zbudowano model numeryczny oraz laboratoryjny. Długość całkowita analizowanego wspornika wynosiła $L = 1,2$ m.



Rys. 2. Belka wspornikowa

3.2. Model numeryczny

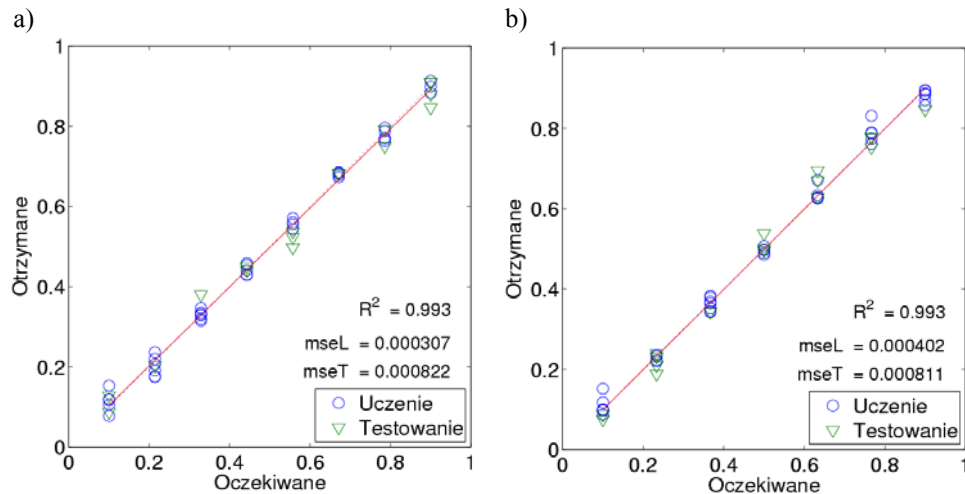
Model numeryczny analizowanej belki zbudowano, stosując metodę elementów skończonych (MES). Zastosowano jednowymiarowe, belkowe elementy skończone z dwoma węzłami. Charakterystyki materiałowe dla stali to odpowiednio: moduł Younga $E = 2,0 \times 10^5$ MPa oraz gęstość $\rho = 7800$ kg/m³. W modelu analizowano tylko jedno uszkodzenie na długości belki. W modelu rozpatrywano różne wartości redukcji sztywności przekroju: od $0,1 EI$ do $0,7 EI$,

gdzie EI jest sztywnością początkową. Jedna dodatkowa masa M dołączona do modelu była umieszczana kolejno w każdym węźle modelu. Procentowo dołączana masa stanowiła 5% masy układu. Obliczano 10 pierwszych częstości własnych układu dla wszystkich kombinacji położenia masy i uszkodzenia wraz ze zmianą wielkości uszkodzenia. Uzyskane w ten sposób wyniki stanowiły wzorce do trenowania SSN. Podczas trenowania sieci wykorzystywano 70% wzorców do uczenia, a 30% do testowania. W przykładach zastosowano jednokierunkowe SSN z jedną warstwą ukrytą. Do uczenia sieci użyto algorytmu Lavenberga-Marquardta. Przy doborze architektury optymalizowano liczbę neuronów w warstwie ukrytej, porównując błędy uczenia sieci (MSE, z ang. Mean Squared Error):

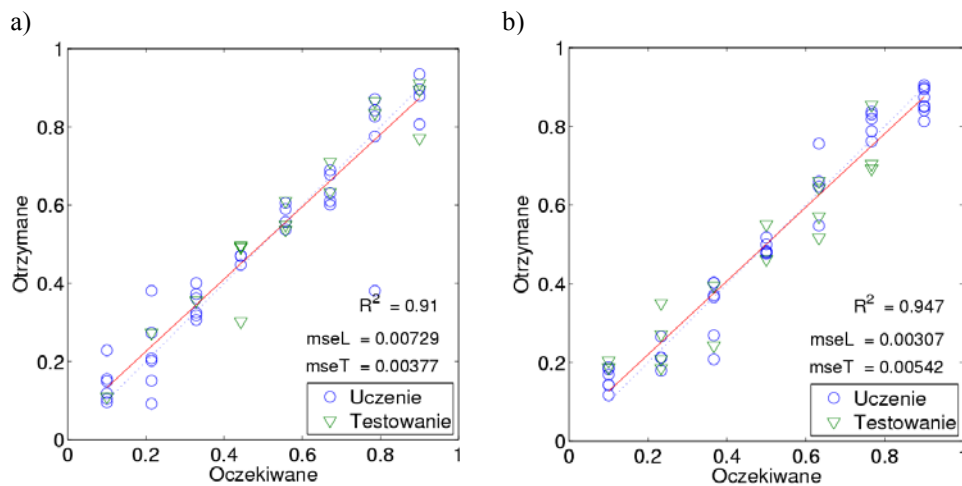
$$\text{MSE} = \frac{1}{P} \sum_{p=1}^P \sum_{i=1}^O (y_{ip} - z_{ip})^2,$$

gdzie: P – liczba wzorców,
 O – liczba wyjść sieci,
 y – wektor odpowiedzi sieci,
 z – wektor wartości oczekiwanych.

Całość analizy sieciami neuronowymi przeprowadzono w środowisku Matlab [14]. Wektor wejściowy sieci ($\mathbf{x} = \{\omega_i^k\}$) składał się z wybranych częstości własnych dla niektórych położenia masy (np. $\mathbf{x} = \{\omega_2^3, \omega_2^3, \omega_7^{11}, \omega_7^{11}\}$), gdzie ω_i^k to i -ta częstość własna dla układu z masą w k -tym położeniu). Wektor wyjściowy sieci zawierał położenie redukcji sztywności (uszkodzenia) oraz wielkość uszkodzenia ($\mathbf{y} = \{x_D, I_D\}$). W przykładzie analizowano model wspornika składający się z 24 elementów skończonych, w których uwzględniono 23 położenia dołączanej masy oraz 7 wielkości uszkodzenia. W modelu numerycznym (MES) rozpatrywano tylko 8 położenia uszkodzenia, podobnie jak później w modelu laboratoryjnym. Dla modelu numerycznego otrzymano 56 wzorców do trenowania SSN. Dodatkowo, celem dopasowania wyników numerycznych do eksperymentalnych wartości częstości drgań własnych dla modelu numerycznego, modyfikowano je, uwzględniając rozdzielczość pomiarową (0,25 Hz). Taka modyfikacja pozwalała uzyskać następne 56 wzorców (KMES). Wyniki identyfikacji uszkodzenia dla modeli numerycznych (MES oraz KMES) przedstawiano odpowiednio na wykresach (rys. 3.) oraz (rys. 4.). Porównując oba zestawy wyników, można zauważyć, że rozdzielczość pomiarowa będzie miała wpływ na jakość identyfikacji.



Rys. 3. Identyfikacja uszkodzenia dla MES: a) położenie, b) wielkość



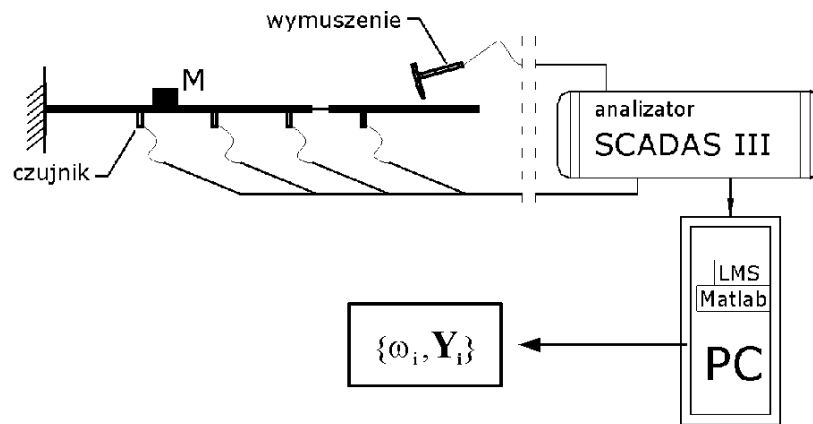
Rys. 4. Identyfikacja uszkodzenia dla KMES: a) położenie, b) wielkość

3.3. Model laboratoryjny

Badania laboratoryjne prowadzono na płaskowniku stalowym o przekroju 10×40 mm. Układ pomiarowy przedstawiono na schemacie (rys. 5.). Parametry dynamiczne wyznaczano jako odpowiedź dynamiczną układu na wymuszenie impulsowe. W skład toru pomiarowego wchodziły:

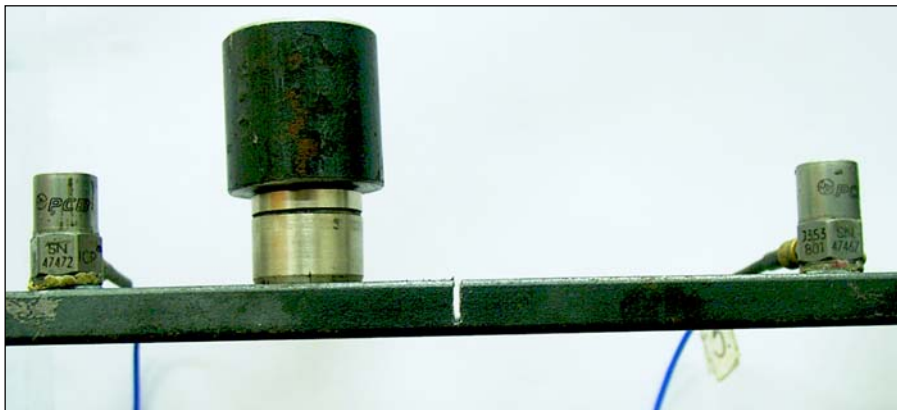
- czujniki przyspieszeń PCB,
- młotek modalny Bruel & Kjaer,

- wielokanałowy analizator Scadas III,
- komputer PC z oprogramowaniem LMS CADA-X do akwizycji i przetwarzania danych pomiarowych.



Rys. 5. Schemat układu pomiarowego

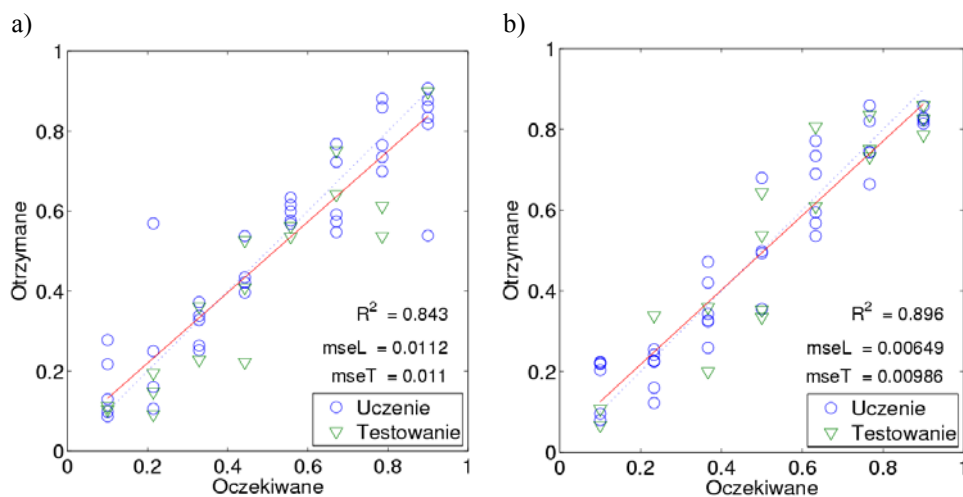
Uszkodzenie modelu laboratoryjnego realizowane było przez nacięcie szerokości 1,2 mm dla różnych głębokości uszkodzenia. Fragment modelu z uszkodzeniem wraz z dołączoną masą widać na zdjęciu (rys. 6.).



Rys. 6. Fragment modelu laboratoryjnego z dołączoną masą

Spektrum częstotliwościowe otrzymano, wykorzystując szybką transformatę Fouriera (FFT). Przetwarzanie danych pomiarowych polegało na wyszukaniu częstości własnych w spektrum częstotliwościowym oraz wyznaczeniu form własnych układu. Tak uzyskane wyniki pomiarów przygotowywano do analizy sztucznymi sieciami neuronowymi, tworząc z nich bazę wzorców. Badania mo-

delu laboratoryjnego wykonano, używając eksperymentalnej analizy modalnej i uzyskując wyniki dla 8 położenia uszkodzenia oraz 7 wielkości uszkodzenia. Częstotści drgań własnych określono z dokładnością do 0,25 Hz. Wyniki identyfikacji uszkodzenia uzyskane dla 56 wzorców z pomiarów (LMS) przedstawiają wykresy (rys. 7.).



Rys. 7. Identyfikacja uszkodzenia dla LMS: a) położenie, b) wielkość

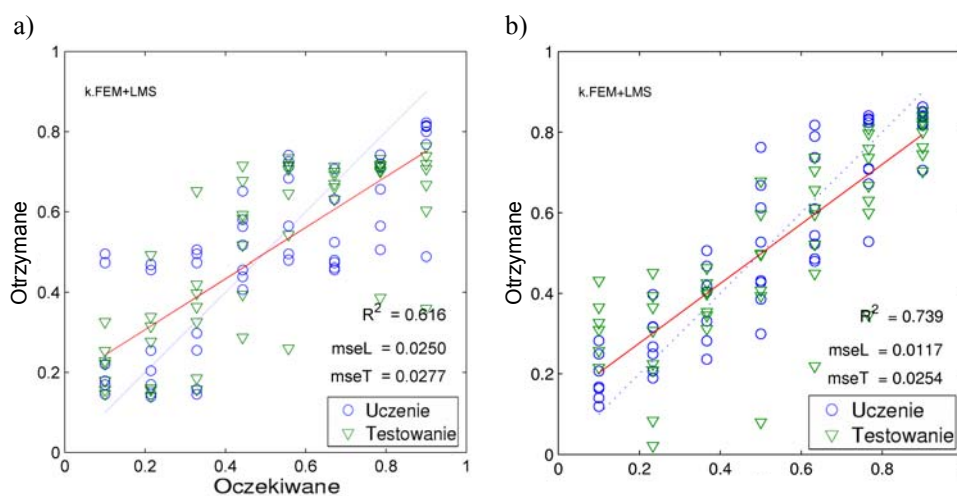
W celu porównania wyników uzyskanych dla wzorców pomiarowych (LMS) z uzyskanymi dla wzorców numerycznych (MES, KMES) zestawiono je razem w tab. 1. Wyniki przedstawione w tabeli mogą weryfikować zakres przydatności uzyskanych zestawów wzorców przy identyfikacji uszkodzenia. Wyniki otrzymane podczas oceny stanu konstrukcji przy zastosowaniu SSN dla modelu laboratoryjnego są gorsze od wyników numerycznych. Należy zauważyć, że wyniki pomiarów laboratoryjnych obarczone są błędami pomiarowymi. W dalszych badaniach przewiduje się zastosowanie technik umożliwiających poprawę wyników dla danych pomiarowych przez wykluczenie wyników odstających oraz zaszumienia danych.

Tabela 1. Porównanie najlepszych wyników identyfikacji położenia i wielkości uszkodzenia

Min błąd identyfikacji		Wyniki numeryczne		Wyniki eksperymentalne
		MES	KMES	LMS
MSE $\times 10^{-4}$	x_D	8,22	37,71	110,12
	I_D	8,11	54,23	98,62

3.4. Zastosowanie metody identyfikacji uszkodzenia

Podstawą metody ma być uczenie SSN na wzorcach numerycznych (MES, KMES), a następnie testowanie jej na wzorcach pomiarowych (LMS). Wyniki uzyskane dla takiego podejścia przedstawiono na wykresach (rys. 8.). Prezentowane wyniki otrzymano, trenując SSN na danych numerycznych z rozdzielczością pomiarową (KMES). Błąd $MSE = 277,37 \times 10^{-4}$ dla identyfikacji uszkodzenia jest większy od błędów otrzymywanych dla danych prezentowanych w tab. 1. Otrzymane wyniki nie są zadowalające, ale pozwalają pozytywnie ocenić zastosowanie metody. W celu poprawienia wyników identyfikacji uszkodzenia można, bazując na części wyników, dokonać procesu dostrajania modelu numerycznego do modelu eksperymentalnego.



Rys. 8. Identyfikacja uszkodzenia: a) położenie, b) wielkość

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych i analizy modeli numerycznych sformułowano następujące wnioski:

- W przedstawianej metodzie lokalna zmiana sztywności układu może być identyfikowana na podstawie zmian parametrów dynamicznych wywołanych dodatkowym parametrem sterującym wprowadzonym do układu, bez informacji o układzie wzorcowym (bez uszkodzenia).
- Zastosowanie SSN umożliwia użycie niedestrukcyjnej metody identyfikacji uszkodzeń w analizie rzeczywistych prostych układów konstrukcyjnych.
- Uzyskane wyniki potwierdzają, że sztuczne sieci neuronowe mogą być efektywnym narzędziem w identyfikacji zmian sztywności.

Literatura

- [1] Deobeling S.W., Farrar C.R., Prime M.B., Sheritz D.W., *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristic: a literature review*. Los Alamos Natl. Lab., 1996
- [2] Friswell M.I., Mottersherd J.E., *Fine Element Model Updating in Structural Dynamics*. Kluwer Academic Press, 1995
- [3] Calwey P., Adams R.D., *The location of defects in structure from measurement of natural frequencies*. Strain Anal, 1979
- [4] Friswell M.I., Penny J.E.T, Garvey S.D., *Parameter subset selection in damage location*. Kluwer Academic Press, 1997
- [5] Uhl T., *Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych*. WNT, Warszawa 1997
- [6] Łakota W., *Detekcja i lokalizacja uszkodzeń konstrukcji belkowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 1999
- [7] Borowiec A., Ziemiański L., *Identification of stiffness reduction in beams using parameter-dependent frequency changes and neural networks*. Proceedings third MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics, Elsevier, Boston 2005
- [8] Borowiec A., Ziemiański L., *Identyfikacja sztywności w układach belkowych na podstawie zmian parametrów modalnych wywołanych dodatkową masą*. XII Sympozjum Dynamiki Konstrukcji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005
- [9] Borowiec A., Ziemiański L., *Identification of damage in multispan beams using parameter-dependent frequency changes and neural networks*. Book of abstracts, III European Conference on Computational Mechanics Solids, Springer, Lizbona 2006
- [10] Dems K., Mróz Z., *Identification of damage in beam and plate structure using parameter-dependent frequency changes*. Engineering Computations, 18, 2001, 96-120
- [11] Waszczyszyn Z., Ziemiański L., *Neural Networks in Mechanics of Structures and Materials – New Results and Prospects of Applications*, Computers & Structures, 79, 2001, 2261-2276
- [12] Ziemiański L., Piątkowski G., *The detections and localizations of an attached mass in plates*. Proceedings of third European Conference on Structural Control, Vienna 2004
- [13] Miller B., Ziemiański L., Rutkowski L., Kacprzyk J., *Neural Networks in Updating of Dynamic Models with Experimental Verification, Mechanical Applications Neural Networks and Soft Computing*. Physica Verlag, Heidelberg 2003, 766-771
- [14] Neural Network Toolbox for Use with Matlab, User's Guide, Version 3.0. The MathWorks, Inc. 10

IDENTIFICATION OF STIFFNESS REDUCTION IN CANTILEVER BEAMS BASED ON MODAL PARAMETER CHANGES**S u m m a r y**

This paper presents the application of Artificial Neural Networks (ANN) in the identification of damage in cantilever beam. The application of ANNs expands the nondestructive damage identification method using an additional parameter introduced to the structure. The input vector of the ANNs consists of the dynamic responses of a structure with additional mass. The output vector is composed of the position of damage and the extent of damage.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Lidia BUDA-OŻÓG
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA I POMIAR SYGNAŁU W WYBRANYCH BADANIACH DOŚWIADCZALNYCH

Artykuł zawiera przegląd wybranych badań doświadczalnych, w których zastosowano metody pomiaru i analizy sygnału w dziedzinie częstotliwości. Przedstawiono w nim wyniki pomiarów i analiz sygnału w odniesieniu do zjawisk wibroakustycznych oraz diagnostyki elementów konstrukcji. Obiektami badań były: obudowa dźwiękochłonno-izolacyjna, połączenie śrubowe słupa z ryglem oraz belki żelbetowe.

1. Wprowadzenie

Eksperymentalne badania doświadczalne prowadzone na układach rzeczywistych (obiektach badań) są drogą do rozpoznawania różnego typu zjawisk oraz fizycznych właściwości badanych układów. Mogą służyć do oceny jakości, trafności rozwiązań, a także do wykrywania nieprawidłowości w pracy badanych obiektów. Rozpoznanie zjawisk fizycznych na drodze doświadczalnej może być pomocne również do budowy modeli teoretycznych, ale także w doskonaleniu istniejących obiektów rzeczywistych. W badaniach tych powszechnie preferowane są rozwiązania oparte na pomiarze i analizie różnego rodzaju sygnałów. W praktyce inżynierskiej analiza sygnału często sprowadza się do analizy częstotliwościowej (fourierowskiej) oraz korelacyjnej [1]. Pierwsza pomaga w udzieleniu odpowiedzi na pytanie o elementy składowe (częstotliwościowe) sygnału, druga natomiast jest pomocna w ustaleniu charakteru sygnału.

Badania doświadczalne z wykorzystaniem pomiaru i analizy sygnału stanowiły kierunek zainteresowań prof. Władysława Łakoty. Odzwierciedleniem tego były liczne prace badawcze i opublikowane artykuły. Niniejszy artykuł zawiera przegląd wybranych badań doświadczalnych, w których autorka pod życzliwym okiem prof. Władysława Łakoty poznawała metody pomiaru i analizy częstotliwościowej. Opisane badania doświadczalne przedstawione są w porządku chronologicznym. Od pierwszych, mających na celu pomiar sygnałów w odniesieniu do zjawisk wibroakustycznych (na przykładzie obudowy dźwiękochłonno-izolacyjnej), poprzez metody analizy i pomiaru sygnału stosowane w diagnostyce elementów konstrukcji.

2. Zjawiska wibroakustyczne obudowy dźwiękochłonna-izolacyjnej

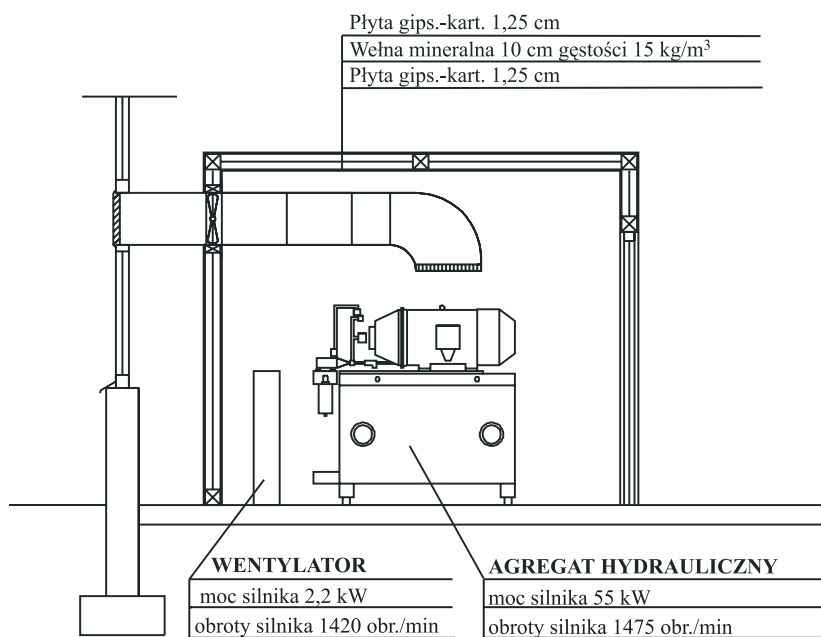
Badania doświadczalne zjawisk wibroakustycznych są drogą do rozpoznawania fizycznych właściwości hałasu, charakterystyk akustycznych maszyn, urządzeń, instalacji oraz parametrów akustycznych materiałów i ustrojów dźwiękochłonnych, jak również przegród i obudów dźwiękochłonna-izolacyjnych. Przedmiotem prowadzonych pomiarów oraz analiz była ocena skuteczności akustycznej zaprojektowanej i wykonanej obudowy dźwiękochłonna-izolacyjnej, elektryczno-hydraulicznego systemu badań wytrzymałościowych konstrukcji [2, 3]. Obiektem badań był zespół elektryczno-hydrauliczny, w skład którego wchodzi:

- silnik elektryczny o mocy 55 kW,
- pompa tłokowa ze zbiornikiem oleju,
- wentylator z układem chłodzenia powietrzem i wodą,
- wentylator nawiewny i wywiewny.

Zastosowana obudowa dźwiękochłonna-izolacyjna składa się:

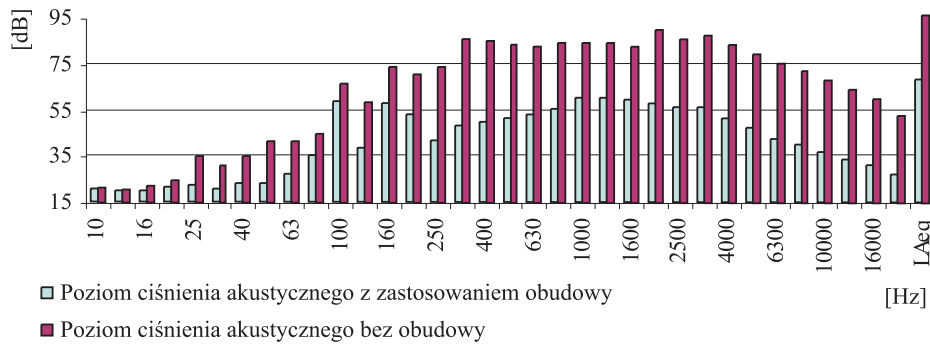
- z konstrukcji nośnej, którą stanowią belki drewniane o przekroju 12x12 cm,
- ze ścian wykonanych z płyt gipsowo-kartonowych grubości 1,25 cm, między którymi znajduje się 10 cm wełny mineralnej gęstości 15 kg/m³.

Schemat konstrukcji obudowy przedstawiono na rys. 1.

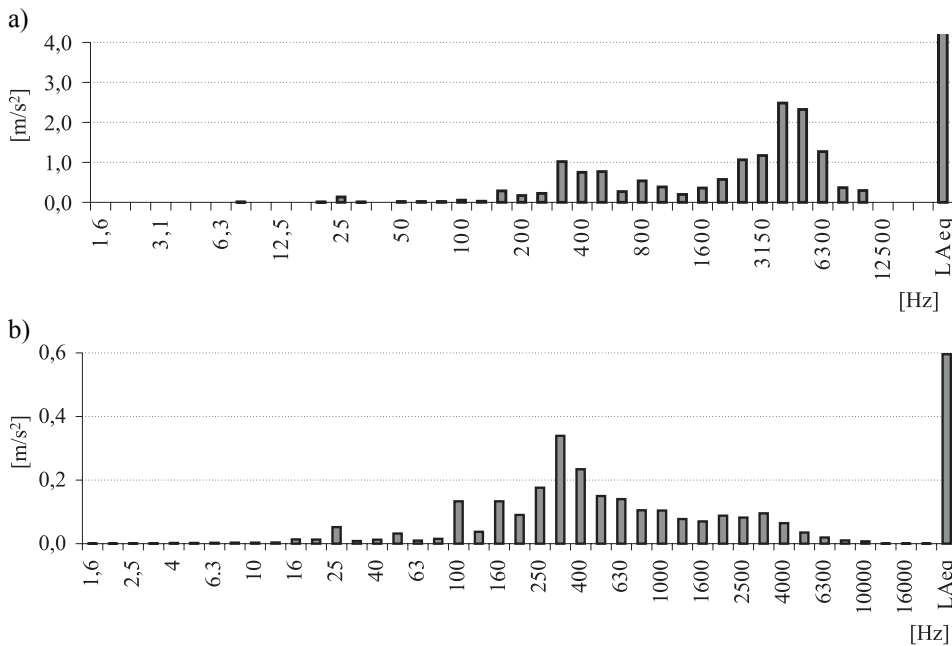


Rys. 1. Schemat konstrukcji obudowy

Występujący podczas pracy rozważanego systemu elektryczno-hydraulicznego hałas jest połączeniem hałasu mechanicznego i aerodynamicznego. Hałas pochodzenia mechanicznego jest efektem drgań części maszyny oraz instalacji i polega na wypromieniowaniu części energii drgań w otaczający ośrodek. Hałas aerodynamiczny wynika z przepływu powietrza w układzie chłodzenia i zasilania. Dlatego ważnym celem pomiarów oraz analiz jest określenie wzajemnych współzależności oraz sposobów powstawania tych zakłóceń. Daje to możliwość efektywnej minimalizacji zjawisk wibroakustycznych.



Rys. 2. Poziom ciśnienia akustycznego w funkcji tercjowych pasm częstotliwości dla układu bez obudowy i po jej zastosowaniu



Rys. 3. Amplituda przyspieszenia w funkcji tercjowych pasm częstotliwości zmierzona: a) na silniku w kierunku pionowym, b) na wewnętrznej ścianie obudowy w kierunku poziomym

Analizę wyników badań przeprowadzonych na rozważanym obiekcie rzeczywistym przedstawiono jako poziom hałasu L_{Aeq} [dB] w formie charakterystyk izolacyjności akustycznej obudowy w funkcji częstotliwości tercjowych. Wyniki przeprowadzonych pomiarów przedstawiono w postaci poziomów ciśnienia akustycznego L_{Aeq} [dB] oraz amplitud przyspieszenia drgań w funkcji tercjowych pasm częstotliwości (rys. 2. i 3.).

Analizując otrzymane wyniki, można zauważyć zależności pomiędzy poziomami ciśnienia akustycznego w pasmach, w których poziomy przyspieszenia drgań mierzone na poszczególnych urządzeniach zespołu osiągały najwyższe wartości. Wskazuje to na istnienie energetycznego związku pomiędzy mierzonymi wielkościami.

Zastosowanie obudowy dźwiękochłonna-izolacyjnej zmniejsza ogólny poziom o około 30 dB. Obudowa wykazuje zdecydowanie mniejsze możliwości tłumienia hałasu w zakresie niskich częstotliwości, natomiast zdecydowanie lepsze w zakresie częstotliwości wysokich, tj. 200-20000 Hz.

3. Metody dynamiczne w diagnostyce elementów konstrukcyjnych

3.1. Wstęp

Oceny stanu konstrukcji lub elementów konstrukcyjnych można dokonać na podstawie badań doświadczalnych poprzez pomiar dynamicznej odpowiedzi konstrukcji na zadane wymuszenie. Drgania konstrukcji są bowiem wynikiem odpowiedniego wzbudzenia i stanowią odbicie procesów zachodzących w zmianach sztywności konstrukcji. Tak więc na podstawie zmiany parametrów dynamicznych konstrukcji, a więc zmiany częstości drgań własnych oraz odpowiadających im postaci, można identyfikować uszkodzenia lub zmiany sztywności. W pracach [4-6] przedstawiono metody oceny sztywności połączenia śrubowego słupa z ryglem oraz stanu technicznego belek żelbetowych na podstawie zmiany parametrów dynamicznych.

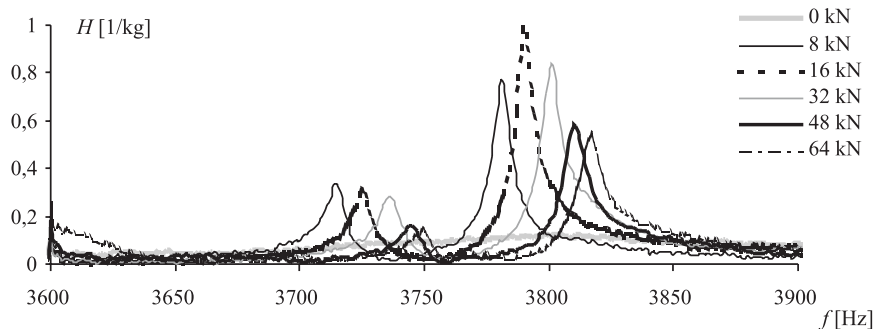
3.2. Ocena zmiany sztywności węzła

Ocena sztywności węzłów ma zasadnicze znaczenie w procesie klasyfikacji, tzn. w ocenie czy należy dany węzeł rozpatrywać jako węzeł podatny (półsztywny), czy też można go uznać za sztywny. Ma to istotny wpływ na wyniki oceny wielkości sił wewnętrznych w konstrukcji, jej sztywności, stateczności i nośności. Jednym ze stosowanych połączeń słupa z ryglem jest połączenie poprzez nakładki z kątowników, mocowane z jednej strony za pomocą śrub do pasów słupa, a z drugiej do półki rygla (rys. 4.).



Rys. 4. Połączenie ryglu ze słupem z nakładkami z kątowników równoramiennych

Badania prowadzono na modelu węzła z nakładkami z kątowników równoramiennych 70x70x5, przymocowanych do półki ryglu z dwuteownika IPE 300 i półki słupa z dwuteownika HEB 140, za pomocą śrub M 16 kl. 10.9. Zmiany sztywności węzła realizowano poprzez zmianę momentu dokręcenia śrub w połączeniu. Badania dynamiczne polegały na wymuszeniu impulsowym badanego połączenia z równoczesnym pomiarem siły wymuszającej oraz odpowiedzi połączenia na zadane wymuszenie. Jako odpowiedź mierzone było przyspieszenie drgań w odpowiednich punktach konstrukcji. W wyniku transformaty Fouriera sygnału wyjściowego w ustalonym stanie ruchu otrzymano model funkcjonalny w postaci charakterystyki częstotliwościowej (rys. 5.).



Rys. 5. Fragment zmiany charakterystyk częstotliwościowych w paśmie 3600-3900 Hz na skutek zmiany sztywności węzła

Z całego widma od 0 do 7000 Hz wybrano te częstotliwości, które były możliwe do zidentyfikowania. Wyniki pomiarów w postaci zmian kolejnych częstotliwości rezonansowych w zależności od siły występującej w śrubach połączenia zestawiono w tab. 1.

Tabela 1. Zestawienie częstotliwości rezonansowych w zależności od siły występującej w śrubach połączenia

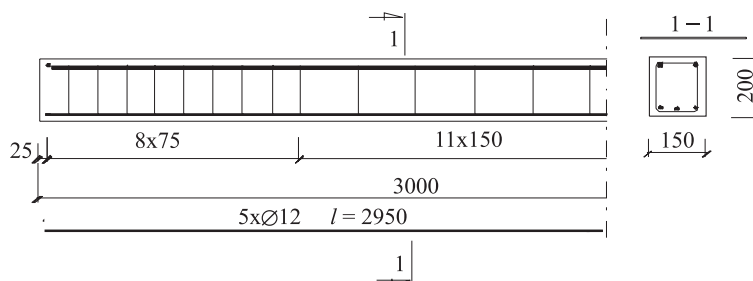
Częstotliwości rezonansowe w zależności od siły docisku śrub w połączeniu							
f	s	Zmierzone częstotliwości rezonansowe f_i [Hz]					
		Siła w śrubach P_s [kN]					
		0	8	16	32	48	64
f_1		1904	1924	1926	1927	1929	1930
f_2		1938	1975	1979	1984	1986	1986
f_3		2299	2341	2342	2344	2345	2345
f_4		2315	2347	2355	2362	2368	2371
f_5		2395	2466	2477	2496	2499	2500
f_6		2560	2702	2709	2715	2720	2722
f_7		–	3167	3175	3177	3181	3181
f_8		–	3715	3725	3736	3744	3749
f_9		–	3781	3790	3801	3810	3817
f_{10}		4670	4794	4824	4852	4877	4889
f_{11}		–	4942	4966	5000	5024	5033
f_{12}		–	5635	5656	5659	5682	5700
f_{13}		5664	5738	5785	5826	5852	5870
f_{14}		5820	5885	5935	5995	6024	6044
f_{15}		5946	5971	6054	6097	6125	6035

Analizując przeprowadzone badania, można zauważyć, że wyznaczone charakterystyki częstotliwościowe pozwalają na określenie zależności, jaka zachodzi między siłami występującymi w śrubach a zmianami częstotliwości rezonansowych. W przypadku badanego połączenia zastosowana metoda oceny sztywności węzła na podstawie właściwości dynamicznych dała pozytywne rezultaty. Przeprowadzone badania mogą być wstępem do dalszych badań mających na celu opracowanie procedur diagnostycznych oceny sztywności węzłów metodą dynamiczną.

3.3. Ocena stanu technicznego belek żelbetowych

Rozwój nieniszczących metod diagnozowania stanu konstrukcji budowlanych jest tematem wielu prac badawczych prowadzonych w ostatnich latach. Istnieje kilka technik wykrywania uszkodzeń konstrukcji, od najpowszechniejszych, jak badania wizualne, poprzez ultradźwiękowe czy radiologiczne. Nie są to jednak kompleksowe metody dające informacje o stanie technicznym całego elementu bądź konstrukcji, a tylko poszczególnych czynników, które należy wzajemnie połączyć w celu określenia stanu technicznego konstrukcji. Alternatywą dla wymienionych badań stają się badania dynamiczne oparte na analizie sygnałów czasowych lub parametrów dynamicznych opisujących przebieg roz-

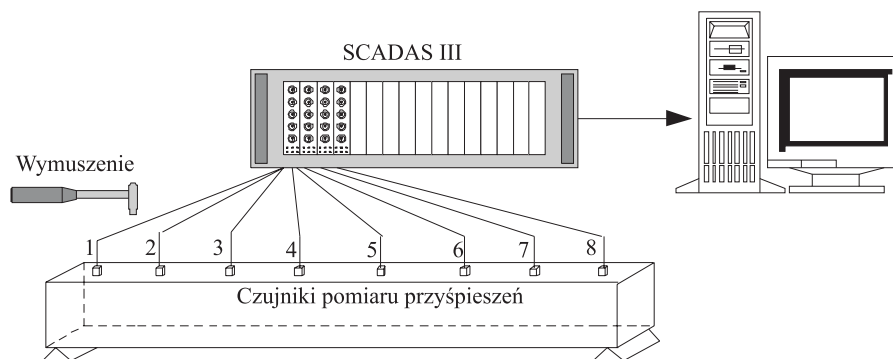
chodzenia się fali lub drgań elementu. Przedmiotem prowadzonych badań doświadczalnych, polegających na ocenie stopnia uszkodzenia na podstawie zmiany parametrów dynamicznych, było 12 belek żelbetowych o wymiarach i zbrojeniu przedstawionym na rys. 6.



Rys. 6. Wymiary i zbrojenie belki żelbetowej

W badanych belkach poszczególne stopnie uszkodzenia otrzymywane były na skutek obciążania belek etapami, aż do zniszczenia. W belkach tych mierzono wartości sił obciążających, zarysowanie, odkształcenia i przemieszczenia wybranych punktów. Równocześnie po każdym etapie obciążeń statycznych wyznaczano częstotliwości drgań rezonansowych oraz ich postaci.

Wzbudzenie belki było wynikiem wymuszenia impulsowego, a jako odpowiedź mierzone było przyspieszenie drgań w odpowiednich punktach konstrukcji. W przeprowadzonym eksperymencie diagnostycznym drgania belki mierzono w 8 punktach jednocześnie, przy wymuszeniu w co najmniej trzech różnych miejscach, dla każdego etapu obciążenia. Stanowisko do badań dynamicznych przedstawia rys. 7.



Rys. 7. Układ pomiarowy do badań dynamicznych belek żelbetowych

Z całego widma charakterystyki częstotliwościowej od 0 do 500 Hz wybrano pięć częstotliwości rezonansowych konstrukcji dających informacje o stopniu uszkodzenia elementu wskutek obciążenia.

W tabeli 2. zestawiono zmiany wybranych pięciu częstotliwości rezonansowych, informacje o pomierzonym ugięciu podczas obciążenia i po odciążeniu oraz zaobserwowanym zarysowaniu dla wybranych przypadków obciążenia jednej z badanych belek żelbetowych.

Tabela 2. Zmiany wartości wybranych częstotliwości rezonansowych, maksymalna wartość ugięcia i zarysowania podczas obciążenia i po odciążeniu dla jednej z belek żelbetowych

Lp.	Siła [kN]	Ugięcie		Opis zarysowania	Zmiany wartości częstotliwości rezonansowych				
		przy obciążeniu [mm]	po odciążeniu [mm]		1	2	3	4	5
		[Hz]	[Hz]		[Hz]	[Hz]	[Hz]		
1	0	0,00	0,00	–	42	135	203	262	413
2	1	0,11	0,00	–	42	135	203	262	413
3	6	0,85	0,14	–	42	135	201	262	408
4	12	3,13	1,18	mikrorysy mniejsze od 0,1 mm przy obciążeniu	39	131	199	257	391
5	24	7,12	2,02	rysy 0,1 mm przy obciążeniu, propagacja rysy do osi belki	38	127	197	251	376
6	40	12,65	2,78	rysy 0,2 mm przy obciążeniu	38	125	197	250	372
8	70	24,99	3,92	rysy 0,4 mm przy obciążeniu, po odciążeniu 0,15 mm	34	120	194	245	350
9	72	37,37	14,57	rysy przy obciążeniu 1,6 mm, po odciążeniu 0,7 mm	32	117	190	238	331

W celu otrzymania funkcji obiektu badań, opisujących stopień uszkodzenia belek w zależności od procentowej zmiany wartości częstotliwości rezonansowych, przeprowadzono statystyczną obróbkę wyników badań. Wstępnie otrzymane wyniki podzielono na osiem grup definiujących stopień uszkodzenia belek:

- pierwsza – belki, w których nie zaobserwowano zarysowania podczas obciążenia,
- druga – belki o zaobserwowanych rysach od zginania, mniejszych od 0,1 mm podczas obciążenia,
- trzecia – belki o rysach od zginania o szerokości od 0,1 do 0,2 mm podczas obciążenia, a po odciążeniu niewidocznych,
- czwarta – belki o rysach od zginania o szerokości od 0,1 do 0,2 mm podczas obciążenia, propagujących do osi belki, a po odciążeniu niewidocznych,
- piąta – belki z zarysowaniem od zginania szerokości od 0,2 do 0,3 mm, propagującym do osi belki, po odciążeniu widoczne mikrorysy,
- szósta – belki z rysami od zginania o szerokości od 0,5 do 0,6 mm, propagującymi poza oś belki, po odciążeniu widoczne rysy o szerokości 0,1 mm. Podczas obciążenia nie pojawiają się już nowe rysy, jedne

z poprzednio zaobserwowanych rys zamykają się, w innych następuje gwałtowne powiększenie szerokości,

- siódma – belki o rysach od zginania propagujących do górnych włókien strefy ściskanej. Podczas obciążenia szerokość rys waha się od 0,6 do 1,0 mm, po odciążeniu – od 0,2 do 0,3 mm,
- ósma – belki o rysach od zginania propagujących do górnych włókien strefy ściskanej. Podczas obciążenia szerokość rys ponad 1 mm, po odciążeniu rysy o szerokości większej od 0,4 mm.

Dla każdej grupy opisującej stopień zarysowania sprawdzono zgodność otrzymanych wyników z rozkładem normalnym, a następnie wyznaczono parametry statystyczne: wartość średnią i odchylenie standardowe zaobserwowanych zmian procentowych (tab. 3.).

Tabela 3. Zmiany procentowe wybranych częstotliwości rezonansowych w zależności od stopnia zarysowania belek żelbetowych

Stopień zarysowania	Średnie wartości zmian procentowych \pm odchylenie standardowe				
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	0,6 \pm 0,8	0,1 \pm 0,4	0,2 \pm 0,6	0,4 \pm 0,8	0,3 \pm 0,5
2	4,1 \pm 0,6	0,7 \pm 1,6	0,3 \pm 0,9	2,7 \pm 0,9	2,8 \pm 0,6
3	7,1 \pm 1,4	2,9 \pm 1,3	1,4 \pm 0,9	3,7 \pm 1,4	5,1 \pm 1,0
4	8,6 \pm 1,4	4,5 \pm 1,4	2,0 \pm 1,2	4,9 \pm 1,1	7,3 \pm 0,9
5	10,0 \pm 1,5	6,0 \pm 2,2	2,6 \pm 1,4	5,9 \pm 1,1	9,5 \pm 1,5
6	13,4 \pm 1,8	9,3 \pm 1,5	4,0 \pm 1,1	7,4 \pm 1,2	12,6 \pm 2,2
7	16,4 \pm 2,6	8,3 \pm 3,3	4,2 \pm 1,1	8,7 \pm 1,4	14,6 \pm 1,1
8	25,2 \pm 1,7	13,6 \pm 1,4	7,9 \pm 1,2	11,3 \pm 3,3	19,2 \pm 2,5

Analizując wyniki badań przeprowadzonych na belkach żelbetowych, można zauważyć korelację pomiędzy procentowymi zmianami częstotliwości rezonansowych a stopniem zarysowania belek. Zależność ta jest szczególnie silna dla pierwszej, czwartej i piątej z wybranych częstotliwości, a słabsza dla drugiej i trzeciej. Otrzymane wyniki pokazują, że istnieje możliwość opracowania procedur diagnostycznych oceny stanu technicznego belek żelbetowych na podstawie zmiany charakterystyk częstotliwościowych.

4. Podsumowanie

Niniejszy artykuł powstał rok po śmierci prof. Władysława Łakoty, człowieka wielkiego serca, naukowej rzetelności i wrażliwości, współautora przedstawionych badań doświadczalnych z wykorzystaniem metod pomiaru i analizy sygnału. Różny był cel prowadzonych badań doświadczalnych i różne wnioski wynikają z otrzymanych wyników.

Celem prowadzonych pomiarów opisanych w punkcie drugim niniejszego artykułu była analiza izolacyjności akustycznej wykonanej obudowy dźwiękochłonno-izolacyjnej pod kątem ewentualnej poprawy jej właściwości tłumiących. Opisane w punkcie trzecim przeprowadzone badania doświadczalne są natomiast wstępem do dalszego rozpoznawania przedstawionych zjawisk w celu budowania modeli teoretycznych oraz opracowania procedur diagnostycznych.

Literatura

- [1] Bendat J.S., Piersol A.G., *Metody analizy i pomiaru sygnałów losowych*. PWN, Warszawa 1976
- [2] Łakota W., Buda-Ożóg L., *Izolacyjność akustyczna obudowy dźwiękochłonno-izolacyjnej złożonego systemu elektryczno-hydraulicznego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, z. 1, 2001, 161-168
- [3] Łakota W., Buda-Ożóg L., *The Use of Coherence in Noise Source Location and Identification*. Materiały konferencyjne „Structures – Waves – Biomedical Engineering”, t. 1, Pracownia Akustyki Strukturalnej i Materiałów Inteligentnych, AGH, Kraków 2002, 7-18
- [4] Buda-Ożóg L., Kozłowski A., Łakota W., *Ocena zmian sztywności węzłów na podstawie widma częstotliwości drgań rezonansowych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 60, 2002, 51-58
- [5] Buda-Ożóg L., Łakota W., *Diagnostyka belek żelbetowych na podstawie zmiany parametrów modalnych z wykorzystaniem SSN. Wybrane zagadnienia analizy modalnej konstrukcji mechanicznych*. Z. 1, 2005, 151-157
- [6] Buda-Ożóg L., Łakota W., *Ocena stanu technicznego belek żelbetowych i wzmocnionych taśmami z włókna węglowego na podstawie zmiany charakterystyk dynamicznych*, Przegląd Budowlany, 4, 2006, 32-35
- [7] Engel Z., *Ochrona środowiska przed drganiami i hałasem*. PWN, Warszawa 1993
- [8] Uhl T., *Komputerowo wspomaganą identyfikacją konstrukcji mechanicznych*. WNT, Warszawa 1997

ANALYSIS AND MEASUREMENT OF SIGNAL IN SELECTED RESEARCH

Summary

The paper presents selected research in which some methods of analysis and measurement of signal in frequency domain are used. In this paper the results of the analysis and measurement of signal with reference to acoustic effect and diagnosis of the structure elements are presented. The objects of the research are: the sound absorbing housing, bolted connection of a beam to a column and reinforced concrete beams.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Józef GIERGIEL
Politechnika Rzeszowska

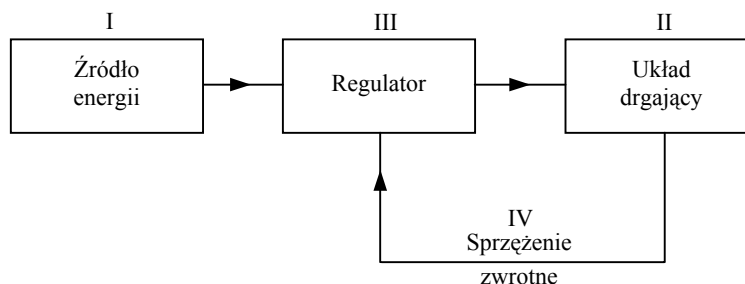
DRGANIA SAMOWZBUDNE W MASZYNACH BUDOWLANÝCH

W pracy zbadano metodą energetyczną warunki, przy których w czasie eksploatacji koparki wielonaczyniowej mogą wystąpić drgania samowzbudne. Podano warunki bezpiecznej pracy, pozwalające uniknąć tych niekorzystnych dla koparki drgań.

1. Wprowadzenie

Jak wiadomo, w układzie samowzbudnym w równaniu drgań czas nie występuje w sposób jawny, źródło energii jest stałe, nie zależy od czasu, a dopływ energii jest regulowany przez sam układ drgający (dlatego takie układy nazywa się samowzbudnymi) [1-3].

Rozpatrując więc schemat blokowy (rys. 1.) układu samowzbudnego o jednym stopniu swobody, można wyróżnić następujące elementy: I – stałe źródło energii, II – układ drgający, III – urządzenia regulujące dopływ energii do układu drgającego (tzw. regulator dopływu energii), IV – sprzężenie zwrotne między układem drgającym i urządzeniem regulującym, za pomocą którego układ drgający kieruje dopływem energii. Elementy I i II mogą być liniowe, element III musi być nieliniowy.



Rys. 1.

Na skutek występowania sprzężenia zwrotnego zachodzi dwustronne wzajemne oddziaływanie między urządzeniem regulującym i układem drgającym, co

pozwała układowi samowzbudnemu sterować własnym bilansem energetycznym, w wyniku czego, mimo strat zachodzących w układzie, mogą powstawać niezanikające drgania okresowe.

Do układów samowzbudnych, jak wspomniano w artykule [4], można także zaliczyć maszyny budowlane, a wśród nich koparkę wielonaczyniową, którą przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2.

Koparka wielonaczyniowa to typ koparki charakteryzującej się ciągłym procesem kopania, wyposażonej w wiele naczyń kopiających (czepaki lub skrobaki) umieszczonych w równych odstępach na łańcuchu lub kole.

Maszyny stosowane w górnictwie odkrywkowym (kopalniach węgla brunatnego, rudy, gliny), przy wykopach szerokoprzestrzennych, skarpowaniu nasypów, na składach materiałów sypkich są jednymi z największych maszyn do robót ziemnych – ich rozmiary przekraczają długość 200 m i wysokość 100 m, mają masę ponad 13 000 ton, a wydajność ponad 200 000 m³ urobku na godzinę. Mniejsze maszyny tego typu są stosowane do kopania rowów i wykonane jako koparki wielonaczyniowe wzdłużne.

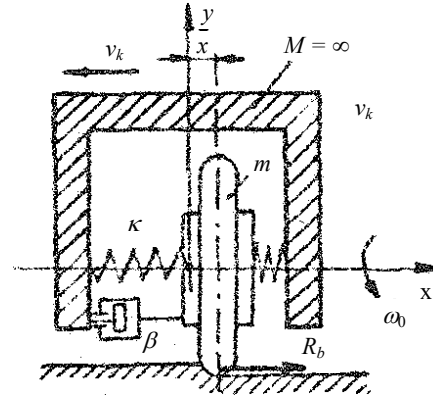
2. Model matematyczny drgań koparki

Rozpatrzone zostaną drgania wysięgnika z kołem czepakowym w płaszczyźnie poziomej (płaszczyzna obrotu wysięgnika). W płaszczyźnie, jak wiadomo z literatury i praktyki, częstość drgań własnych wysięgnika jest zwykle znacznie mniejsza [2] niż w płaszczyźnie pionowej.

Właściwość ta jest charakterystyczna dla koparek z przegubowym zamocowaniem wysięgnika na platformie obrotowej. Schemat blokowy tego układu samowzbudnego przedstawiono na rys. 1.

Źródłem energii jest ruch obrotowy wysięgnika ze stałą prędkością. Regulatorem dopływu energii jest moment od sił tarcia, układem drgającym koło na wysięgniku, sprzężeniem zwrotnym zaś siły tarcia.

Celem analizy jest podanie przyczyn powstania drgań samowzbudnych koła czerpakowego oraz podanie warunków, przy których można te drgania wyeliminować. W tym celu układ drgający zastąpiono modelem zastępczym o jednym stopniu swobody (rys. 3.).



Rys. 3.

Na rysunku wprowadzono następujące oznaczenia:

m – masa zredukowana koła czerpakowego i wysięgnika,

M – masa konstrukcji obrotowej,

k – zastępczy współczynnik sprężystości wysięgnika,

β – zastępczy współczynnik tarcia wewnętrznego i konstrukcyjnego.

W pracy przyjęto przypadek, gdy prędkość konstrukcji obrotowej v_k i prędkość obwodowa v_0 koła czerpakowego są stałe. Pod działaniem siły bocznej R_b koło czerpakowe przemieszcza się względem konstrukcji obrotowej. Dynamiczne równanie ruchu dla przyjętego modelu obliczeniowego ma postać:

$$m\ddot{x} + kx + \beta\dot{x} = R_b \quad (1)$$

gdzie x – przemieszczenie koła z wysięgnikiem.

Wielkości v_k oraz b wskutek drgań nie są stałe i można je wyrazić wzorami:

$$v_k^* = v_k - \dot{x}, \quad b^* = b \left(1 - \frac{\dot{x}}{v_0} \right) \quad (2)$$

Wartość siły R_b działającej na koło (od wszystkich czerpaków równocześnie pracujących w nadkładzie) można zapisać w postaci zależności:

$$R_b = -\frac{A}{v_k} \left[\frac{2v_k}{v_0} - \operatorname{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] \dot{x} + \frac{A}{v_k v_0} \dot{x}^2 + B \quad (3)$$

Wielkości A i B we wzorze (3) mają postać:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{zk_F \alpha_n q}{rk_p 2\pi} \\ B &= A \left[\frac{v_k}{v_0} - \operatorname{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] + \sum R_{ni} \left[\operatorname{ctg}(\delta_0 + \mu) + \operatorname{ctg}(\delta_1 + \mu) \sin \varphi \right] \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

gdzie: n – liczba czerpaków pracujących równocześnie na nadkładzie,
 q – objętość jednego czerpaka,
 r – promień koła czerpakowego do krawędzi skrawającej czerpaka,
 k_p – współczynnik spulchnienia gruntu,
 α_n – pełny kąt skrawania koła,
 k_r – współczynnik oporu kopania gruntu w N/cm²,
 a, b – grubość i szerokość skrawu,
 δ_0 – kąt skrawania,
 δ_1 – kąt między trajektoria skrawania a płaszczyzną tarcia,
 μ – kąt tarcia między gruntem a krawędzią skrawania,
 R_{ni} – dodatkowy opór od stępienia noża.

Równanie (1) po podstawieniu zależności (4) i wprowadzeniu transformacji

$x_1 = x + \frac{b}{k}$ można zapisać w postaci:

$$m\ddot{x}_1 + kx_1 + \left\{ \alpha_0 + \frac{A}{v_k} \left[\frac{2v_k}{v_0} - \operatorname{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] \right\} \dot{x}_1 - \frac{A}{v_k x_0} \dot{x}_1^2 = 0 \quad (5)$$

Wyprowadzone równanie dynamiczne drgań zostanie wykorzystane do jakościowego zbadania możliwości wystąpienia drgań samowzbudnych.

3. Analiza energetyczna badania drgań samowzbudnych

Zastosowana tutaj zostanie energetyczna metoda jakościowego zbadania drgań samowzbudnych [4]. Układ drgający koparki będzie układem o dyssypacji dodatniej, jeżeli będzie wykonywał drgania zanikające, co zachodzi wtedy, gdy współczynnik sprężystości i moc układu będą większe od zera. Warunki te dla koła czerpakowego są określone nierównościami (6), przy czym pierwsza z nich

oznacza, że współczynnik sprężystości jest większy od zera, druga zaś, że układ posiada dyssypację dodatnią:

$$\frac{\partial f(x)}{\partial x} > 0, \quad R(\dot{x}) \geq 0 \quad (6)$$

gdzie: $f(x)$ – charakterystyka sprężysta,
 $R(x)$ – charakterystyka tłumienia.

Równanie (5) będzie opisywać drganie zanikające, jeżeli będzie układem dyssypacyjnym, czyli gdy spełnione będą nierówności (6), do których należy wstawić następujące zależności:

$$f(x) = kx_1, \quad R = \left\{ \beta + \frac{A}{v_k} \left[\frac{2v_k}{v_0} - \text{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] \right\} \dot{x} - \frac{A}{v_k x_0} \dot{x}^2 \quad (7)$$

Po podstawieniu wzoru (7) do (6) otrzymano:

$$k > 0, \quad \left\{ \left[\alpha_0 + \frac{A}{v_k} \left(\frac{2v_k}{v_0} - \text{ctg} \right) (\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] \right\} \dot{x}_1 - \frac{A}{v_k x_0} \dot{x}_1^2 \geq 0 \quad (8)$$

Nierówność pierwsza w zależności (8) jest spełniona zawsze, natomiast nierówność druga będzie spełniona dla dowolnie małych \dot{x}_1 i dla:

$$\alpha_0 + \frac{A}{v_k} \left[\frac{2v_k}{v_0} - \text{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \right] > 0 \quad (9)$$

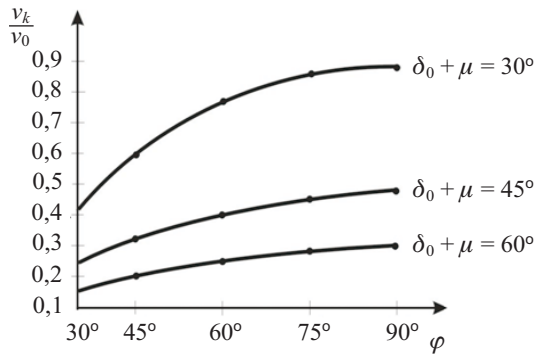
Przyjmując warunek silniejszy dyssypacji energii, to znaczy gdy $\alpha_0 = 0$, drgania będą zanikające przy

$$\frac{v_k}{v_0} > \frac{1}{2} \text{ctg}(\delta_0 + \mu) \sin \varphi \quad (10)$$

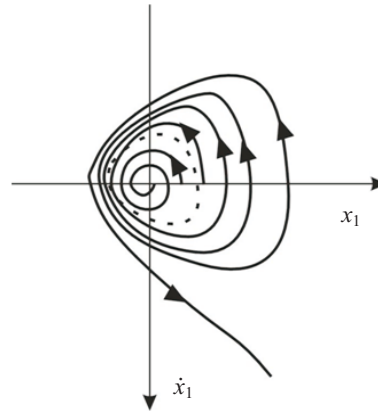
Na rysunku 4. przedstawiono wielkości v_k/v_0 w zależności od kąta ustawienia noża na czerpaku przy ustalonym kącie $\delta_0 + \mu$. Kąt φ przy urabianiu poziomym waha się w granicach $30^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$.

Z rysunku 5. wynika, że aby drgania były zanikające, należy przyjmować w związku z założeniem $\alpha_0 = 0$ wartości v_k/v_0 , przy ustalonym kącie $\delta_0 + \mu$, leżące na odpowiednich krzywych lub powyżej nich.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że drgania są zanikające, jeżeli spełniona jest nierówność (9), a tym bardziej, gdy spełniona jest nierówność (10). Drgania samowzbudne są możliwe, jeżeli nie jest spełniony warunek (9), a tym bardziej warunek (10). Układ (5) ma w tym przypadku dyssypację ujemną dla dowolnych \dot{y} .



Rys. 4.



Rys. 5

Jeżeli nie jest spełniony warunek (9) lub (10) dla dowolnie małych \dot{y} , dyssypacja układu (5) jest również ujemna, czyli także mogą wystąpić drgania samowzbudne koła czerpakowego z wysięgnikiem.

Równanie (5) zaprogramowano na maszynę analogową przy następujących wartościach liczbowych:

$$m = 25 \text{ T}, \quad k = 100 \text{ kN/m}, \quad \beta = 0,0096, \quad \varphi = 90^\circ, \quad \delta_0 + \mu = 450.$$

Przebieg rozwiązań na płaszczyźnie fazowej pokazano na rys. 5. dla różnych wartości v_k/v_0 . Na rysunku tym pokazano przebieg trajektorii fazowych, gdy współczynnik przy \dot{y} jest dodatni. Drgania mają dwojaki charakter, w zależności od warunków początkowych. W otoczeniu położenia równowagi drgania są zanikające i punkt (0,0) jest asymptotycznie statyczny. Natomiast poza pewnym otoczeniem położenia równowagi możliwe są drgania narastające. Z tego wniosek, że istnieje niestateczny cykl graniczny.

4. Podsumowanie

Jak wynika z przeprowadzonej analizy, przy projektowaniu i eksploatacji należy zapewnić uwzględnienie otrzymanych wyników badań w celu uniknięcia powstawania niebezpiecznych drgań samowzbudnych. Drgania te są niebezpieczne, gdyż mają wpływ na żywotność, niezawodność i bezawaryjność pracy

koparki. Niewłaściwy dobór parametrów konstrukcyjnych i eksploatacyjnych może być przyczyną awarii, a w konsekwencji prowadzi do znacznych nakładów finansowych przy eliminacji uszkodzeń i do przestojów w pracy.

Literatura

- [1] Giergiel J., *Drgania mechaniczne*. Uczelniane Wydawn. Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 2000
- [2] Giergiel J., *Drgania układów dyskretnych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005
- [3] Giergiel J., *Zagadnienia tłumienia drgań*. Uczelniane Wydawn. Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 1974
- [4] Giergiel J., *Energetyka drgań samowzbudnych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 45, Rzeszów 2007

THE SELF-EXCITE VIBRATIONS OF MULTI-SCOOP BUILDING MACHINE

S u m m a r y

In his work energetic method has been tested. The conditions connected with creation of the self-excite vibrations in mutli-tools digger machine. The safety conditions to avoid dangerous work conditions have been presented.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Józef GIERGIEL
Politechnika Rzeszowska

METODA ENERGETYCZNA BADANIA DRGAŃ SAMOWZBUDNYCH

W pracy podano metodę energetyczną badania drgań samowzbudnych układów mechanicznych. Podano także warunki, przy których mogą one wystąpić. Prócz badań jakościowych zamieszczono badania ilościowe, wykazując, jaki wpływ ma tłumienie i sprężystość na amplitudę i częstość drgań.

1. Wprowadzenie

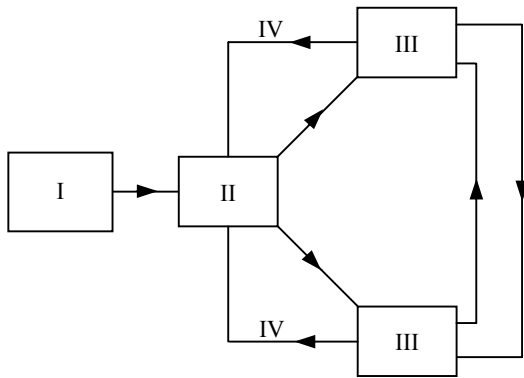
Samowzbudnym układem drgającym nazywa się urządzenie zdolne do wytwarzania drgań niezanikających i charakteryzujące się tym, że ma źródło energii, zawór regulujący dostęp energii do układu i sprzężenie zwrotne układu drgającego z zaworem [1-3].

Charakterystyczną cechą tych układów jest sposób pobierania energii. Pozwala on odróżnić autonomiczne układy samowzbudne od układów nieautonomicznych, do których dopływ energii zachodzi na skutek działania sił zewnętrznych jawnie zależnych od czasu. W równaniach dynamicznych drgań czas nie występuje w sposób jawny, źródło energii jest stałe, nie zależy od czasu, a dopływ energii jest regulowany przez sam układ drgający.

Rozpatrując układ samowzbudny o dwóch stopniach swobody, można na przedstawionym schemacie blokowym (rys. 1.) wyróżnić następujące elementy: element I – źródło energii, element II – układ drgający, połączony przez sprzężenie zwrotne IV z regulatorem III, który reguluje przepływ energii ze źródła do układu drgającego. Elementy I oraz III mogą być liniowe, element II musi być nieliniowy.

W technice znanych jest wiele układów samowzbudnych. Są to m.in. drgania koparek, narzędzi skrawających, łopatek turbin, drgania płatów samolotów, drgania mostów wiszących, które mogą doprowadzić do zerwania mostu, jak np. mostu Tracona, i inne. W takich przypadkach dąży się do eliminowania tych drgań. W elektrotechnice układy samowzbudne stosowane są jako wzmacniacze.

W pracy omówiono układy mechaniczne ze sprzężeniami ciernymi w ruchomych połączeniach, ze szczególnym uwzględnieniem drgań wymuszonych kinematycznie, ze względu na możliwość powstawania drgań samowzbudnych.



Rys. 1.

Powstanie tych drgań jest uwarunkowane postacią charakterystyki sprzężenia ciernego. Dlatego dobór odpowiedniej charakterystyki jest bardzo istotny przy syntezie układów mechanicznych ze sprzężeniem ciernym. Powstające przy niektórych charakterystykach sprzężeń ciernych drgania są drganiami samowzbudnymi, które przy pewnych warunkach mogą spowodować szybsze zużycie, uszkodzenia lub zniszczenie układu samowzbudnego.

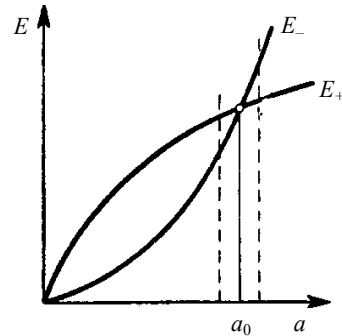
Rozpatrzone zostanie oddziaływanie układu samowzbudnego na układ liniowy, a następnie na układ nieliniowy. Są to układy o dwóch stopniach swobody. Na podstawie przeprowadzonej analizy ustalone będą warunki powstawania drgań samowzbudnych oraz omówiony wpływ tłumienia na amplitudę drgań. W analizie wykorzystana zostanie metoda energetyczna do jakościowego zbadania przebiegu rozwiązań oraz asymptotyczna metoda Kryłowa-Bogolubowa do wyznaczania amplitudy i częstotliwości drgań.

2. Energetyka drgań samowzbudnych

Jednym z najogólniejszych punktów widzenia, z których rozpatrywać można dowolne zjawisko fizyczne, jest punkt widzenia energetyki. Interesujący jest przede wszystkim bilans energetyczny danego zjawiska. Przypuśćmy, że drgania już zachodzą. Energia tych drgań powinna maleć na skutek: nieuniknionych strat lub na skutek przekazywania energii drgań użytkownikowi. Jednak ubytek energii uzupełniany jest kosztem źródła, z którego pewna porcja energii zostaje przepuszczona przez zawór do układu drgającego w ciągu każdego okresu (lub w ogóle periodycznie). Oczywiście, drgania ustalone możliwe są w tym tylko jednym przypadku, gdy dopływ energii ze źródła w ciągu okresu (lub w jednostce czasu) jest dokładnie równy ubytkowi energii w ciągu tego czasu.

Ten warunek równowagi bilansu energii jest właśnie warunkiem istnienia drgań niezanikających. Jest również rzeczą jasną, że jeśli równowaga bilansu energetycznego zostanie zachwiana w tym sensie, że uzupełnienie strat będzie niedostateczne, to drgania będą zanikać. Jeśli zaś na odwrót, energia będzie dopływać ze źródła w nadmiarze, drgania będą wzrastać.

Na rysunku 2. symbolem E_+ oznaczono energię otrzymywaną ze źródła, a E_- – energię traconą przez układ drgający. Przedstawione są one w zależności od amplitudy. Punkt przecięcia krzywych E_+ i E_- odpowiada równowadze bilansu energetycznego – rzędna tego punktu oznacza wartość ustaloną amplitudy a_0 . Wykres ten daje również najprostsze pojęcie o stateczności ruchu drgającego.



Rys. 2.

Krzywe E_+ i E_- mogą się również przecinać w większej liczbie punktów. Wszystkie punkty równowagi stałej z wyjątkiem początku układu oznaczają możliwe stateczne postacie drgań układu, w których generować on może drgania niezanikające.

Rozważania dotyczące krzywych E_+ i E_- prowadzą do wniosku, że aby mogły się one przecinać, układ musi być nieliniowy. Stąd też w skład każdego rzeczywistego samowzbudnego układu drgającego zdolnego do generowania drgań o ustalonej amplitudzie musi wchodzić element nieliniowy. Należy przy tym zaznaczyć, że nieliniowość może cechować zarówno układ drgający lub obciążenie, jak i mechanizm zaworu lub obwodu sprzężenia zwrotnego – krótko mówiąc, właściwości nieliniowe może mieć dowolny element samowzbudnego układu drgającego.

3. Badania jakościowe układu samowzbudnego

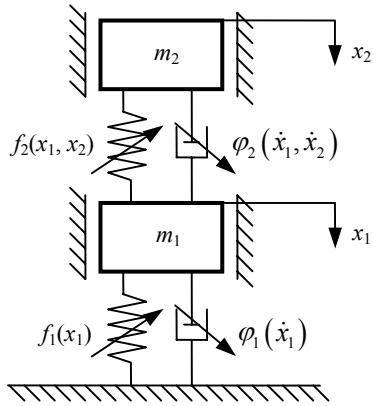
Oddziaływanie układu samowzbudnego na układ liniowy lub nieliniowy układ mechaniczny ujęto modelem fizycznym przedstawionym na rys. 3., na którym wprowadzono następujące oznaczenia:

$f_1(x_1), f_2(x_1, x_2)$ – charakterystyki sprężyste,

$\varphi_1(\dot{x}_1), \varphi_2(\dot{x}_1, \dot{x}_2)$ – charakterystyki tłumienia.

Dla przyjętego modelu fizycznego (rys. 3.), przy ciągłych charakterystykach sprężystości i tłumienia, otrzymano równania nieliniowe (1), które w zależności od konkretnych postaci tych charakterystyk mogą mieć okresowe rozwiązania:

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + f_1(x_1) + f_2(x_1, x_2) + \varphi_1(\dot{x}_1) + \varphi_2(\dot{x}_1, \dot{x}_2) &= 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - f_1(x_1) - f_2(x_1, x_2) - \varphi_2(\dot{x}_1, \dot{x}_2) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$



Rys. 3.

Otrzymany układ równań (1) będzie opisywał drgania zanikające, jeśli będzie układem dyssypacyjnym dodatnim i charakterystyki sprężystości będą dodatnie. Warunki te są określone nierównościami (2) i (3):

$$\frac{\partial H_1}{\partial x_1} > 0, \quad \left| \begin{array}{cc} \frac{\partial H_1}{\partial x_1} & \frac{\partial H_1}{\partial x_2} \\ \frac{\partial H_2}{\partial x_1} & \frac{\partial H_2}{\partial x_2} \end{array} \right| \geq 0 \quad (2)$$

$$\Phi_1 \dot{x}_1 + \Phi_2 \dot{x}_2 \geq 0 \quad (3)$$

Nierówności (2) wyrażają, że pochodne charakterystyk sprężystych są dodatnie, nierówność (3) zaś, że układ posiada dyssypację dodatnią.

4. Współdziałanie układu samowzbudnego z układem liniowym

Oddziaływanie układu samowzbudnego ujęto modelem pokazanym na rys. 3., gdzie wprowadzono następujące oznaczenia (4):

$$\left. \begin{aligned} f_1(x_1) &= k_1 x_1 \\ f_2(x_1, x_2) &= k_2 (x_1 - x_2) \\ \varphi_1(\dot{x}_1) &= -\alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 \\ \varphi_2(\dot{x}_1, \dot{x}_2) &= l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Dla przyjętego modelu (rys. 3.), przy ciągłej charakterystyce tłumika nieliniowego $\varphi_1(\dot{x}_1) = -\alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3$, gdzie $\alpha > 0$ i $\beta > 0$, otrzymano równania nieliniowe (5), które w zależności od charakterystyki sprężyn i tłumików mogą mieć okresowe rozwiązanie. Takie okresowe rozwiązanie jest reżimem granicznym (cyklem granicznym) drgań samowzbudnych:

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 + k_2 (x_1 - x_2) - \alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 + l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) &= 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 + k_2 (x_1 - x_2) - l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Otrzymany układ równań (5) będzie opisywał drgania zanikające, jeżeli będzie układem dyssypacyjnym i współczynniki sprężystości układu będą dodatnie. Warunki te określone są nierównościami (2) i (3), przy czym w rozpatrywanym przypadku wyrażenia na H_1, H_2, Φ_1, Φ_2 są równe:

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= k_1 x_1 + k_2 (x_1 - x_2) \\ H_2 &= -k_2 (x_1 - x_2) \\ \Phi_1 &= -\alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 + l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \\ \Phi_2 &= -l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Po podstawieniu równań (6) do (2) i (3) oraz wykonaniu odpowiednich działań, otrzymano nierówności:

$$\left. \begin{aligned} k_1 + k_2 &> 0 \\ k_1 \cdot k_2 &\geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$\left[(l - \alpha) + \beta \dot{x}_1^2 \right] \dot{x}_1^2 - 2l\dot{x}_1\dot{x}_2 + l\dot{x}_2^2 \geq 0 \quad (8)$$

Nierówności (7) są spełnione zawsze, natomiast nierówność (8) będzie zachodziła, jeżeli:

$$4l^2 \dot{x}_1^2 - 4l \left[(l - \alpha) + \beta \dot{x}_1^2 \right] \dot{x}_1^2 < 0 \quad (9)$$

czyli przy

$$\dot{x}_1^2 > \frac{\alpha}{\beta} \quad (10)$$

Jak wynika z analizy energetycznej, przy współdziałaniu układu samowzbudnego z układem liniowym mogą powstać drgania samowzbudne układu,

jeżeli nie jest spełniona nierówność (8). Położenie równowagi jest położeniem niestatecznym.

5. Współdziałanie układu samowzbudnego z układem nieliniowym

Oddziaływanie układu samowzbudnego na nieliniowy układ mechaniczny ujęto modelem przedstawionym na rys. 3., z tym że charakterystyki sprężystości i tłumienia przyjęto nieliniowe (11):

$$\left. \begin{aligned} f_1(x_1) &= k_1 x_1 + \gamma_1 x_1^3 \\ f_2(x_1, x_2) &= k_2 (x_1 - x_2) + \gamma_2 (x_1 - x_2)^3 \\ \varphi_1(\dot{x}_1) &= -\alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 \\ \varphi_2(\dot{x}_1, \dot{x}_2) &= l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^3 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Przy przyjętych założeniach (11) układ równań (1) dla modelu pokazanego na rys. 3. ma postać:

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 + \gamma_1 x_1^3 + k_2 (x_1 - x_2) + \gamma_2 (x_1 - x_2)^3 - \\ - \alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 + l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^3 = 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_2 (x_1 - x_2) - \gamma_2 (x_1 - x_2)^3 - l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^3 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

W równaniach (12) funkcje sprężystości i tłumienia mają postać:

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= k_1 x_1 + \gamma_1 x_1^3 + k_2 (x_1 - x_2) + \gamma_2 (x_1 - x_2)^3 \\ H_2 &= -k_2 (x_1 - x_2) - \gamma_2 (x_1 - x_2)^3 \\ \Phi_1 &= -\alpha \dot{x}_1 + \beta \dot{x}_1^3 + l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^3 \\ \Phi_2 &= -l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^3 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Po podstawieniu zależności (13) do równań (2) i (3) oraz wykonaniu pewnych przekształceń otrzymano:

$$k_1 + k_2 + 3\gamma_1 x_1^2 + 3\gamma_2 (x_1 - x_2)^2 > 0 \quad (14)$$

$$(k_1 + 3\gamma_1 x_1^2) [k_2 + 3\gamma_2 (x_1 - x_2)^2] \geq 0 \quad (15)$$

$$-\alpha \dot{x}_1^2 + \beta \dot{x}_1^4 + l(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^2 + \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^4 \geq 0 \quad (16)$$

Po podstawieniu $u = x_1$, $v = x_1 - x_2$ nierówności (14) i (15) można zapisać w postaci:

$$-3\gamma_1 u^2 - 3\gamma_2 v^2 < k_1 + k_2 \quad (17)$$

$$(k_1 + 3\gamma_1 u^2)(k_2 + 3\gamma_2 v^2) \geq 0 \quad (18)$$

W zależności od znaku γ_1, γ_2 można rozpatrzeć następujące przypadki, dla których nierówności (17) i (18) będą spełnione.

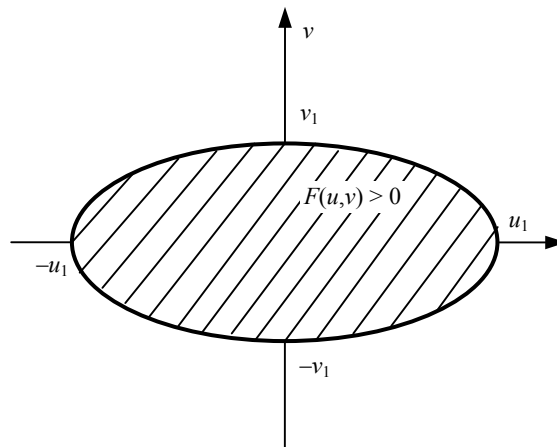
Przypadek 1: $\gamma_1 > 0$ i $\gamma_2 > 0$; nierówności (17) i (18) są spełnione na całej płaszczyźnie u, v .

Przypadek 2: $\gamma_1 < 0$ i $\gamma_2 < 0$; nierówność (17) jest spełniona w obszarze zakreskowanym na rys. 4., nierówność (18) zaś w obszarze zakreskowanym na rys. 5., przy czym wielkości zaznaczone na osiach u, v wynoszą:

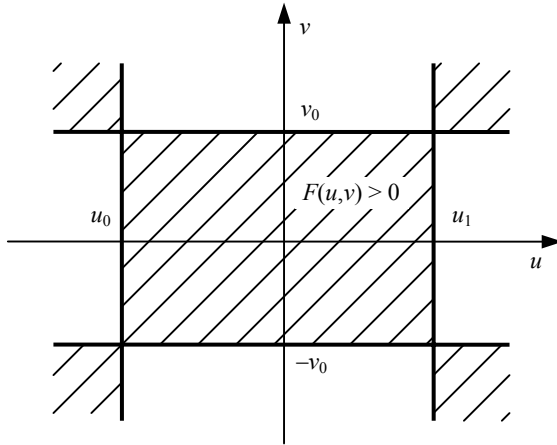
$$u_0 = \sqrt{\frac{k_1}{-3\gamma_1}}, \quad v_0 = \sqrt{\frac{k_2}{-3\gamma_2}},$$

$$u_1 = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{-3\gamma_1}}, \quad v_1 = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{-3\gamma_2}}.$$

Funkcja $F(u, v) = k_1 + k_2 + 3\gamma_1 u^2 + 3\gamma_2 v^2$.



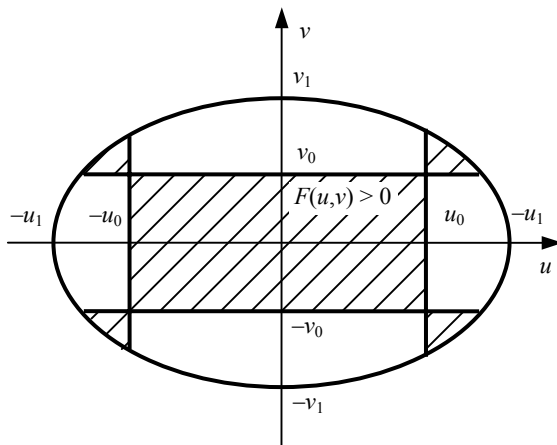
Rys. 4.



Rys. 5.

Na podstawie przeprowadzonej analizy można znaleźć obszar, w którym nierówności (17) i (18) są spełnione równocześnie. W obszarze tym występują drgania zanikające, jeżeli jednocześnie będzie spełniona nierówność (16).

W przypadku 1. obszar, w którym są spełnione równocześnie nierówności (17) i (18) pozostaje bez zmian. Obszar ten znajduje się w polu zakreskowanym na rys. 6.



Rys. 6.

Nierówność (16) po podstawieniu $u^* = \dot{x}_1^2$, $v^* = (\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^2$ przyjmie postać:

$$-\alpha u^* + \beta u^{*2} + lv^* + \mu v^{*2} \geq 0 \quad (19)$$

po doprowadzeniu zaś do postaci kanonicznej wyrażenie

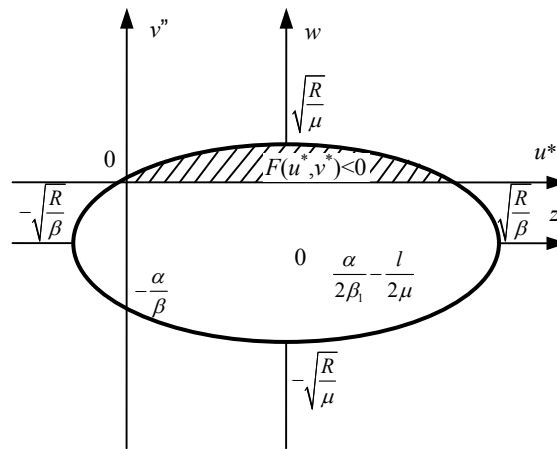
$$F(u^*, v^*) = -\alpha u^* + \beta u^{*2} + lv^* + \mu v^{*2}$$

przyjmie postać

$$\frac{\beta z}{R} + \frac{\mu w}{R} \geq 1 \quad (20)$$

$$\text{gdzie: } z = u^* - \frac{\alpha}{2\beta}, \quad w = v^* + \frac{l^2}{2\mu}, \quad R = \frac{\alpha^2}{4\beta} + \frac{l^2}{4\mu}.$$

Nierówność (19) nie jest spełniona dla $\mu > 0$ w obszarze zakreskowanym na rys. 7. Jak wynika z analizy energetycznej, jeżeli nie jest spełniona nierówność (19), istnieje możliwość powstawania drgań samowzbudnych w zależności od znaku μ i R w obszarze zakreskowanym na rys. 7.



Rys. 7.

Jeżeli nie są spełnione nierówności (17) i (18), to w zależności od znaku γ_1 i γ_2 w obszarze zakreskowanym na rys. 6. powstają drgania narastające, mimo że będzie spełniony warunek (19) dodatniej dyssypacji energii.

W przypadku gdy nierówności (17) i (18) są spełnione równocześnie w obszarze zakreskowanym na rys. 6., wystąpią drgania zanikające przy jednocześnie spełnionej nierówności (19).

6. Badania jakościowe

Przedstawione badania jakościowe mogą być wykorzystane przy projektowaniu i eksploatacji układów mechanicznych i dają wskazówki do doboru charakterystyk mechanicznych w celu uniknięcia powstawania niebezpiecznych dla maszyn lub urządzeń drgań samowzbudnych.

W praktyce interesujące jest także, od czego zależy, i jak się zmienia amplituda oraz częstość drgań reżimu granicznego. Aby wyznaczyć amplitudę i czę-

stość, posłużono się asymptotyczną metodą Kryłowa-Bogolubowa. W tym celu założono, że tłumienie oraz nieliniowość sił sprężystych są małe. W obliczeniach ograniczono się do pierwszego przybliżenia. Stacjonarna wartość amplitudy i częstość otrzymana z równań (5) wynosi:

$$\left. \begin{aligned} \left(A_1^{(1)} \right)^2 &= \frac{4}{3\omega_1^2} \left[\frac{\alpha - 1(1 - \lambda)^2}{\beta} \right] \\ \frac{d\Psi}{dt} &= \omega_1 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

gdzie:

$$\left. \begin{aligned} \omega_1^2 &= \frac{1}{2} \left[\left(\frac{k_1 + k_2}{m_1} + \frac{k_2}{m_2} \right) - \sqrt{\left(\frac{k_1 + k_2}{m_1} + \frac{k_2}{m_2} \right)^2 - 4 \frac{k_1 k_2}{m_1 m_2}} \right] \\ \lambda &= \frac{A_2^{(1)}}{A_1^{(1)}} = \frac{k_2}{k_2 - \omega_1^2 m_2} = \frac{(k_1 + k_2) - \omega_1^2 m_1}{k_2} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Na podstawie wzorów (21) oraz (22) można stwierdzić, że na amplitudę w pierwszym przybliżeniu ma wpływ przede wszystkim tłumienie, na częstość drgań zaś siły sprężyste. Amplituda drgań reżimu granicznego zależy od charakterystyki tłumika ujemnego i dodatniego. Amplitudę można zmniejszyć przez zastosowanie tłumika dodatniego o charakterystyce twardej oraz przez zwiększenie nieliniowości tłumika ujemnego. Zastosowanie tłumika dodatniego o charakterystyce miękkiej powoduje zwiększenie amplitudy drgań. Współczynnik tłumienia l i μ w praktyce przedstawia współczynnik materiału tłumiącego, stosowanego np. przez warstwę gumy, korka, między masami m_1 i m_2 . Jeżeli dobierze się materiał tłumiący tak, aby licznik we wzorze (22) był mały, to otrzyma się amplitudę drgań bardzo małą. Stąd wniosek, że stosowanie materiałów tłumiących nie może być dowolne. Częstość drgań układu, jak wynika z (22), zależy przede wszystkim od nieliniowości sił sprężystych. Im ta nieliniowość jest większa, tym częstość drgań jest mniejsza. Można łatwo stwierdzić, że przy miękkich charakterystykach sprężyn częstość drgań układu jest mniejsza niż przy charakterystykach twardych.

7. Posumowanie

W pracy podano metodę energetyczną badania drgań samowzbudnych układu mechanicznego o dwóch stopniach swobody, podano warunki, przy których mogą one wystąpić. Przedstawione badania jakościowe dają wskazówki przydatne w projektowaniu i eksploatacji takich układów.

Literatura

- [1] Giergiel J., *Drgania mechaniczne*. Uczelniane Wydawn. Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 2000
- [2] Giergiel J., *Drgania układów dyskretnych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005
- [3] Giergiel J., *Zagadnienia tłumienia drgań*. Uczelniane Wydawn. Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 1974

ENERGY METHOD OF SELF-INDUCED VIBRATIONS IN MECHANICAL SYSTEMS

Summary

In the paper the author's energy method was used to examine the cooperation of a self-induced system with a linear and non-linear system. The conditions when these can occur were given.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Michał JUREK
Piotr NAZARKO
Leonard ZIEMIAŃSKI
Politechnika Rzeszowska

NIENISZCZĄCE BADANIA KONSTRUKCJI: WYKRYWANIE ZMIAN W ELEMENTACH KONSTRUKCJI Z WYKORZYSTANIEM ZJAWISKA FAL SPRĘŻYSTYCH

Od wielu lat badania prowadzone na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej obejmują nieniszczące określanie stanu konstrukcji inżynierskich. Stosowane metody to m.in. analiza przebiegu czasowego przyspieszeń wybranych punktów badanej konstrukcji, analiza widma częstotliwościowego oraz analiza przebiegu fali sprężystej w badanej konstrukcji. Natomiast do analizy sygnału wykorzystywana jest analiza modalna, analiza za pomocą sztucznych sieci neuronowych oraz analiza falkowa. Niniejsza praca przedstawia problematykę związaną z obszarem zainteresowań autorów opracowania i obejmuje nieniszczącą analizę stanu konstrukcji inżynierskich bazującą na analizie propagacji fali sprężystej z zastosowaniem sztucznych sieci neuronowych.

1. Wprowadzenie

Metody badań wykorzystujące zjawisko propagacji fal sprężystych znajdują obecnie zastosowanie nie tylko do nieniszczącego wykrywania uszkodzeń (NDT, ang. *Nondestructive Testing*), ale również w zadaniach monitorowania i oceny stanu konstrukcji (SHM, ang. *Structural Health Monitoring*). Podejście to jest obecnie przedmiotem intensywnych badań przede wszystkim wśród inżynierów przemysłu lotniczego, choć ze względu na swój potencjał znajduje ono również zastosowania w budownictwie i diagnostyce urządzeń.

Nieniszczące badania stanu konstrukcji, umożliwiające również nieinwazyjną kontrolę miejsc niedostępnych, pozwalają uniknąć awarii i katastrof oraz obniżyć koszty eksploatacji maszyn i obiektów budowlanych. Istotne jest, aby wykrycie uszkodzenia następowało jak najwcześniej, w pierwszym stadium rozwoju. Daje to możliwość podjęcia określonych działań, które pozwolą zapobiec jego rozprzestrzenianiu się.

Mając na uwadze pewne ograniczenia stosowalności metod lokalnych, badacze podejmują wysiłek rozwijania metod pozwalających na monitorowanie

całej konstrukcji. Zadaniem globalnych systemów monitorowania jest ocena stanu konstrukcji uwzględniająca duże jej rozmiary, docierająca do miejsc niedostępnych oraz bazująca na pojedynczym pomiarze.

Dobre wyniki w zakresie detekcji, lokalizacji i identyfikacji uszkodzeń uzyskiwane są w przypadku podejść bazujących na analizie fali sprężystej. Wystąpienie uszkodzenia skutkuje lokalną zmianą sztywności konstrukcji, a to z kolei powoduje zaburzenia propagującej fali sprężystej. Metody monitorowania konstrukcji oparte na propagacji fali sprężystej stosowane były dotychczas zarówno w przypadku prostych elementów prętowych (pasmowych) [1] i płytowych [2], jak i konstrukcji bardziej złożonych [3] oraz materiałów kompozytowych [4, 5].

Przedstawione i omówione w tej pracy wyniki badań laboratoryjnych bazują na zjawisku propagacji fali sprężystej, wykorzystując przy tym zaawansowane techniki przetwarzania sygnałów. Doświadczenie nabyte w trakcie realizacji badań przybliży problematykę zagadnienia i jest równocześnie źródłem licznych wskazówek zebranych w jednym z końcowych rozdziałów. Warto tu również wspomnieć, że pierwsze takie badania przeprowadzone zostały przez Katedrę Mechaniki Konstrukcji Politechniki Rzeszowskiej w 2005 r., a obecne prace zmierzają w kierunku opracowania metodologii badań NDT i weryfikacji pomiarów przy wykorzystaniu metod bezdotykowych (wibrometru laserowego).

Niniejszą pracę autorzy poświęcają pamięci prof. Władysława Łakoty, który zapoczątkował kontynuowane przez nich badania i zawsze chętnie dzielił się swoją wiedzą i doświadczeniem.

2. Fale sprężyste w monitorowaniu konstrukcji

2.1. Zjawisko propagacji fali sprężystej

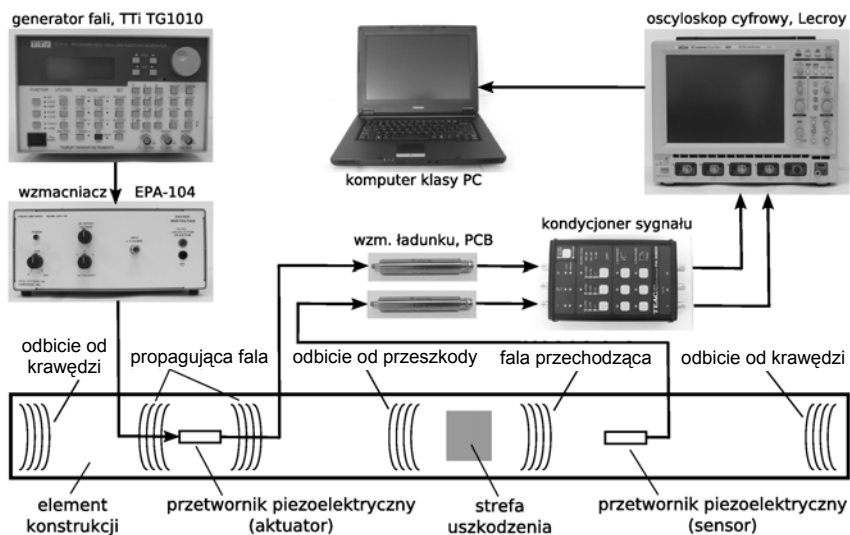
Fala sprężysta propagująca w elemencie konstrukcyjnym, napotykając zaburzenie w postaci uszkodzenia lub dodatkowej masy, podlega zjawiskom odbicia i transmisji. Skutkuje to modyfikacją parametrów opisujących falę, takich jak amplituda, faza, czas przelotu, długość fali. Na podstawie zmian wymienionych parametrów można stwierdzić wystąpienie nieciągłości (np. uszkodzenie, dodatkowa masa) oraz zidentyfikować jej cechy, tj. wielkość oraz miejsce wystąpienia. Analizę utrudnia jednak fakt występowania odbić od krawędzi elementów służących do wprowadzania i rejestrowania fali oraz od krawędzi elementu konstrukcyjnego. Dlatego często niezbędne jest odpowiednie przetworzenie rejestrowanych sygnałów, umożliwiające tym samym wyeliminowanie niekorzystnych efektów.

Forma propagującej fali zależy od wymiarów ośrodka sprężystego, jego cech materiałowych, częstotliwości fali, temperatury itp. Czynniki te wpływają z kolei na prędkości przemieszczających się form fali oraz ich zasięg. Najprostszymi odmianami są fala podłużna (ciśnieniowa, P) oraz fala poprzeczna (ścinająca, S), dla której dodatkowo wyróżnić można pionowy (SV) i poziomy kieru-

nek ścinania (*SH*). W elementach belkowych, płytowych i powłokowych wyróżnić można również falę giętną, która charakteryzuje się dyspersją prędkości w zależności od częstotliwości propagujących składników. Wspomniane formy mogą występować łącznie, wzajemnie się nakładać, prowadząc w konsekwencji do bardziej złożonych kształtów. W zadaniach wykrywania uszkodzeń konstrukcji często wykorzystuje się też fale Lamba, rzadziej zaś fale Rayleigha czy Love'a.

2.2. Tor pomiarowy

W testach laboratoryjnych polegających na rejestrowaniu odpowiedzi konstrukcji na zadane wymuszenie w postaci fali sprężystej zastosowano tor pomiarowy, którego schemat przedstawia rys. 1. Sygnał generowany przez generator fal TTI TG1010 podlegał wzmocnieniu przez linowy wzmacniacz piezo EPA-104 firmy PiezoSystems. Jako akulatory i sensory fali sprężystej zastosowane zostały elementy piezo firmy Mide. Odpowiedź modelu laboratoryjnego wzmocniona przez zastosowanie wzmacniacza ładunku i kondycjonera sygnału 422E02 PCB Piezotronics została zarejestrowana przez oscyloskop cyfrowy LeCroy WaveSurfer 424.



Rys. 1. Schemat toru pomiarowego

2.3. Obróbka sygnału

Zagadnienie analizy otrzymanych przebiegów falowych, będących odpowiedzią konstrukcji na zadane wymuszenie, jest problemem dosyć złożonym. Interpretację zarejestrowanych sygnałów, oprócz wspomnianego faktu wystę-

powania zjawiska nakładania się fal odbitych, znacząco utrudnia występowanie szumu pomiarowego. Stosowane są różnorodne techniki obróbki sygnału, pozwalające na wyodrębnienie informacji istotnych z punktu widzenia monitorowania stanu konstrukcji, np. analiza widma częstotliwości [1], analiza falkowa [6].

W niniejszej pracy przetestowano różne sposoby przetwarzania sygnałów. W przypadku identyfikacji uszkodzenia modelu stalowego i pleksiglasu zastosowano analizę częstotliwościową, wykorzystując szybką transformatę Fouriera, natomiast w zadaniu identyfikacji dodatkowej masy w elemencie aluminiowym wykonano analizę falkową. Ponadto w każdym z wymienionych zadań dokonano odszumienia zarejestrowanych sygnałów, wykorzystując jednowymiarowy filtr falkowy.

3. Wykrywanie i ocena uszkodzeń

3.1. Wstęp

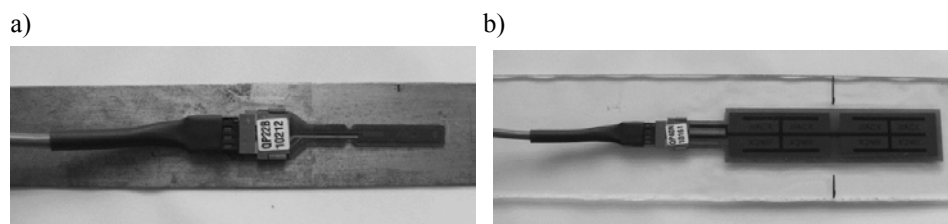
W punkcie tym przedstawione zostały wyniki badań laboratoryjnych z wykrywaniem i oceną uszkodzeń w elementach konstrukcji. W doświadczeniu wykorzystano dwa proste modele pasma wykonane z tak powszechnie stosowanych w przemyśle materiałów, jak stal i pleksiglas.

Celem badań było przede wszystkim rozwinięcie metod bazujących na zjawisku propagacji fal sprężystych, określenie ich potencjału oraz dokładności uzyskanej w ten sposób oceny stanu konstrukcji.

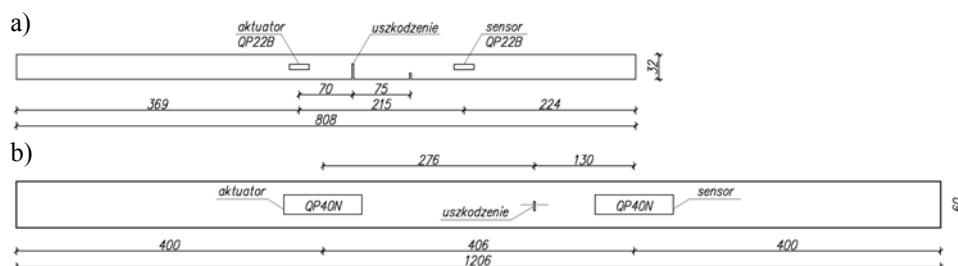
3.2. Modele laboratoryjne z uszkodzeniem

Pierwsze testy z propagacją fali sprężystej wykonano na modelu stalowego pasma o długości 808 mm, szerokości 32 mm i grubości 1 mm, do którego przyklejono dwa przetworniki piezoelektryczne QP22B (rys. 2a). Każdy z przetworników składał się z dwóch warstw materiału piezo, co w pewnych sytuacjach pozwala na rozdzielenie ich funkcji, tj. jedna warstwa służy jako wzbudnik, a druga jako sensor. Dzięki temu możliwe jest jednoczesne wprowadzanie sygnału wymuszającego falę sprężystą oraz jego rejestrowanie w tym samym miejscu.

W kolejnych etapach badań pomiędzy przetworniki wprowadzane było uszkodzenie w postaci nacięcia rozszerzającego się od jednej krawędzi elementu do środka przekroju. Łącznie w trakcie pomiarów zarejestrowano 26 wzorców w przypadku pojedynczego uszkodzenia oraz 5 dodatkowych przebiegów w przypadku dwóch uszkodzeń występujących jednocześnie. Wymiary modelu, położenie przetworników oraz lokalizację uszkodzeń pokazano na rys. 3a.



Rys. 2. Zastosowane przetworniki piezoelektryczne (Mide Techn. Corp.): a) na paśmie stali, b) na paśmie pleksiglasu



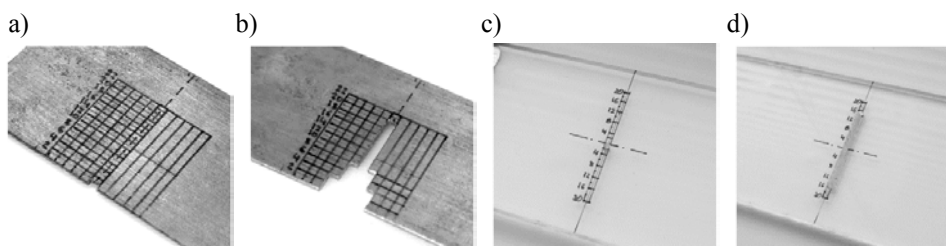
Rys. 3. Modele laboratoryjne z uszkodzeniami

Drugim modelem poddanym testom było pasmo pleksiglasu o długości 1206 mm, szerokości 60 mm i grubości 4 mm (rys. 3b). Spodziewając się w tym przypadku większego zapotrzebowania na moc, do wprowadzenia fali użyto przetworników QP40N (rys. 2b). Parametry użytych przetworników zestawiono w celu porównania w tab. 1.

Tabela 1. Charakterystyka przetworników piezoelektrycznych

Cechy przetwornika	QP22B	QP40N	QP45W
Zakres napięcia użytkowego [V]	± 100	± 200	± 100
Wielkość urządzenia [mm]	33,7 x 6,4 x 0,7	102 x 25 x 0,8	102 x 38 x 0,5
Pojemność el. urządzenia [nF]	14,2	260	660
Masa urządzenia [g]	1,4	9,5	10,2
Aktywne elementy	2 warstwy po 1 stosie	2 warstwy po 2 stosy	2 warstwy po 2 stosy

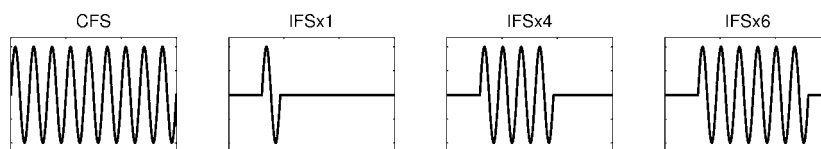
Uszkodzenie w paśmie pleksiglasu wprowadzono przez nawiercenie otworu o średnicy 2 mm w pobliżu osi symetrii elementu. Następnie rozszerzono je na zewnątrz, tworząc przy tym symetryczne i niesymetryczne przypadki uszkodzenia. Wybrane etapy uszkodzenia dla obu modeli pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Początkowy i końcowy etap uszkodzenia w modelach laboratoryjnych: a), b) pasmo stalowe, c), d) pasmo pleksiglasu

3.3. Formy wymuszenia fali sprężystej

W zadaniu wykrywania uszkodzeń testowano przydatność podstawowych form fali wymuszenia, których uzyskanie umożliwił użyty w doświadczeniach generator fali. Dlatego też do wprowadzenia fali sprężystej wykorzystano m.in. ciągłą falę sinus (CFS), pojedynczy impuls fali sinus (IFSx1) oraz ciąg czterech (sześciu, dwunastu) fal sinus (IFSx4, IFSx6, IFSx12). Przeprowadzone testy z kwadratową i trójkątną formą fali (ciągłą i impulsową) dawały w konsekwencji odpowiedzi konstrukcji niemal identyczne z przebiegami dla wymuszenia falą sinus. Dlatego ostatecznie wykorzystywano wymuszenia bazujące na formie sinusoidalnej (rys. 5.).



Rys. 5. Przykładowe formy wymuszenia użyte w zadaniu wykrywania uszkodzeń

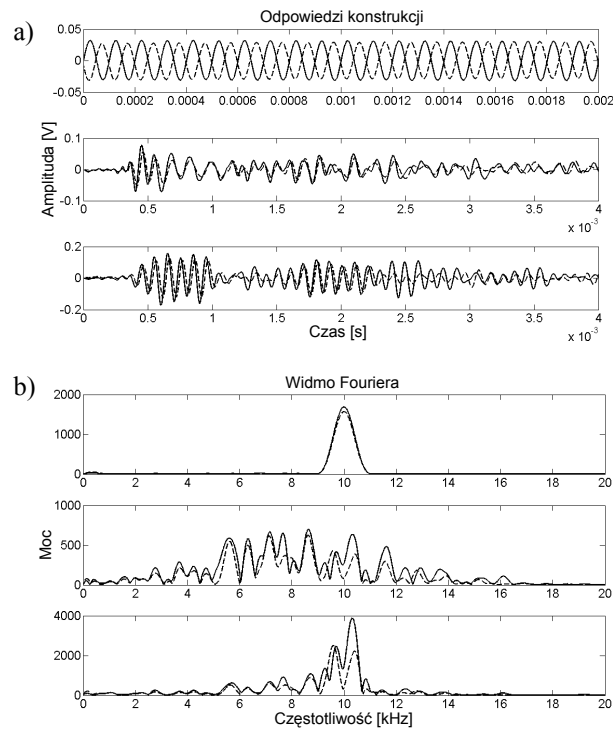
Częstotliwości sygnałów wymuszenia przyjmowały odpowiednio wartości z przedziału od 2 do 50 kHz. Górne ograniczenie zakresu częstotliwości jest w tym przypadku związane ze sprzętowymi ograniczeniami generatora fali. Zastosowanie wspomnianego zakresu częstotliwości (z krokiem co 2 kHz) oraz zestawu wybranych form wymuszenia miało na celu uzyskanie optymalnych parametrów sygnału, którego użycie pozwoli uwydatnić informacje o stanie konstrukcji zawarte w rejestrowanym sygnale odpowiedzi.

Istnieją pewne przesłanki, by twierdzić, że ciągłe wymuszenia fali sprężystej są mało przydatne w zadaniach ciągłego monitorowania konstrukcji, ze względu na ilość dostarczanej energii oraz nakładanie się fali wymuszającej z licznymi odbiciami, np. od granic monitorowanego elementu, węzłów konstrukcyjnych. Niemniej jednak, ponieważ przeprowadzone badania miały charakter poznawczy, wykonana została seria pomiarów związana z tą właśnie formą wymuszenia, a jego przydatność będzie sprawdzona poprzez analizę wyników identyfikacji uszkodzeń.

3.4. Odpowiedzi konstrukcji

Tak jak założono na wstępie, wprowadzenie uszkodzenia i powiększanie jego rozmiarów miało wpływ na zmiany parametrów fali, przede wszystkim amplitudy i widma częstotliwości. Dostyc często jednak zmiany te są stosunkowo niewielkie i trudno jest wprost odnaleźć różnice w sygnałach, zwłaszcza gdy porówna się dane dla dwóch kolejnych etapów uszkodzenia. Dodatkowym utrudnieniem jest przyjęte założenie analizowania sygnału przechodzącego przez strefę z uszkodzeniem, gdzie nie ma wyraźnie wydzielonego sygnału wymuszenia i fragmentów fali odbitych od przeszkody, jaką stanowi nacięcie (lub brzegów elementu). Jest to podejście zgoła odmienne od technik impuls – echo stosowanych obecnie w metodach nieniszczących [7].

W celu zobrazowania problematyki i trudności zagadnienia na rys. 6a przedstawiono przykładowe sygnały odpowiedzi dla przypadku konstrukcji bez uszkodzenia i z uszkodzeniem (nacięcie głębokości 10 mm). Odpowiadają one kolejno wymuszeniom CFS, IFSx1 oraz IFSx6 o częstotliwości 10 kHz.

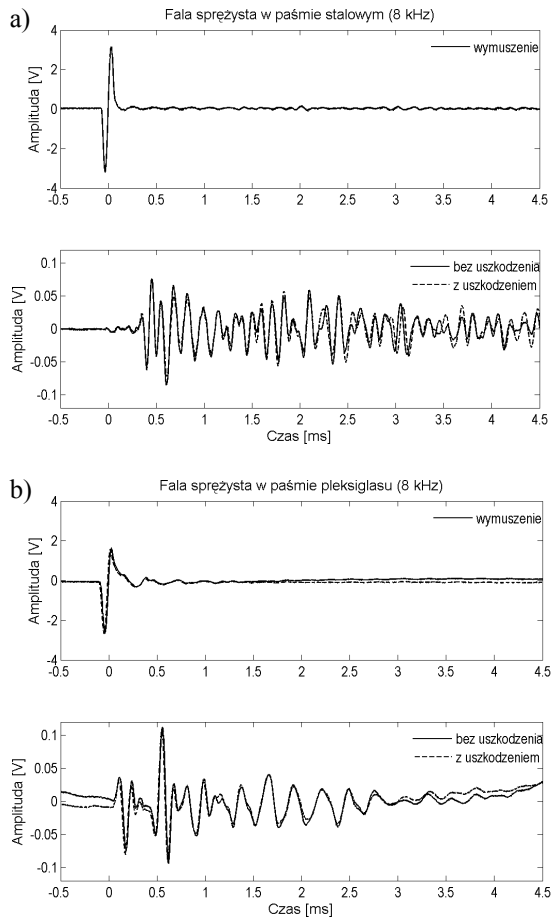


Rys. 6. Przebieg fali sprężystej w paśmie stalowym z uszkodzeniem (linia przerywana) i bez uszkodzenia (linia ciągła): a) dziedzina czasu, b) dziedzina częstotliwości

Przy wymuszeniach ciągłych widoczne są zmiany amplitudy i fazy sygnałów odpowiedzi, których wartości zależą od częstotliwości i prędkości propagującej fali. Inaczej mówiąc, na amplitudę fali wpływa to, w jakiej fazie spotykają

się sygnały wymuszenia oraz odbicia od uszkodzenia i krawędzi badanego elementu. W przypadku wymuszeń impulsowych zaś zmiany sygnału widoczne są poprzez zmiany amplitudy oraz różnice w widmie częstotliwości fali (rys. 6b) wyznaczonym przez szybką transformację Fouriera (FFT).

Aby porównać, w jaki sposób propaguje fala sprężysta w obu badanych modelach, odpowiednie przebiegi czasowe wymuszone identycznym impulsem zestawiono na rys. 7. Należy jednak pamiętać, że pasma różniły się wymiarami oraz rodzajem i rozstawem użytych elementów piezoelektrycznych.



Rys. 7. Wymuszenie i odpowiedź konstrukcji w badanych modelach: a) pasmo stalowe, b) pasmo pleksiglasu

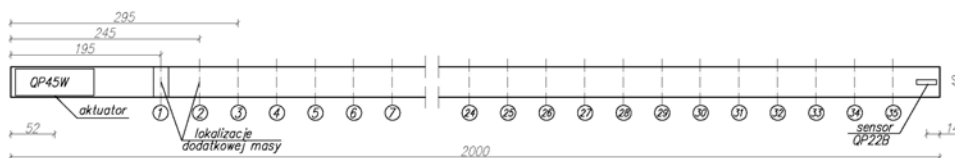
Pierwszą istotną kwestią jest kształt wytwarzanego przez przetwornik impulsu wymuszenia. Różnice pomiędzy sygnałem na wyjściu generatora fali i rzeczywiście indukowanym wymuszeniem mogą wynikać z dokładności zamocowania przetwornika, grubości warstwy kleju oraz pewnej bezwładności samego aktuatora. Ostatni, ale równie ważny czynnik może wynikać z faktu rejestro-

wania sygnału wymuszenia przez równoległą warstwę piezo (drugi kanał), oddaloną nieco od powierzchni modelu. Planuje się zbadać ten efekt dokładniej przez zastosowanie metod pomiaru bezdotykowego przy okazji prowadzenia kolejnych badań laboratoryjnych. Dalej można zauważyć, że odpowiedź konstrukcji różni się kształtem i czasem wygaszania fali. Natomiast przyjęć można, że dla podobnej amplitudy wymuszenia otrzymuje się porównywalny poziom amplitud odpowiedzi. Dodatkowo w przypadku pasma z pleksiglasu widoczne są wolnozmienne zakłócenia sygnału, co może być skutkiem zastosowania przetworników o dużej powierzchni, która wpływa na czułość pomiarów (duża powierzchnia zbierania sygnału).

4. Identyfikacja dodatkowej masy

4.1. Model laboratoryjny

Przeprowadzone badania laboratoryjne polegały na rejestrowaniu przebiegów czasowych fali sprężystej propagującej w aluminiowym elemencie z dodatkową masą umieszczaną w kolejnych przekrojach elementu. Model laboratoryjny stanowiło pasmo aluminium o wymiarach 2000x40x2 mm, przedstawione schematycznie na rys. 8. Przy krawędziach pasma umieszczone zostały piezoelementy: QP45W oraz QP22B, przy czym element QP45W wykorzystywany był jednocześnie jako wzbudnik oraz czujnik, natomiast element QP22B tylko jako czujnik. Parametry zastosowanych przetworników piezo przedstawiono w tab. 1. W celu zminimalizowania wpływu otoczenia, objawiającego się szumem pomiarowym, model został swobodnie zawieszony w pozycji pionowej w ten sposób, że element QP45W znajdował się na górze.



Rys. 8. Model laboratoryjny z dodatkową masą

Dodatkowa masa realizowana była poprzez zamocowanie na powierzchni pasma płytki aluminiowej. Użyto trzech rodzajów elementów symulujących dodatkową masę (tab. 2.). Dla każdego rodzaju masy wykonano pomiary w 35 lokalizacjach zaznaczonych na rys. 8.

Stwierdzono, że na parametry fali odbitej i przechodzącej przez dodatkową masę wpływa siła docisku elementu symulującego dodatkową masę oraz stan krawędzi i powierzchni dodatkowej masy będącej w kontakcie z analizowanym modelem. Przetestowano kilka sposobów mocowania elementów symulujących dodatkową masę, tj. różnego rodzaju zaciski i kleje. Najkorzystniejsze pod

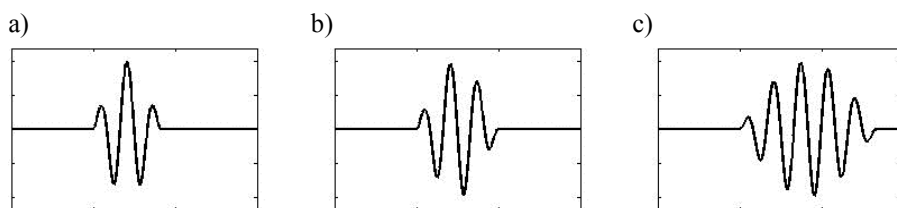
względem powtarzalności pomiarów okazało się zastosowanie taśmy dwustronnej. Uzyskano tym sposobem stałą grubość warstwy łączącej dodatkową masę i model, choć każde kolejne położenie masy wiązało się z naklejeniem nowego odcinka taśmy.

Tabela 2. Parametry elementów symulujących dodatkową masę

Symbol	Wymiary [mm]	Masa elementu/masa modelu [%]
mI	20x40x1	0,5
mII	20x40x2	1,0
mIII	20x40x6	3,0

4.2. Formy wymuszenia

W testach laboratoryjnych na paśmie aluminium z dodatkową masą wykorzystano dodatkowe oprogramowanie generatora fali, które umożliwiło zdefiniowanie form fali wymuszenia w postaci impulsów fali sinus z modulacją amplitudy sinusoidalnym oknem funkcyjnym. Wygenerowane impulsy złożone z 2,5, z 3 oraz z 5 cykli fali sinus, dla których częstotliwość wymuszenia wynosiła odpowiednio 20, 24 oraz 25 kHz, przedstawiono na rys. 9. Konsekwencją stosowania połówek cykli jest symetryczna forma sygnału względem pionowej osi amplitudy i rzędnej znajdującej się w połowie długości sygnału (rys. 9a).

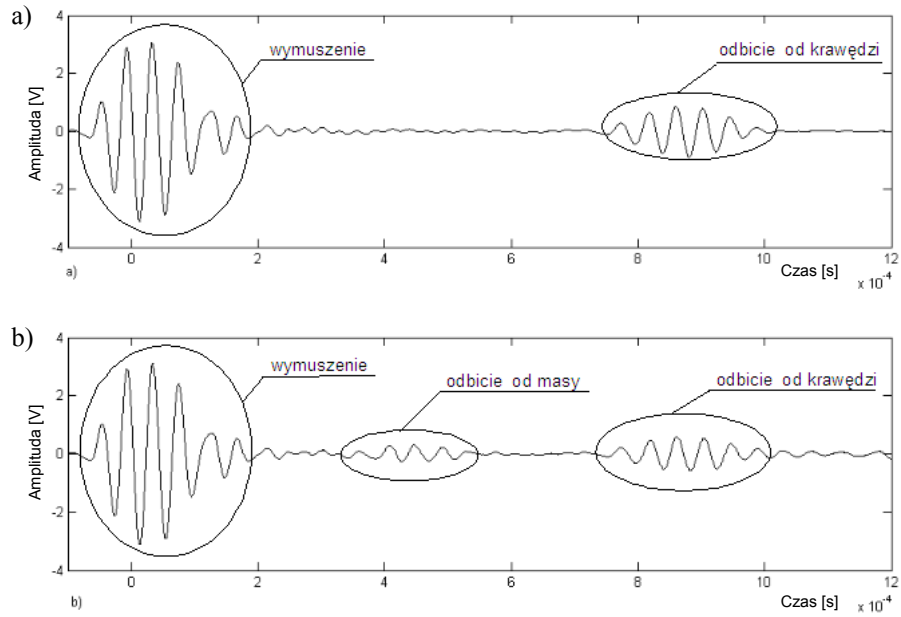


Rys. 9. Formy wymuszenia użyte w zadaniu identyfikacji dodatkowej masy: a) impuls 2,5x sinus, b) impuls 3x sinus, c) impuls 5x sinus

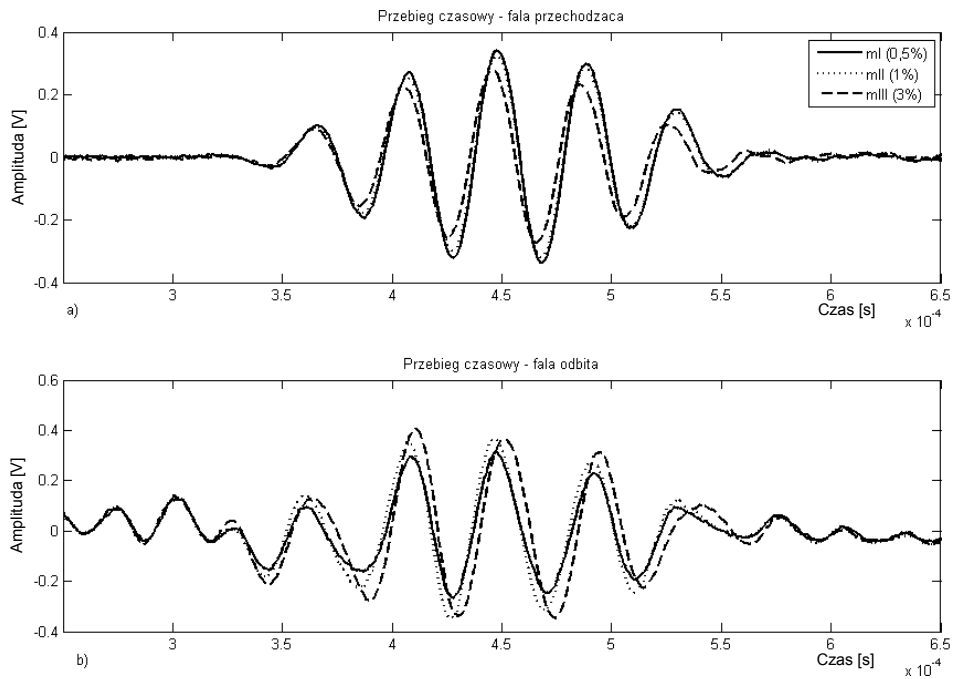
4.3. Odpowiedzi konstrukcji

Rysunek 10. przedstawia sygnał zarejestrowany przez piezoelement, będący jednocześnie aktuatorem i sensorem fali, dotyczący przypadku, gdy dodatkowa masa mI znajduje się w przekroju nr 16 (1645 mm od krawędzi pasma). Widać wyraźnie, że fala sprężysta ulega odbiciu od dodatkowej masy. Kolejnym impulsem zarejestrowanym przez sensor jest fala odbita od krawędzi elementu.

Jeżeli dysponuje się dwoma przetwornikami (na początku i na końcu pasma), rejestrowaniu podlega zarówno fala odbita od dodatkowej masy, jak i fala przechodząca przez dodatkową masę. Na rysunku 11. zestawiono fale przechodzące i odbite od mas mI, mII i mIII usytuowanych w przekroju nr 16. Widocz-



Rys. 10. Odpowiedź elementu: a) bez dodatkowej masy, b) z dodatkową masą, na wymuszenie modulowanym impulsem 5x sinus



Rys. 11. Fale przechodzące i odbite od dodatkowych mas mI, mII, mIII zamontowanych na paśmie aluminium

na jest zmiana wartości amplitudy fali odbitej oraz przechodzącej przez dodatkową masę. Oprócz tego, w przypadku fali odbitej zaobserwować można zmiany w fazie zarejestrowanej dla każdego rodzaju masy fali. Jednak fakt ten może być skutkiem niedostatecznej powtarzalności mocowania dodatkowej masy.

Analizując czas przelotu fali odbitej od dodatkowej masy umieszczonej w kolejnych przekrojach modelu, można stwierdzić, że czas ten jest proporcjonalny do odległości masy od wzbudnika. Ponadto wyniki pomiarów potwierdziły, że wartość amplitudy fali odbitej od dodatkowej masy jest proporcjonalna do jej wielkości, natomiast w przypadku fali przechodzącej przez dodatkową masę zależność ta jest odwrotna.

5. Pomiary kontrolne wibrometrem laserowym

5.1. Wstęp

Cenne, z uwagi na możliwość rejestrowania danych w dowolnych punktach modelu, wydają się być wstępne pomiary kontrolne wykonane na modelu pasma aluminium za pomocą wibrometru laserowego. Bezdotykowy pomiar nie wpływa na zachowanie się konstrukcji, np. na skutek wprowadzonego zaburzenia, jakim jest fala sprężysta.

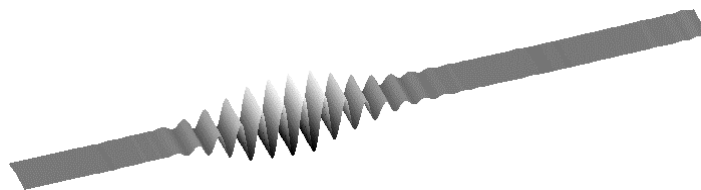
Nie jest to też niestety metoda pozbawiona wad. Na amplitudę sygnału i zawartą w nim ilość szumu wpływa bowiem stan powierzchni w punkcie pomiarowym. Pomiar realizowany jest zwykle tylko w kierunku prostopadłym do płaszczyzny modelu (mierzona jest jedynie składowa prędkości czy przemieszczenia), a po zmianie ustawienia głowicy lasera trudno trafić dokładnie w ten sam, założony wcześniej, punkt pomiarowy.

5.2. Propagacja fali w paśmie

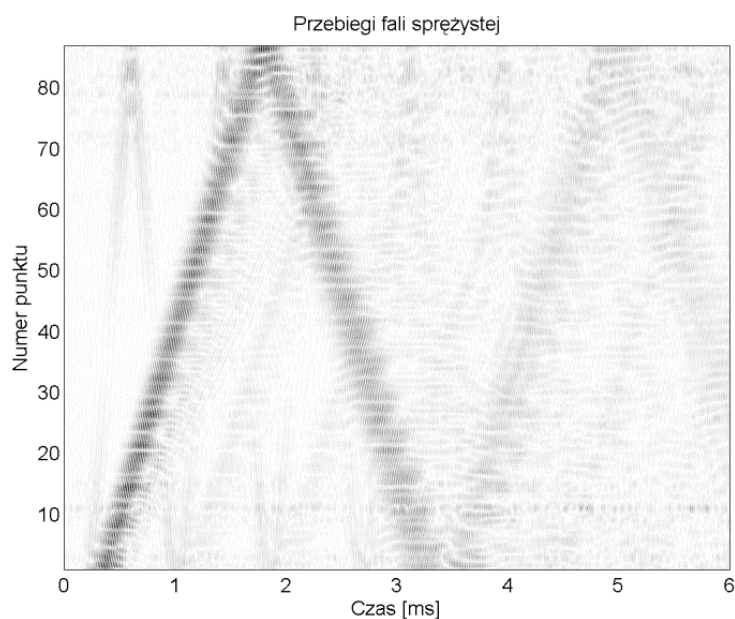
Wzdłuż osi centralnej pasma założono siatkę punktów kontrolnych o rozstawie około 2 cm. Następnie wykonano serię pomiarów przy założeniu identycznego wymuszenia (paczka 4,5 fali sinus z modulacją oknem Hanninga o częstotliwości operacyjnej 4,5 kHz) oraz jednakowego czasu od chwili wprowadzenia wymuszenia. Dysponując zapisem przebiegów czasowych w każdym z punktów kontrolnych, można odtworzyć kształt przemieszczającej się w elemencie fali dla dowolnej chwili czasu. Na rysunku 12. pokazano przykładowy przebieg fali sprężystej w badanym paśmie po uprzednim zastosowaniu interpolacji funkcjami sklejanymi, w celu wyeliminowania różnic w amplitudach dla poszczególnych punktów kontrolnych.

Niestety, ze względu na podstawową rozdzielczość próbkowania (102,4 kHz) wykonanie podobnego wykresu dla wyższych częstotliwości obarczone jest dość znacznym błędem. Zestawiając na wykresie 2D przebiegi czasowe dla wszystkich założonych punktów pomiarowych, zauważyć można formy propa-

gującej w modelu fali, pochodzącej od wymuszenia o częstotliwości 20,7 kHz (rys. 13.). Ich wyselekcjonowanie jest możliwe z uwagi na zróżnicowaną prędkość propagacji poszczególnych form fali.



Rys. 12. Przebieg fali sprężystej w paśmie aluminium dla chwili czasu $t = 2,5$ ms i wymuszenia paczką 4,5 fali sinus o częstotliwości 4,5 kHz



Rys. 13. Przebiegi fali sprężystej w paśmie aluminium dla założonych punktów kontrolnych i wymuszenia paczką 4,5 fali sinus o częstotliwości 20,7 kHz

5.3. Reprezentacja sygnału w dziedzinie czasu i częstotliwości

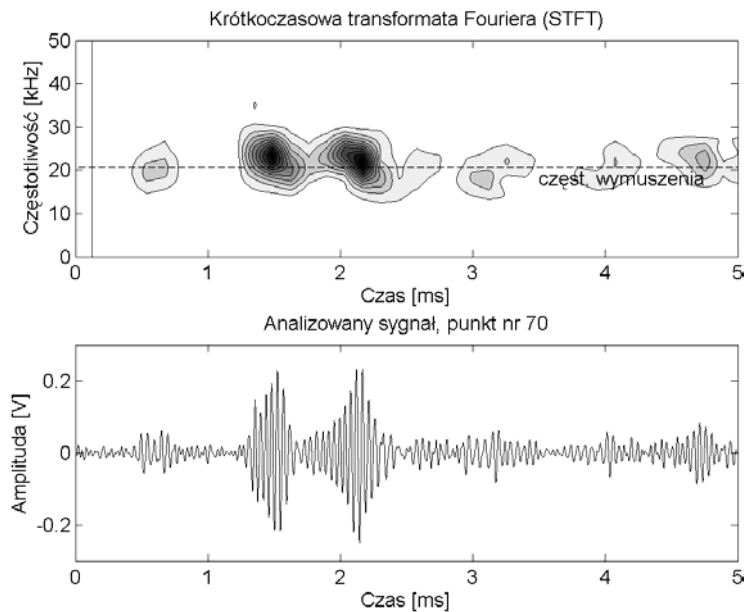
W poprzednim punkcie wykorzystywano już transformatę Fouriera do wyznaczenia widma częstotliwości przebiegów czasowych fali sprężystej. W metodach wykrywania uszkodzeń przydatną informacją może być również czas wystąpienia danej składowej widma. Reprezentację sygnału zarówno w dziedzinie czasu, jak i częstotliwości umożliwia m.in. krótkoczasowa transformata Fouriera (STFT, ang. *Short Time Fourier Transform*) oraz nieco bardziej zaawansowane

przekształcenie falkowe. W literaturze spotykane jest również przekształcenie Wignera-Ville'a i Hilberta-Huanga [8].

Ideą pierwszej wspomnianej metody jest użycie funkcji okna do wyznaczenia transformaty Fouriera, a następnie przesunięcie tego okna w kolejne położenie i ponowne obliczenie składowych widma. Wynik takiego przekształcenia wyświetlany będzie jako reprezentacja czasowo-częstotliwościowa sygnału i często określany mianem spektrogramu. Jedynym pojawiającym się tu problemem jest związany z doбором rozmiaru okna oraz szerokością nakładania się sąsiednich okien.

Transformacja falkowa polega natomiast na doborze kształtu funkcji falki oraz przemnożeniu jej z kolejnymi fragmentami sygnału dla różnych wielkości skali falki bazowej. Skala falek jest nieliniowo związana ze składowymi widma częstotliwości: im większa skala (dłuższa falka), tym niższa częstotliwość.

Dla sygnału zarejestrowanego w punkcie kontrolnym (nr 70), zlokalizowanym przy końcu badanego pasma, wyznaczono obie wspomniane reprezentacje czasowo-częstotliwościowe. Wynik pierwszej z nich przedstawiono na rys. 14. Częstotliwość próbkowania sygnału w obu przypadkach wynosiła 102,4 kHz, natomiast przyjęte tu krótkoczasowe prostokątne okno miało szerokość 68,4 μ s (32 punkty). W ten sposób uzyskano informację o rozkładzie i mocy widma częstotliwości w funkcji czasu. Dodatkowo linią przerywaną zaznaczono na wykresach częstotliwość operacyjną sygnału wymuszenia (20,7 kHz).



Rys. 14. Przebiegi fali sprężystej w punkcie kontrolnym i jego reprezentacja czasowo-częstotliwościowa (STFT) przy wymuszeniu paczką 4,5 fali sinus o częstotliwości 20,7 kHz

Następnie dla tego samego sygnału wyznaczono współczynniki falkowe dla bazowej falki typu *db10* oraz wektora skali przyjmującego odpowiednio wartości $\{1, 1,2, 1,4, \dots, 50\}$. Przy wyborze typu i rzędu falki kierowano się podobieństwem funkcji falki do kształtu analizowanego sygnału. Do wyznaczenia odpowiadających skali częstotliwości F_a posłużono się następującą zależnością:

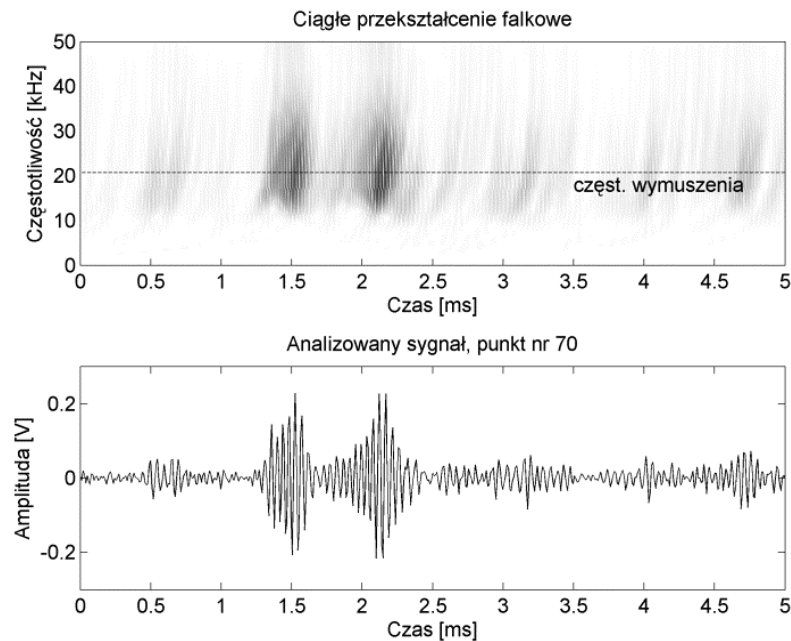
$$F_a = \frac{F_c}{a \times \Delta},$$

gdzie: a – wektor skali,

Δ – okres próbkowania,

F_c – centralna częstotliwość falki wyrażona w Hz.

Wartość F_a określana jest też w literaturze mianem pseudoczęstotliwości [9]. Wynik tego przekształcenia pokazano na rys. 15. jako dwuwymiarowy wykres bezwzględnych wartości wyznaczonych współczynników falkowych.



Rys. 15. Przebiegi fali sprężystej w punkcie kontrolnym i jego reprezentacja czasowo-częstotliwościowa (współczynniki falkowe) przy wymuszeniu paczką 4,5 fali sinus o częstotliwości 20,7 kHz

Wydaje się więc, że stosując analizę falkową, można wychwycić więcej zawartych w sygnale szczegółów, choć w porównaniu do STFT metoda ta wymaga większych nakładów obliczeniowych.

6. Ograniczenia metody propagacji fal

6.1. Wstęp

W punkcie tym przedstawiono i omówiono ograniczenia, jakie pojawiały się w trakcie dotychczas zrealizowanych badań z wykorzystaniem zjawiska propagacji fali. Ograniczenia te można w zasadzie podzielić na dwie kategorie: ograniczenia związane z funkcjonalnością zastosowanej aparatury i sprzętu oraz ograniczenia związane z dokładnością pomiarów i anomaliami występującymi w ich trakcie.

6.2. Ograniczenia sprzętowe

Zastosowany w początkowym etapie badań zestaw sygnałów wymuszenia ograniczał się do predefiniowanych funkcji używanego generatora fali. Niestety, bez odpowiedniego oprogramowania komputera PC, dostarczonego ostatecznie przez producenta, nie dało się wygenerować wymuszenia w postaci pojedynczej paczki fal z modulacją amplitudy. Wykraczało to bowiem poza zakres manualnej obsługi panelu sterowania generatora.

Kolejnym słabym punktem generatora fali okazał się zakres pracy wewnętrzznego wyzwalacza impulsów, gdyż możliwe było wygenerowanie impulsu jedynie do częstotliwości 50 kHz. Przekroczenie tego progu wymagałoby użycia zewnętrznego wyzwalacza impulsu, którym niestety w chwili obecnej autorzy nie dysponują.

Zjawisko piezoelektryczne proste polega na powstawaniu ładunku na przeciwległych ścianach kryształu w wyniku jego deformacji. Zatem w zależności od wymiarów materiału piezoelektrycznego każdy czujnik charakteryzować się będzie określoną pojemnością elektryczną. To z kolei wymaga zastosowania w układzie pomiarowym wzmacniacza ładunku o odpowiednio dobranej czułości. Rolą wzmacniacza ładunku jest zamiana ładunku na sygnał napięciowy proporcjonalny do mierzonej wielkości, który następnie można poddać procesowi przetwarzania na postać cyfrową.

Pierwszą konsekwencją zastosowania wzmacniacza ładunku było rejestrowanie sygnału o odwrotnej polaryzacji. Drugim, znacznie poważniejszym ograniczeniem jest zakres wyjścia wzmacniacza ładunku, który wynosi $\pm 2,5$ V, a przekroczenie wartości ± 3 V może powodować zniekształcenia sygnału.

Podczas zastosowania wzmacniacza ładunku bardzo istotny jest dobór odpowiedniej jego czułości. Zakłada się bowiem, że maksymalna pojemność elektryczna układu pomiarowego (od przetwornika do wzmacniaczem ładunku) nie powinna przekroczyć wartości wyznaczonej z równania:

$$C_{\max} = \frac{10000}{A},$$

gdzie A – czułość wzmacniacza ładunku w mV/pC.

Jeżeli zatem czułość wzmacniacza przyjmuje się równą 10 mV/pC , maksymalna pojemność elektryczna układu nie powinna przekroczyć 1000 pF .

Przy doborze parametrów wzmacniacza ładunku nie można zapomnieć o pojemności elektrycznej kabla łączącego przetwornik piezoelektryczny ze wzmacniaczem ładunku. Zaleca się w tym przypadku stosowanie koncentrycznych kabli niskoszumowych, których pojemność elektryczna zawiera się w przedziale od 90 do 105 pF/m . Z tego też powodu długość kabli należy minimalizować. Poza tym jednym przypadkiem w układzie pomiarowym stosuje się standardowe kable koncentryczne ze złączkami przystosowanymi do wykorzystywanej aparatury pomiarowej.

W przypadku wykonanych doświadczeń rzeczywista pojemność elektryczna układu dla obu torów pomiarowych wynosiła odpowiednio $14,4$ i $260,2 \text{ nF}$ dla modelu pasma stalowego i pleksiglasu. W odniesieniu do wyliczonej wcześniej zalecanej pojemności, graniczna wartość została przekroczona dla pasma stali ponad 10-krotnie, a dla modelu pleksiglasu ponad 200-krotnie. Prawdopodobnie wynikiem tych rozbieżności było zjawisko ścinania amplitud sygnału (przesterowanie sygnału) dla pewnych wartości amplitud. Aby uniknąć tego efektu, napięcia generowanych fal wymuszających dobrano eksperymentalnie do takiego poziomu, przy którym zniekształcenia nie występowały. Choć napięcia te różniły się dla kolejnych częstotliwości fali (amplituda fali sprężystej zależy od jej częstotliwości) w konsekwencji maksymalna ich wartość nie przekroczyła poziomu $\pm 3,6 \text{ V}$. Łatwo spostrzec, że stanowi to jedynie niecałe 4% całkowitej mocy zastosowanych przetworników.

Przeprowadzono również serię pomiarów bez wzmacniaczy ładunku i nie stwierdzono znaczących różnic w tych sygnałach. Możliwe jest zwiększenie amplitudy wymuszenia, lecz jednocześnie sygnał odbierany jako odpowiedź konstrukcji posiada porównywalny do poprzedniego poziom amplitudy.

Jednocześnie, powołując się na opinię producenta stosowanych przetworników piezoelektrycznych, jeśli nie występują znaczne różnice w sygnałach, to w takim przypadku nie ma konieczności stosowania wzmacniaczy ładunku (procesy stacjonarne).

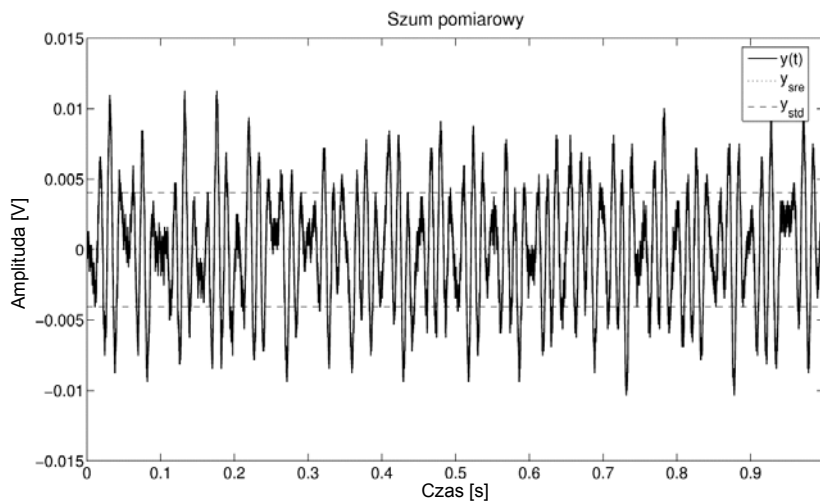
6.3. Dokładność pomiarów

Użyte w badaniach przetworniki piezoelektryczne okazały się dosyć czułe na wpływy zakłóceń zewnętrznych. Przykładowo, umieszczenie ich w zasięgu pola elektromagnetycznego czy też w sąsiedztwie pracujących urządzeń skutkuje zwykle znacznym zwielokrotnieniem ilości szumu w rejestrowanych przebiegach.

W celu utrzymania sygnału o wysokiej jakości ważne jest, aby czujnik i wzmacniacz ładunku fizycznie odizolować od źródła zakłóceń. Istnieją jednak pewne czynniki, których całkowicie wyeliminować się nie da. Są to m.in.:

- zakłócenia od zasilaczy impulsowych, przetworników analogowo-cyfrowych i procesora. Urządzenia te powinny być utrzymywane fizycznie z dala od czujnika za pośrednictwem odpowiednich kabli. Kabel niskoszumowy jest „niewidoczny” dla przetwornika analogowo-cyfrowego, ponieważ jego impedancja jest miliony razy niższa od impedancji wejściowej przetwornika,
- sieciowe zakłócenie elektromagnetyczne (50 Hz). Zakłócenie to jest zwykle usuwane przez oprogramowanie na drodze filtracji cyfrowej w komputerze PC, co eliminuje potrzebę elektronicznych filtrów mogących zniekształcić sygnał. W warunkach laboratoryjnych przetworniki piezoelektryczne zostały dodatkowo owinięte folią aluminiową, co pozwoliło znacznie zmniejszyć zakłócenia pola elektromagnetycznego,
- zakłócenia wywołane ruchem kabla, powodowane przepływem powietrza lub drganiami otoczenia. Takie zaburzenia, zwykle o niskiej częstotliwości, są odbierane przez każdy czujnik piezoelektryczny i mogą znacząco ograniczyć rozdzielczość sygnału. Zaburzenia te mogą być usuwane przez oprogramowanie w bloku przetwarzania sygnału cyfrowego na komputerze PC. Efekt wytwarzania ładunków elektrycznych przez tarcie statyczne może zostać wyeliminowany również poprzez dobór odpowiednich materiałów.

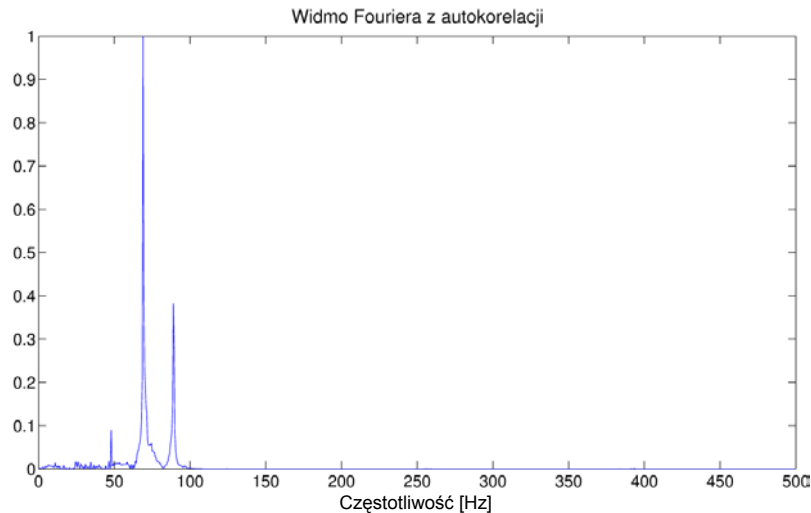
Na wykresie (rys. 16.) pokazano szum toru pomiarowego zarejestrowany dla modelu belki stalowej. Zaznaczona tam średnia wartość i odchylenie standardowe wynoszą odpowiednio $2,7 \times 10^{-5}$ i $4,05 \times 10^{-3}$. Rozkład wartości szumu jest zbliżony do funkcji Gaussa, można zatem wnioskować, że charakter zakłóceń wynika z równoczesnego występowania wielu czynników otoczenia, oddziałujących w różnych kierunkach.



Rys. 16. Szum toru pomiarowego w paśmie stalowym

Wyznaczona gęstość widma (rys. 17.) wskazuje na występowanie składowych częstotliwości, równych kolejno: 47,5, 69,0 oraz 89,0 Hz.

Na modelu pasma stalowego zauważono pewną prawidłowość związaną z wielkością szumu na obu przyklejonych czujnikach. Mianowicie dla jednego z nich poziom szumu był ponad dwukrotnie większy. Przypuszcza się, że ma to związek z precyzją zamocowania obu czujników, a przede wszystkim z grubością warstwy kleju epoksydowego.



Rys. 17. Znormalizowane widmo Fouriera szumu pomiarowego (wyznaczone z funkcji autokorelacji)

7. Podsumowanie i wnioski

W niniejszej pracy przedstawiono dotychczasowe wyniki badań laboratoryjnych wykorzystujących zjawisko propagacji fal sprężystych w identyfikacji zmian konstrukcji. Opisana przez autorów nieniszcząca metoda badań konstrukcji wykorzystuje w analizie przebiegów czasowych fali sprężystej zaawansowane techniki przetwarzania sygnałów. Doświadczenia przeprowadzono na modelach pasm wykonanych ze stali, pleksiglasu i aluminium, symulując występowanie w nich uszkodzenia przez wprowadzanie nacięć i doczepianie dodatkowej masy skupionej. Do wprowadzenia i rejestrowania propagujących w modelach fal sprężystych wykorzystano przetworniki piezoelektryczne.

Bazując na rezultatach przeprowadzonych testów laboratoryjnych oraz identyfikacji stanu konstrukcji, można sformułować następujące wnioski:

- możliwe jest wykrywanie nawet stosunkowo niewielkich nieciągłości konstrukcji na podstawie zmian parametrów fali sprężystej,

- użyte przetworniki piezoelektryczne są wystarczająco czułe do odbierania fali sprężystej,
- w przypadku impulsowych wymuszeń paczką fal sterowanie częstotliwością sygnału ułatwia analizę fali odpowiedzi i umożliwia rozróżnienie występujących form fali,
- na amplitudy fal sprężystych rejestrowanych za pomocą wibrometru laserowego wpływa ilość odbitej od podłoża wiązki lasera (kąąt padania wiązki, współczynnik odbicia),
- zastosowane techniki przetwarzania sygnału pozwalają wyodrębnić istotne (z punktu widzenia monitorowania stanu konstrukcji) parametry fali,
- jednowymiarowy filtr falkowy pozwala wyeliminować składniki szumu znajdujące się w rejestrowanych przebiegach.

Wyniki dotychczasowych doświadczeń laboratoryjnych są wykorzystywane również do trenowania sztucznych sieci neuronowych, których zadaniem jest identyfikacja stanu konstrukcji.

Dalsze prace zmierzają będą w kierunku weryfikacji przeprowadzonych badań przez wykorzystanie bezdotykowych technik pomiarów. Dokładniej zbadany zostanie również efekt oddziaływania czujników piezoelektrycznych z badanymi modelami (wpływ warstwy kleju, bezwładność urządzenia).

Literatura

- [1] Nazarko P., Ziemiański L., *Experiments of Damage Detection in Strips Based on Soft Computing Methods and Wave Propagation*. 3rd European Conf. on Comput. Mechanics, Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, Lisbon, Portugal, 5-8 June 2006
- [2] Staszewski W.J., Lee B.C., Scarpa F., *Structural health monitoring using laser vibrometry*. Smart Material Structures, 13, 2004, 251-260
- [3] Giurgiutiu V., Zagari A., Bao J.J., *Embedded Non-destructive Evaluation for Structural Health Monitoring, Damage Detection, and Failure Prevention*. Structural Health Monitoring, 1, 2002, 41-61
- [4] Paget C.A., *Active Health Monitoring of Aerospace Composite Structures by Embedded Piezoceramic Transducers*. Report 2001-25
- [5] Ip K.H., Mai Y.W., *Delamination detection in smart composite beams using Lamb waves*, Smart Mater. Struct., 13, 2004, 544-551
- [6] Sun Z., Chang C.C., *Statistical Wavelet-Based Method for Structural Health Monitoring*. Journal of Structural Engineering, 130, 2004, 1055-1062
- [7] Yang M., Qiao P., *Modeling and experimental detection of damage in various materials using the pulse-echo method and piezoelectric sensors/actuators*. Smart Mater. Struct., 14, 2005, 1083-1100
- [8] Tua P.S., Quek S.T., Wang Q., *Detection of cracks in plates using piezo-actuated Lamb waves*. Smart Mater. Struct., 13, 2004, 643-660
- [9] Wavelet Toolbox User's Guide

**NON-DESTRUCTIVE STRUCTURE TESTING: STRUCTURE FAULT
DETECTION BASED ON THE ELASTIC WAVES PHENOMENON****S u m m a r y**

Since many years Faculty of Civil and Environmental Engineering of Rzeszów University of Technology is carrying out some research on the non-destructive structure testing. The applied methods include the analysis of the acceleration signals in both time and frequency domains and the analysis of the propagation of elastic waves. Modal analysis or analysis involving artificial neural networks and wavelets are applied in the analysis of measurement signals. This paper presents problems connected with authors' field of interests and includes strip-structures analysis based on the elastic wave perturbations and artificial neural networks.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Janusz KAWECKI
Krzysztof STYPUŁA
Politechnika Krakowska

BADANIA WPLYWU RUCHU DZWONÓW NA ZABYTKOWĄ WIEŻĘ KOŚCIOŁA MARIACKIEGO W KRAKOWIE

Jednym z kompleksowych badań dynamicznych wykonanych w ostatnim czasie przez autorów były pomiary drgań wież kościoła Mariackiego w Krakowie wywołanych ruchem dzwonów umieszczonych na jednej z tych wież. W pracy zaprezentowano metodykę pomiarowo-interpretacyjną zastosowaną w tych badaniach oraz zamieszczono kilka uzyskanych wyników. Dotyczyły one wpływu drgań na konstrukcję wież oraz na ludzi przebywających na wieży.

1. Wprowadzenie

Do zadań diagnozy dynamicznej obiektów budowlanych należy ocena wpływu drgań na budowle oraz na ludzi w nich przebywających (sporadycznie także ocena wpływu drgań na wrażliwe urządzenia znajdujące się w budowlach). Drgania przekazywane są na budowle ze źródeł usytuowanych wewnątrz albo na zewnątrz budowli. Najczęściej oceny diagnostyczne dotyczą wpływu na budowlę drgań parasejsmicznych, tj. przenoszących się na nią ze źródeł zewnętrznych za pośrednictwem podłoża. W ten sposób przekazywane są na budowlę głównie drgania komunikacyjne lub wywołane pracami budowlanymi (generowane podczas zagęszczania gruntu, wbijania pali i ścianek szczelnych w grunt itp.). Źródłami drgań występującymi wewnątrz budowli mogą być różnego rodzaju maszyny usytuowane na stropach. W obiektach sakralnych zaś ich drgania mogą być wzbudzone ruchem dzwonów usytuowanych na wieżach kościelnych.

Metodyka pomiarowo-interpretacyjna dotycząca diagnozy dynamicznej budowli poddanych działaniom parasejsmicznym (w szczególności komunikacyjnym) jest dość dobrze opracowana i powszechnie stosowana [1]. Natomiast w przypadku działań dynamicznych wywołanych ruchem dzwonów usytuowanych w zabytkowym obiekcie sakralnym podejmowane są próby opracowania podobnej metodyki [2].

Jednymi z obszerniejszych badań przeprowadzonych przez autorów w ostatnim okresie były pomiary drgań wież kościoła Mariackiego w Krakowie wywołanych ruchem dzwonów umieszczonych na jednej z tych wież. Bezpośrednim impulsem do przeprowadzenia tych badań były niekorzystne odczucia strażaków dyżurujących w wieży hejnałowej (hejnałicy) związane z jej drganiami wywołanymi ruchem dzwonów znajdujących się w drugiej wieży (dzwonnicy).

2. Opis badanego obiektu

Wykonano pomiary drgań wież kościoła Mariackiego w Krakowie (ściśle kościoła Archiprezbiterialnego pw. Wniebowzięcia Najświętszej Maryi Panny), których widok przedstawiono na rys. 1.

Fasadę kościoła zdobią dwie wieże zbudowane na planie kwadratu. Wyższa z nich, tzw. hejnałica, o wysokości 81 metrów jest poprzedzielana na kondygnacje przez dodanie gzymsów. W górnej części przechodzi w węższy ośmiobok, którego szczyt zwieńczony jest hełmem gotyckim z iglicą ozdobioną ośmioma drewnianymi wieżyczkami i miedzianą, złożoną koroną. Wewnętrzne wymiary wieży u podstawy wynoszą 3,96 x 3,99 m, a grubość muru zmienia się od 2,62 do 2,75 m. W górnej części wieży grubość muru wynosi ok. 0,7 m.



Rys. 1. Zachodnia fasada kościoła Mariackiego – po lewej stronie hejnałica, po prawej dzwonnica

Niższa wieża (dzwonnica) o wysokości 69 m zwieńczona jest późnorenesansowym hełmem. Została ona wzniesiona na planie kwadratu. Widoczny jest podział na kondygnacje w postaci gzymsów i charakterystycznych gotyckich ostrołukowych okien. Wewnętrzne wymiary wieży u podstawy wynoszą 4,70 x 4,78 m (dłuższy bok wzdłuż fasady zachodniej, tj. od strony Rynku Głównego), a grubość muru – ok. 2,4 m. W górnej części wieży grubość muru maleje do ok. 1,5 m, a wymiary wewnętrzne wieży wynoszą 5,9 x 5,98 m. Wieża pełni funkcję dzwonnicy, w której zawieszono pięć dzwonów. Dzwon usytuowany najwyżej (najmniejszy) nie jest używany. Największy z dzwonów, nazywany „Półzygmuntem”, pochodzi z 1438 r.

Wewnątrz obu wież znajduje się drewniana konstrukcja schodów i pomostów, a w dzwonnicy stanowi ona również konstrukcję nośną do zawieszenia dzwonów.

3. Źródła drgań

Źródłem drgań wież mogą być ruchy czterech dzwonów umieszczonych w dzwonnicy, którymi są:

- dzwon 1. („Półzygmunt” – rys. 2.) – usytuowany najniżej, o średnicy czaszy 1800 mm i ciężarze (wraz z osią i ramą, ale bez serca) 60 kN oraz ciężarze serca 1,95 kN i przypisanym tonie „cis-40” (por. [3]),



Rys. 2. Dzwon 1.

- dzwon 2. – drugi w kolejności, licząc od dołu, o średnicy czaszy 1750 mm i ciężarze (wraz z osią, ramą i sercem) 48,5 kN i przypisanym tonie „dis”,
- dzwon 3. – w poziomie trzecim od dołu (razem z dzwonem 4.), o średnicy czaszy 1360 mm i ciężarze (wraz z osią, ramą i sercem) 22,2 kN oraz przypisanym tonie „fis 00”,
- dzwon 4. – w poziomie trzecim od dołu (razem z dzwonem 3.), o średnicy czaszy 1050 mm i ciężarze (wraz z osią i sercem) 11,65 kN oraz przypisanym tonie „gis”.

Wszystkie dzwony są napędzane silnikami elektrycznymi sterowanymi z pomieszczenia zakrystii. Urządzenie sterujące umożliwia płynny rozruch i hamowanie dzwonu. Możliwe jest uruchomienie każdego dzwonu oddzielnie. Mogą więc występować ruchy dzwonów w różnych kombinacjach. Urządzenie sterujące umożliwia wprowadzenie regulacji czasu pracy dzwonu i kąta odchylenia dzwonu. Korzystano z tej możliwości podczas pomiarów.

Zadanie diagnozy zawierało ocenę wpływu drgań generowanych ruchem dzwonów na konstrukcję wieży oraz na ludzi przebywających w pomieszczeniu strażaków usytuowanym w hejnalicy.

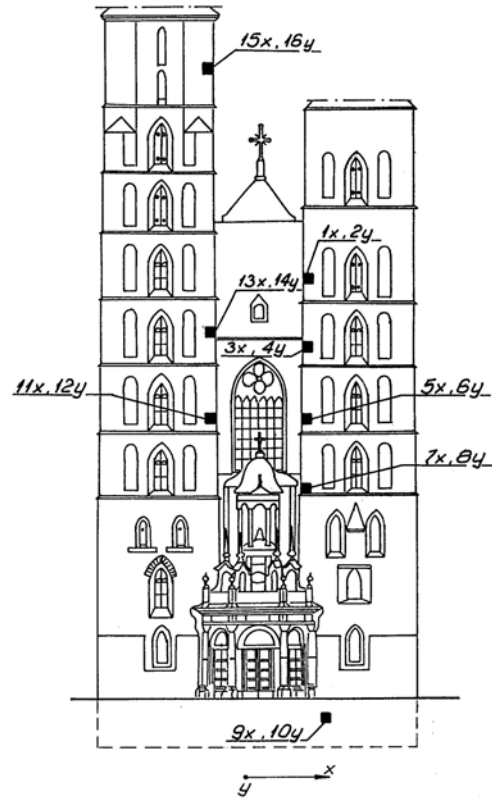
4. Metodyka pomiarów

4.1. Zastosowana aparatura pomiarowa

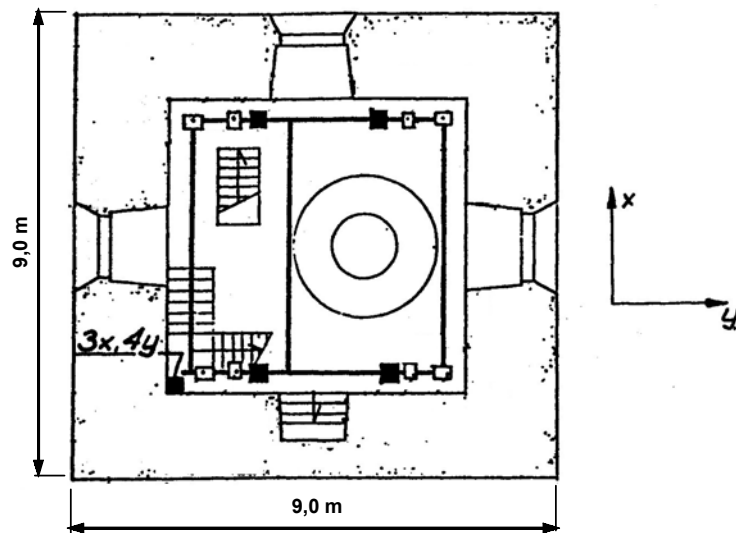
Zastosowano aparaturę umożliwiającą pomiar i rejestrację drgań o niskich częstotliwościach (od 0,1 do 100 Hz). Wielkością mierzoną było przyspieszenie drgań. W torze pomiarowym zastosowano akcelerometry firmy PCB wraz ze wzmacniaczami tej samej firmy oraz 16-kanalowym rejestratorem firmy TEAC. W opracowywaniu wyników pomiarów wykorzystano oprogramowanie specjalistyczne oraz własne programy komputerowe do analizy danych pomiarowych.

4.2. Rozmieszczenie punktów pomiarowych

W celu jednoznacznego określenia składowych mierzonych parametrów przyjęto globalny układ współrzędnych, w którym pozioma oś x przebiegała równoległe do ścian zachodniej elewacji wież, tj. od strony Rynku, pozioma oś y była do niej prostopadła, oś z zaś była osią pionową. Pomiary dotyczyły składowych poziomych drgań obydwu wież: dzwonnicy w pięciu poziomach oraz hejnalicy w trzech poziomach. Usytuowanie punktów pomiarowych wzdłuż wysokości obu wież podano na rys. 3. Jest ono skorelowane z poziomami zawieszenia dzwonów oraz z miejscem odbioru drgań przez ludzi (akcelerometry 15x i 16y). Usytuowanie punktów pomiarowych w rzucie poziomym powtarzało się na poszczególnych wysokościach w sposób przedstawiony przykładowo na rys. 4. Przy numerach akcelerometrów podano kierunek mierzonych drgań: x lub y .



Rys. 3. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na wieżach wzdłuż ich wysokości



Rys. 4. Przykładowe rozmieszczenie punktów pomiarowych w rzucie poziomym (dzwonnica)

4.3. Przebieg pomiarów

Podczas pomiarów włączano i wyłączano dzwony w różnych kombinacjach. Zestawienie przeprowadzonych pomiarów podano w tab. 1.

Tabela 1. Zestawienie źródeł drgań podczas pomiarów

Pomiar	Ruchy dzwonów
1.	kolejno włączane i wyłączane dzwony 1., 2., 3. i 4.
2.	powtórzony pomiar 1.
3.	włączone jednocześnie dzwony 1. i 2.
4.	włączone jednocześnie dzwony 3. i 4.
5.	powtórzony pomiar 4.
6.	włączone jednocześnie dzwony 1., 3. i 4.
7.	włączone jednocześnie dzwony 2., 3. i 4.
8.	włączone jednocześnie dzwony 1., 2., 3. i 4.
9.	powtórzony pomiar 3.
10.	powtórzony pomiar 8.

W każdym z pomiarów rejestrowano zmiany w czasie przyspieszenia drgań we wszystkich punktach pomiarowych. Rejestracje podczas każdego pomiaru trwały wystarczająco długo, aby można było zauważyć stabilizację uzyskiwanych wartości maksymalnych (np. w pomiarach 9. i 10. rejestracja trwała 225-240 s).

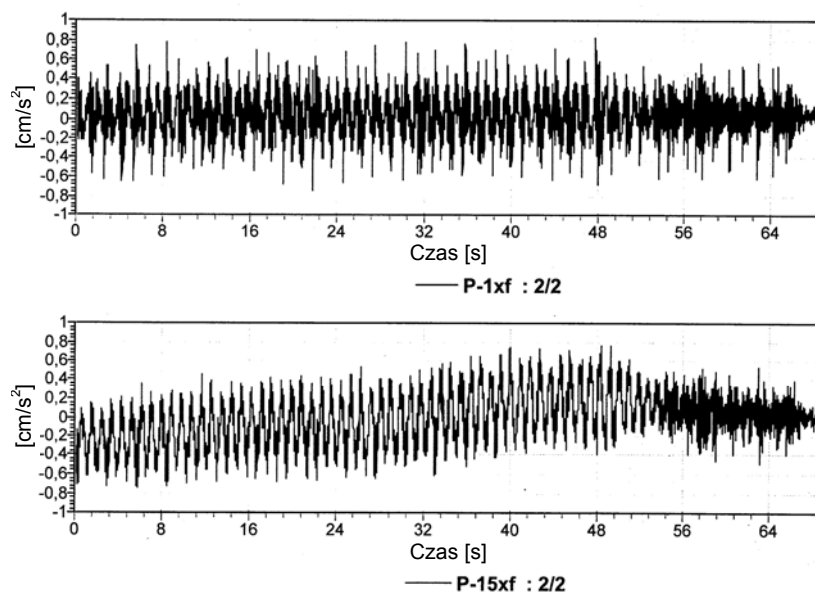
5. Wyniki badań

5.1. Drgania wież wywołane ruchem dzwonów

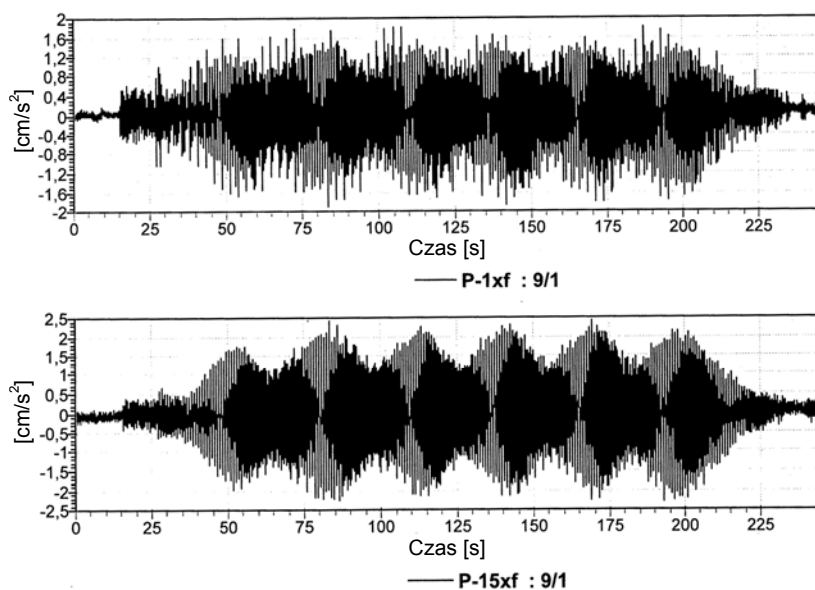
Każdy z pomiarów obejmował rejestrację drgań w poszczególnych punktach pomiarowych. Z każdego wibrogramu wybierano jego charakterystyczny odcinek i poddawano szczegółowej analizie. Przykładowe wibrogramy uzyskane w punktach pomiarowych 1x (na dzwonnicy) i 15x (na hejnalicy) zamieszczono na rys. 5. i 6. Uzyskano je odpowiednio podczas pomiaru 2. (ruch dzwonu 1.) oraz pomiaru 9. (ruch dzwonów 1. i 2.). Wykresy podane na rys. 5. świadczą o podobnym poziomie drgań zarejestrowanych w punktach pomiarowych na obydwu wieżach, natomiast wykresy zamieszczone na rys. 6. dowodzą występowania okresowych wzrostów przyspieszenia drgań generowanych ruchem dzwonów 1. i 2. (nieznacznie różnią się częstotliwości drgań generowanych ruchem tych dzwonów).

Następnie wykonano analizę FFT (*Fast Fourier Transformation*), a uzyskane wykresy, odpowiadające pomiarom z rys. 5. i 6., zamieszczono na rys. 7. i 8.

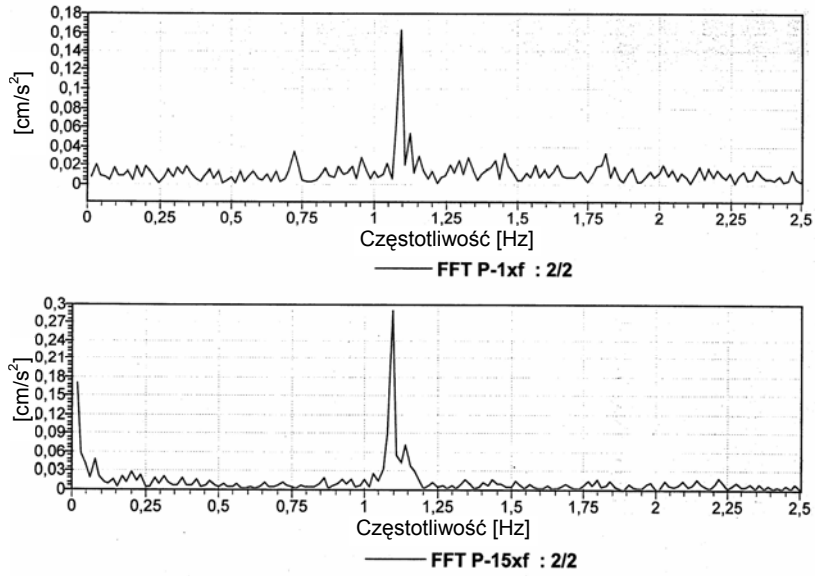
Analizy wykonano w celu wyznaczenia struktury częstotliwościowej wibrogramów oraz wyznaczenia częstotliwości dominujących.



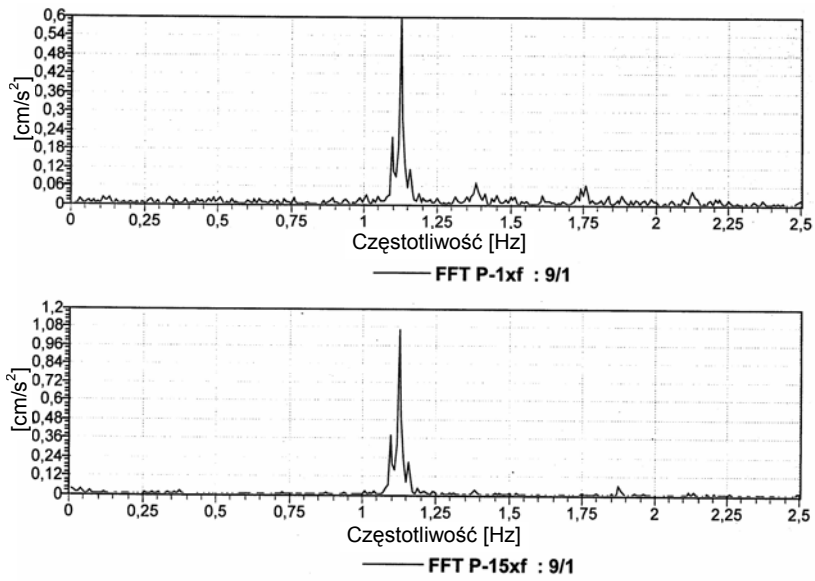
Rys. 5. Charakterystyczne fragmenty wibrogramów zarejestrowanych podczas pomiaru 2. (ruch dzwonu 1.)



Rys. 6. Charakterystyczne fragmenty wibrogramów zarejestrowanych podczas pomiaru 9. (ruch dzwonów 1. i 2.)



Rys. 7. FFT charakterystycznych fragmentów wibrogramów zarejestrowanych w punktach 1x i 15x podczas pomiaru 2. (ruch dzwonu 1.) w zakresie od 0 do 2,5 Hz



Rys. 8. FFT charakterystycznych fragmentów wibrogramów zarejestrowanych w punktach 1x i 15x podczas pomiaru 9. (ruch dzwonów 1. i 2.) w zakresie od 0 do 2,5 Hz

Z podanych wykresów struktury częstotliwościowej obydwu wibrogramów wynika, że dominująca częstotliwość wynosi w obydwu punktach pomiarowych od 1,1 do 1,15 Hz. Na podstawie wykresów FFT uzyskanych podczas różnych sytuacji pomiarowych zestawiono w tab. 2. wartości dominujących częstotliwości i odpowiadających im rzędnych tych wykresów.

Tabela 2. Zestawienie dominujących częstotliwości i wartości przyspieszeń uzyskanych z wykresów FFT

Ruch dzwonu	Punkt pomiarowy	Częstotliwość dominująca Hz	Rzędna wykresu FFT cm/s ²	Uwagi
1.	1x	1,1	0,16	–
	15x	1,1	0,29	–
2.	1x	1,14	0,34	–
	15x	1,14	0,63	–
3.	1x	1,15	0,02	brak wyraźnej dominacji
	15x	1,05	0,03	
	–	1,15	0,06	
4.	1x	1,14	0,11	–
	15x	1,14	0,20	–
3., 4.	1x	1,14	0,09	–
	15x	1,14	0,16	–
1., 2.	1x	1,14	0,60	–
	15x	1,14	1,07	–
1., 2., 3., 4.	1x	1,14	0,55	–
	15x	1,14	1,00	–

Wyniki pomiarów można wykorzystać bezpośrednio do oceny:

- wpływu drgań na konstrukcję wież,
- wpływu drgań na ludzi przebywających w pomieszczeniu strażaków na hejnalicy.

5.2. Wpływ drgań na konstrukcję wież

Wyznaczone podczas pomiarów maksymalne wartości przyspieszeń posłużyły do obliczenia poziomych sił bezwładności obciążających model konstrukcji wieży podczas drgań (por. praca [4]). Siły te włączono – jako dodatkowe – do kombinacji obciążeń działających na wieże.

Na podstawie pomierzonych wartości maksymalnych przyspieszeń oraz informacji o dominujących częstotliwościach drgań wyznaczono maksymalne przemieszczenia poziome w punktach pomiarowych. Uzyskano wartości największych poziomych przemieszczeń podczas różnych kombinacji występowania

nia obciążeń dynamicznych. Okazało się, że największe przemieszczenia poziome stropu w pomieszczeniu strażaków występują podczas jednoczesnego ruchu dzwonów 1. i 2. (pomiar 9.).

5.3. Wpływ drgań poziomych na ludzi przebywających w pomieszczeniu strażaków

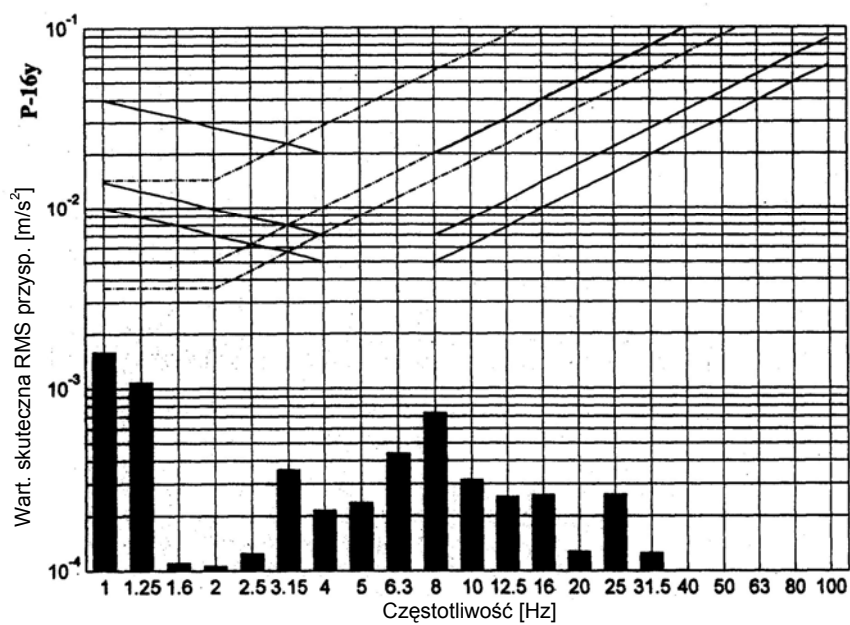
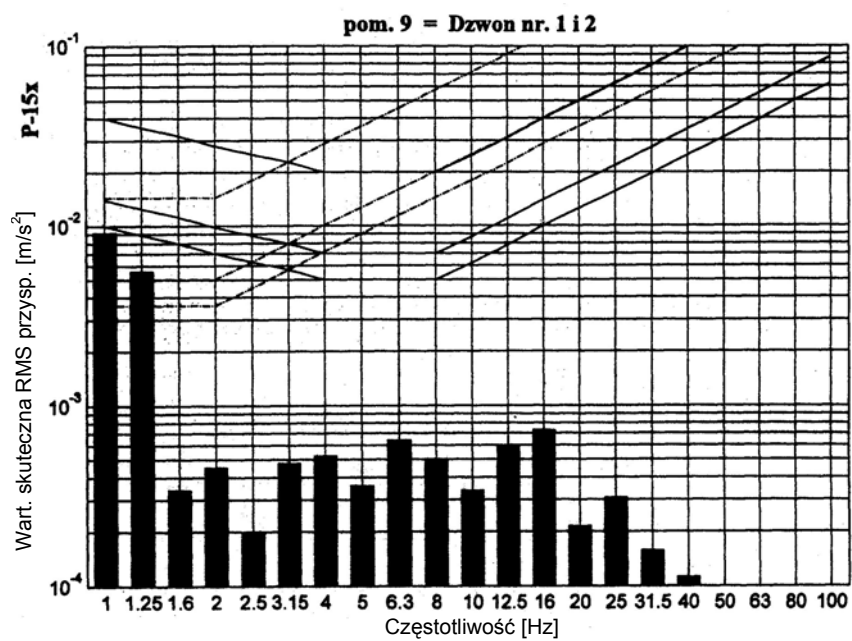
Wibrogramy drgań poziomych zarejestrowane w punktach 15x i 16y, tj. w miejscu odbioru drgań przez strażaków, poddano analizie według procedury opisanej w normie [5]. Norma ta określa dopuszczalne wartości parametrów drgań mechanicznych w celu zapewnienia ludziom wymaganego komfortu przebywania w pomieszczeniu, w zależności od:

- przeznaczenia pomieszczenia w budynku (mieszkalne, biura, warsztaty pracy, szpitale, precyzyjne laboratoria itp.),
- pory występowania drgań (dzień, tj. od godz. 6 do 22, lub noc, tj. od godz. 22 do 6),
- charakteru i powtarzalności drgań,
- kierunku działania drgań (drżania poziome lub pionowe) i pozycji człowieka podczas odbioru drgań (stojąca lub leżąca).

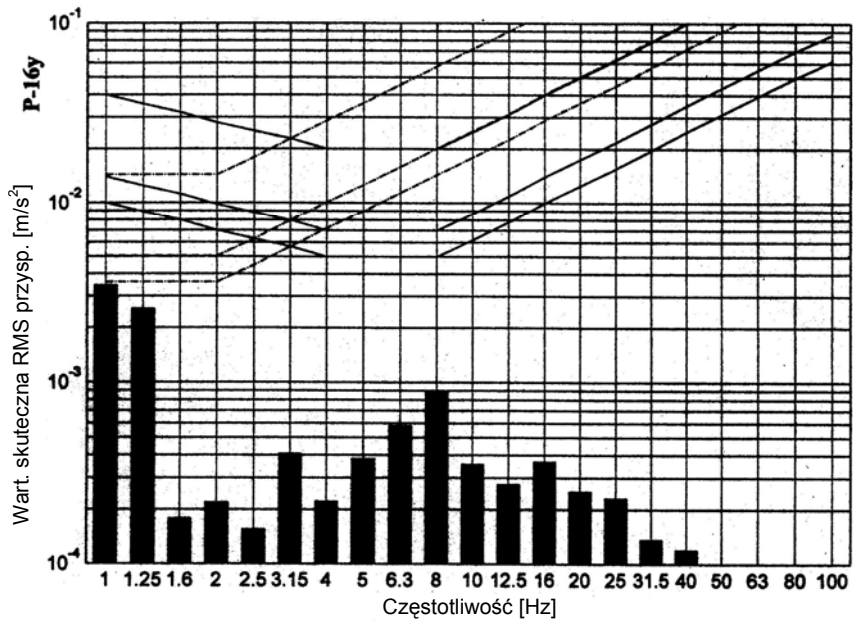
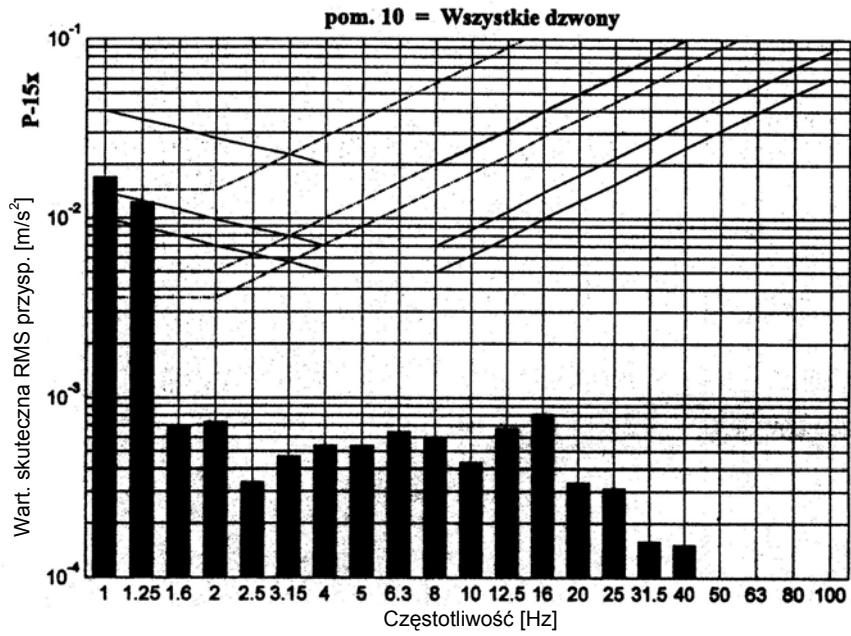
Podstawą oceny są wyniki analizy częstotliwościowej drgań zarejestrowanych w miejscu ich odbioru przez człowieka. W wyniku analizy otrzymuje się wartości skuteczne przyspieszeń, tzw. RMS (*Root Mean Square*) w tercjowych pasmach częstotliwości i porównuje je z dopuszczalnymi wartościami tych parametrów.

W ten sposób oceniono wpływ drgań na ludzi w rozważanym tu przypadku. Wpływ ten wzrastał wyraźnie podczas jednoczesnego ruchu dzwonów 1. i 2. (pomiar 9.). Największe wartości występowały podczas ruchu wszystkich dzwonów (pomiar 10.). Wyniki analiz w odniesieniu do tych dwóch pomiarów przedstawiono na rys. 9. i 10. Zaznaczono tam również linie odpowiadające warunkom zapewnienia komfortu ludziom przebywającym w pomieszczeniu. Linie ciągle dotyczą drgań pionowych (wzdłuż podłużnej osi ciała człowieka), a linie przerywane – drgań poziomych (prostopadłych do podłużnej osi ciała człowieka). Linie te w kolejności od najniżej położonych oznaczają:

- próg odczuwalności drgań przez ludzi,
- granicę zapewnienia komfortu w pomieszczeniu mieszkalnym w nocy,
- granicę zapewnienia komfortu w pomieszczeniu mieszkalnym w ciągu dnia lub w pomieszczeniu biurowym.



Rys. 9. Wyniki analizy wpływu na ludzi drgań poziomych wywołanych jednoczesnym ruchem dzwonów 1. i 2. (pomiar 9.)



Rys. 10. Wyniki analizy wpływu na ludzi drgań poziomych wywołanych jednoczesnym ruchem wszystkich dzwonów (pomiar 10.)

6. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że ruch dzwonów usytuowanych w dzwonnicy wywołuje również drgania hejnalicy. Poziom drgań obu wież w płaszczyźnie ruchu dzwonów (w kierunku x) jest znacząco wyższy niż w kierunku prostopadłym do tej płaszczyzny (kierunek y).

Podczas ruchu dzwonów wzbudzone są drgania głównie w paśmie od 1 do 1,5 Hz, przy czym wyższy poziom drgań występuje w górnej części hejnalicy (punkty 15x i 16y).

Najwyższy poziom drgań wywołany jest podczas jednoczesnego ruchu dzwonów 1. i 2. oraz wszystkich dzwonów. Poziom tych drgań zmienia się okresowo w czasie.

Podczas jednoczesnego ruchu dzwonów 1. i 2. oraz wszystkich czterech dzwonów dochodzi do przekroczenia poziomu zapewnienia niezbędnego komfortu ludziom przebywającym w pomieszczeniu strażaków. Ze względu jednak na stosunkowo krótki czas ruchu tych dzwonów w ciągu doby można dopuścić występowanie takich przekroczeń warunków komfortu.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E., *Ocena wpływu wibracji na budynki i ludzi w budynkach (diagnostyka dynamiczna)*. ITB, Warszawa 1993
- [2] Kawecki J., *Analiza dynamiczna reakcji dzwonnicy na ruch dzwonów*. Inżynieria i Budownictwo, 4-5, 1991, 188-192
- [3] DIN-4178: *Glockentürme. Berechnung und Ausführung*, 1978
- [4] PN-85/B-02170: *Ocena wpływu drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*
- [5] PN-88/B-02171: *Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach*

INVESTIGATIONS OF BELL MOTION INFLUENCE ON A HISTORICAL TOWER OF ST. MARY'S CHURCH IN CRACOW

Summary

One of more complex dynamic investigations recently performed by the authors were measurements of vibrations of St. Mary's Church towers in Cracow induced by motion of bells mounted on one of these towers. The paper presents the measurement and interpretation methods applied in these investigations and gives some of the obtained results. It concerns of influence of vibrations on structure of tower and on people inside.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Marzena KŁOS
Politechnika Rzeszowska

NEURONOWA ANALIZA ZAGADNIENI SYMULACJI CZĘSTOŚCI DRGAŃ WŁASNYCH I IDENTYFIKACJI PARAMETRÓW GEOMETRYCZNYCH ŁUKÓW PŁASKICH

W pracy zaproponowano zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do symulacji częstości drgań własnych i identyfikacji parametrów geometrycznych łuku (rozpiętości, wyniosłości i wysokości przekroju poprzecznego). Zbiór danych wygenerowano za pomocą programu MES. W zagadnieniu odwrotnym wektor wejściowy składał się z sześciu pierwszych częstości własnych. Stwierdzono prawidłowość nieco niższej dokładności aproksymacji neuronowej w problemie odwrotnym oraz korzystny wpływ regularyzacji bayesowskiej na zmniejszenie liczby parametrów sieci w porównaniu z sieciami projektowanymi bez regularyzacji.

1. Wprowadzenie

Problem analizy parametrów dynamicznych prętów zakrzywionych, tj. częstości i postaci drgań własnych, może być analizowany metodami analitycznymi. W odniesieniu do łuków płaskich takie podejście wymaga analizy zagadnienia własnego, które opisuje równanie różniczkowe 6. rzędu.

$$\frac{\partial^6 v}{\partial \beta^6} + 2 \frac{\partial^4 v}{\partial \beta^4} + \frac{\partial^2 v}{\partial \beta^2} + \frac{A \rho R^4}{qEI} \left(\frac{\partial^4 v}{\partial \beta^2 \partial t^2} - \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = 0 \quad (1)$$

gdzie: β – zmienna niezależna, określająca kąt położenia przekroju poprzecznego,

v – przemieszczenie normalne,

A, I – pole i moment bezwładności przekroju poprzecznego,

R – promień krzywizny łuku kołowego,

ρ – gęstość właściwa,

E – moduł Younga.

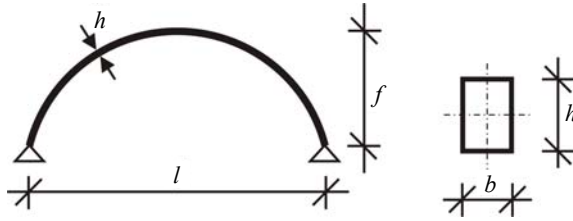
Analiza równania (1) jest możliwa tylko za pomocą metod przybliżonych [1]. Z tego powodu na ogół stosuje się metodę elementów skończonych do obliczania par własnych $(\omega, q)_i$ dla $i = 1, \dots, N$, gdzie N jest liczbą stopni swobody modelu MES.

W pracy zaproponowano zastosowanie sztucznych sieci neuronowych (SSN) do analizy problemu identyfikacji, tzn. analizy problemu regresji odpowiadającej odwzorowaniu:

$$\{\omega_i\}_{i=1}^n \rightarrow \{\bar{l}, \bar{f}, \bar{h}\} \quad (2)$$

gdzie: ω_i – pierwsze (podstawowe) częstotliwości drgań własnych łuku,

$\{\bar{l}, \bar{f}, \bar{h}\}$ – unormowane wartości parametrów geometrycznych łuku (rys. 1.).



Rys. 1. Łuk dwuprzegubowy

Przed analizą problemu identyfikacji rozważono problem symulacji, tj. odwzorowanie $\{\bar{l}, \bar{f}, \bar{h}\} \rightarrow \{\omega_i\}_{i=1}^6$. Wstępne obliczenia wykazały, że zachowanie $n = 6$ pierwszych częstotliwości drgań własnych daje dużą dokładność przy małych rozmiarach sieci neuronowej.

Zbiór par danych $\{\mathbf{x}, \mathbf{t}\}_{p=1}^P$, służący uczeniu i testowaniu SSN, wygenerowano za pomocą programu MES. Następnie posłużono się symulatorem sieci neuronowych MATLAB Neural Network Toolbox [2] do uczenia i regularyzacji sieci warstwowych.

Stwierdzono prawidłowość nieco niższej dokładności aproksymacji neuronowej w problemie odwrotnym oraz korzystny wpływ regularyzacji bayesowskiej na zmniejszenie liczby parametrów sieci w porównaniu z sieciami projektowanymi bez regularyzacji.

2. Architektura SSN i zbiory danych

Rozpatrzono dwa zagadnienia dla tych samych zmiennych wejścia/wyjścia.

A. Symulacja częstotliwości drgań własnych

Przyjęto następujący wektor wejścia \mathbf{x} i wektor wyjścia \mathbf{y}

$$\mathbf{x} = \{\bar{l}, \bar{f}, \bar{h}\} \rightarrow \mathbf{y} = \{\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n\} \quad (3)$$

gdzie: \bar{l} , \bar{f} , \bar{h} – parametry geometryczne łuku odpowiadające unormowanym do przedziału $[0,0; 1,0]$ wartościom rozpiętości, strzałki i wysokości prostokątnego przekroju poprzecznego łuku (rys. 1.).

Przyjęto równomierny podział przedziałów wartości dyskretnej wyżej podanych zmiennych geometrycznych: $\bar{l} = [0,5; 0,125; 1,0]$, gdzie skok wartości wynosi 0,125, a przyjęty czynnik normujący $l_{\max} = 2,0$ m; $\bar{f} = [0,167; 0,167; 1,0]$, czynnik normujący $f_{\max} = 0,6$ m; $\bar{h} = [0,25; 0,25; 1,0]$, czynnik normujący $h_{\max} = 0,04$ m.

Wartości częstości ω_i unormowano do przedziału $[0,0; 1,0]$, przyjmując jako czynnik normujący $\omega_{i\max}$ z wielu obliczeń wykonanych programem MES ADINA [3] dla liczby pierwszych $n = 6$ częstości drgań własnych, w odniesieniu do wszystkich wartości dyskretnej zbiorów wejściowych.

B. Identyfikacja parametrów geometrycznych łuków

Wstępne obliczenia problemu symulacji wykazały wzajemnie jednoznaczne przypisanie wartości wejścia/wyjścia, określonych definicją (3). W związku z tym w zagadnieniu odwrotnym zamieniono składowe wektorów wejścia/wyjścia w odwzorowanie:

$$\mathbf{x} = \left\{ \bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2, \dots, \bar{\omega}_n \right\} \rightarrow \mathbf{y} = \left\{ \bar{l}, \bar{f}, \bar{h} \right\} \quad (4)$$

przyjmując takie same zbiory dyskretne danych jak w zagadnieniu wprost (problem symulacji).

Obliczenia wykonano programem ADINA, zakładając jednoosiowe, zakrzywione elementy trójwęzłowe w długości łuku osi, odpowiadające kątowni rozwarcia łuku $l_{elem}/R = 1$ DEG. Przyjęto stałe materiałowe jak dla stali konstrukcyjnej, tj. $E = 200$ GPa, $\nu = 0,3$, $\rho = 7800$ kg/m³.

Podczas neuronowej aproksymacji przyjęto sieci jednokierunkowe z jedną warstwą ukrytą, o strukturze zależnej od analizowanego problemu:

$$A: 3 - H - n, \quad B: n - H - 3 \quad (5)$$

Przyjęto sigmoidalną bipolarną funkcję aktywacji dla neuronów ukrytych i liniowe funkcje w warstwie wyjść. Łącznie wygenerowano $P = 5 \cdot 6 \cdot 4 = 120$ par wzorców $\left\{ \mathbf{x}^p, \mathbf{t}^p \right\}_{p=1}^{T=60}$, gdzie: \mathbf{t}^p – znany wektor wyjścia dla wzorca p . Zbiór wszystkich wzorców rozdzielono losowo na dwa równoliczne zbiory: uczący $L = \left\{ \mathbf{x}^p, \mathbf{t}^p \right\}_{p=1}^{l=60}$ i testujący $T = \left\{ \mathbf{x}^p, \mathbf{t}^p \right\}_{p=1}^{T=60}$.

3. Uczenie standardowe (bez regularyzacji)

Wyniki obliczeń neuronowych szacowano za pomocą wzoru MSE (Mean – Square – Error):

$$MSE = \frac{1}{VM} \sum_{p=1}^V \sum_{i=1}^M (t_i^p - z_i^p)^2 \quad (6)$$

gdzie: $V = L, T$ – odpowiednio liczba wzorców uczących i testujących,
 M – liczba wyjść,

t_i^p, z_i^p – składowe wektora wyjścia odpowiednio dla wzorców znanych i obliczanych za pomocą SSN.

Do uczenia nadzorowanego zastosowano metodę Levenberga-Marquardta [2, 4]. Obliczenia wykonano przy liczbie epok $S = 50$. Rozpoczęto od analizy neuronowej zagadnienia symulacji, porównując rozwiązania gdy $n = 3$ i 6 częstości drgań własnych. Okazało się, że czasy obliczeń w przypadku tych częstości były porównywalne. Wstępne obliczenia neuronowej identyfikacji wykazały istotną poprawę dokładności przy $n = 6$.

Obliczenia wykonano, biorąc liczbę ukrytych neuronów $H \in [2, \dots, 10]$. Dla każdej ustalonej wartości H obliczenia powtórzono niezależnie 25 razy, wylosowując wartości początkowe parametrów sieci (wagi synaptyczne i biasy). Następnie obliczano wartości średnie błędu MSE z 25 zakończonych iteracji. Obliczenia dla tej samej wartości H powtarzano przy 25 losowaniach zbioru uczącego. W przypadku tej samej liczby losowań obliczono wartości średnie błędu uczenia $MSEL$. Równocześnie po zakończeniu każdego uczenia obliczano błąd testowania $MSET$. W tabeli 1. podano średnie wartości błędów $MSET$ i $MSEL$ przy ustalonej wartości H w kolumnie z nazwą procedury uczącej

Tabela 1. Błędy uczenia i testowania sieci neuronowych w uczeniu standardowym i z regularyzacją bayesa w zagadnieniu symulacji

H	MSE				Trainbr	
	trainlm		trainbr		LPS	LPA
	L	T	L	T		
2	0,000640	0,000999	0,000576	0,000936	26	24
3	0,000353	0,000519	0,000249	0,000432	36	32
4	0,000166	0,000222	0,000149	0,000163	46	42
5	0,000249	0,000368	0,000179	0,000198	56	50
6	0,000262	0,000392	0,000207	0,000240	66	56
7	0,000368	0,000515	0,000219	0,000251	76	58
8	0,000296	0,000441	0,000222	0,000266	86	59
9	0,000342	0,000436	0,000213	0,000272	96	58
10	0,000396	0,000723	0,000212	0,000261	106	60

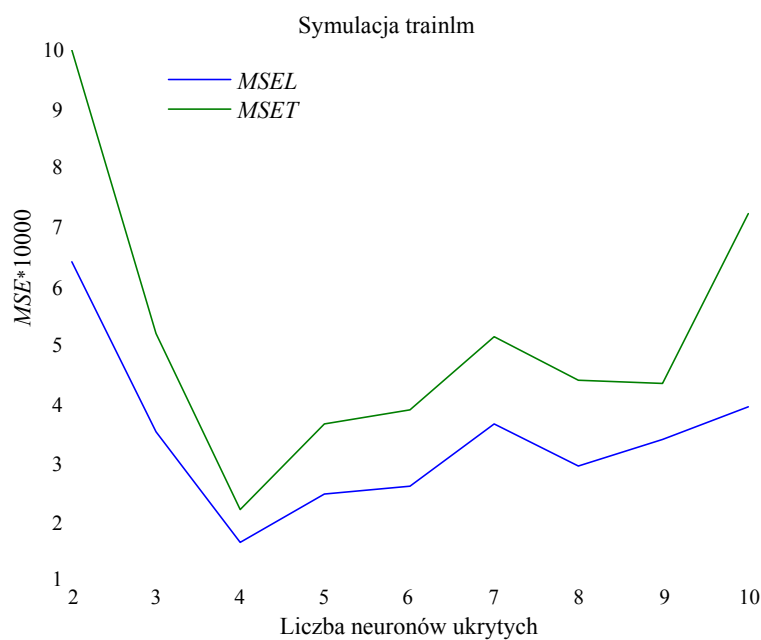
trainlm, stosowanej w symulatorze MATLAB NN Toolbox dla uczenia standardowego (bez regularyzacji) [5].

W taki sam sposób wykonano obliczenia w zagadnieniu identyfikacji. Błędy zestawiono w tab. 2.

Tabela 2. Błędy uczenia i testowania sieci neuronowych w uczeniu standardowym i z regularyzacją Bayesa w zagadnieniu identyfikacji

<i>H</i>	<i>MSE</i>				<i>Trainbr</i>	
	<i>trainlm</i>		<i>trainbr</i>		<i>LPS</i>	<i>LPA</i>
	<i>L</i>	<i>T</i>	<i>L</i>	<i>T</i>		
2	0,00526	0,00722	0,00479	0,00518	23	20
3	0,00251	0,00474	0,00248	0,00362	33	30
4	0,00169	0,00266	0,00135	0,00158	43	37
5	0,00187	0,00389	0,00151	0,00189	53	45
6	0,00185	0,00408	0,00152	0,00182	63	46
7	0,00184	0,00432	0,00151	0,00172	73	47
8	0,00202	0,00389	0,00155	0,00183	83	47
9	0,00231	0,00399	0,00158	0,00185	93	48
10	0,00240	0,00383	0,00159	0,00193	103	49

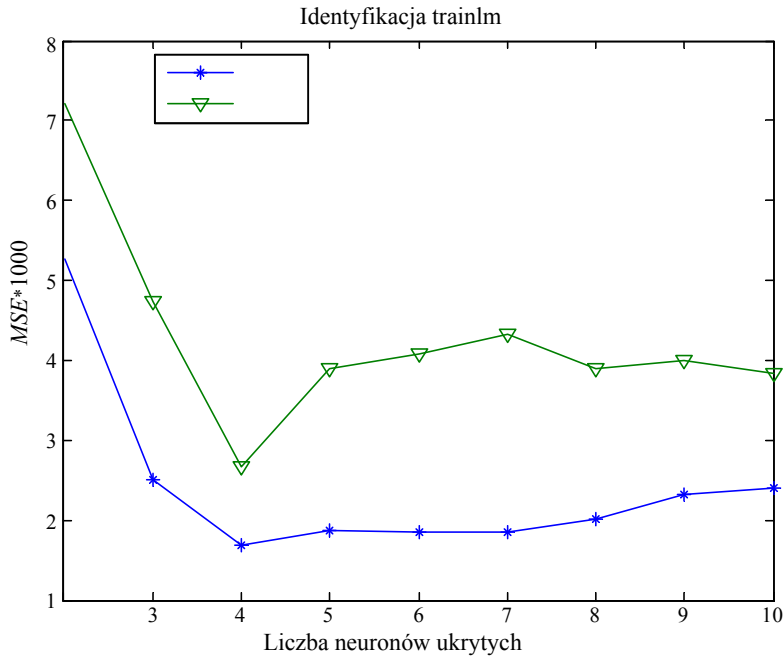
Błędy *MSE* (*V*, *H*), otrzymane dla różnej liczby neuronów ukrytych $H = 2, 3, \dots, 10$ w przypadku zagadnienia symulacji i identyfikacji przedstawiono odpowiednio na rys. 2. i 3.



Rys. 2. Błędy *MSE* uczenia i testowania w zagadnieniu symulacji w uczeniu standardowym

Opisane postępowanie odpowiada metodzie krzyżowej walidacji z wielokrotnym losowym wyborem zbiorów uczących i testujących (zbiory walidacji).

Z wykresów na rys. 2. i 3. wynika, że zarówno w zagadnieniu symulacji, jak też identyfikacji, optymalna liczba neuronów ukrytych odpowiada $H = 4$, gdyż dla tej liczby neuronów otrzymano wartości min $MSEL$ i min $MSET$.



Rys. 3. Błędy MSE uczenia i testowania w zagadnieniu identyfikacji dla uczenia standardowego

4. Uczenie z regularyzacją

Obliczenia wykonano z użyciem regularyzatora wartości wag:

$$MSW = \frac{1}{LPW} \sum_{k=1}^{LPW} w_k^2 \quad (7)$$

gdzie LPW – liczba uogólnionych wag.

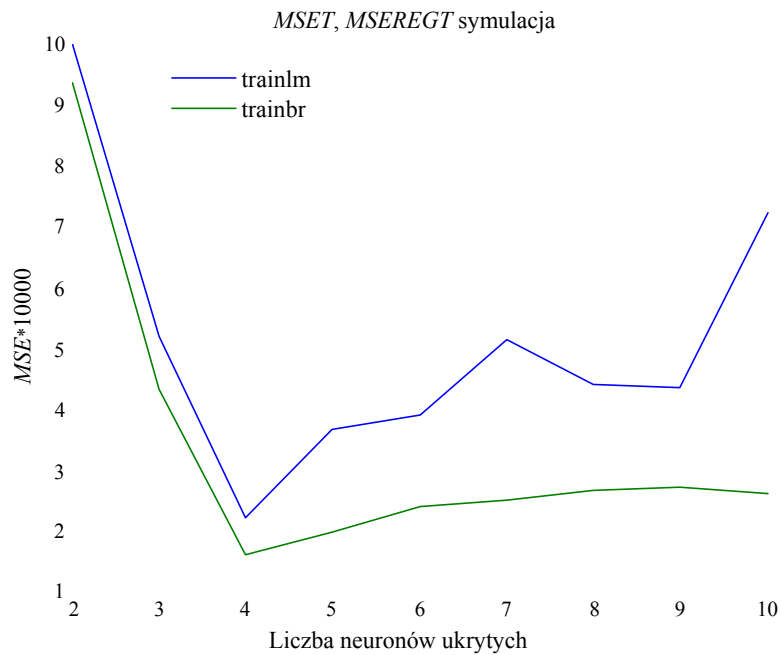
Błąd MSW pełni rolę funkcji kary we wzorze na błąd regularyzacji stosowany w publikacji [2]:

$$MSEREG = \gamma MSE + (1 - \gamma) MSW \quad (8)$$

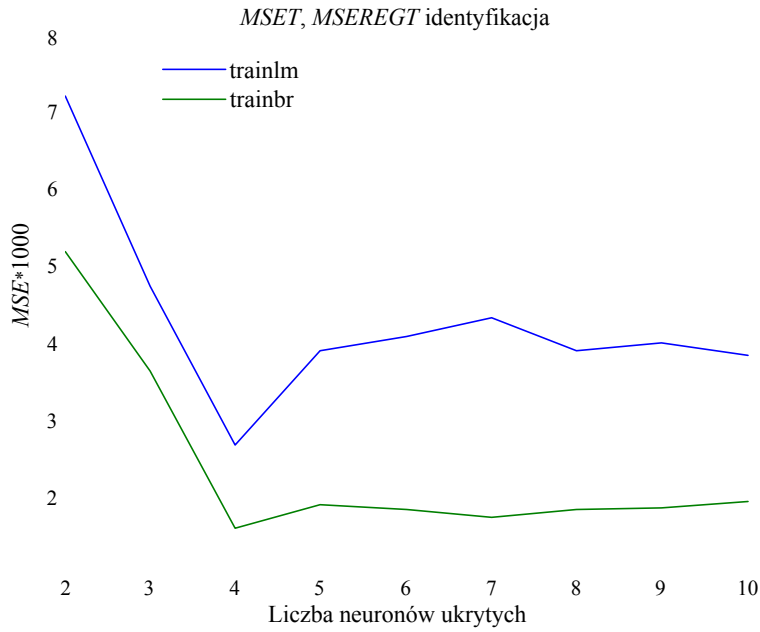
gdzie γ – współczynnik regularyzacji.

W pracy wykorzystano procedurę **trainbr**, stosowaną w opracowaniu [2] do regularyzacji bayesowskiej z uczeniem metodą Levenberga-Marquardta, ze współczynnikiem regularyzacji $\gamma = 0,05$. Wyjście z procedury podaje liczbę aktywnych uogólnionych wag (wag synaptycznych i biasów) *LPA*. Opisaną wcześniej metodę krzyżowej walidacji z losowym wyborem zbiorów *L* i *T* zastosowano również do uczenia z regularyzacją szacowaną błędem (8). W tabelach 1. i 2. przytoczono wartości błędów z zastosowaniem regularyzacji (kolumna z nagłówkiem **trainbr**) w odniesieniu do zagadnień symulacji i identyfikacji. Dodatkowo w kolumnach *LPS* podano liczbę wyjściową parametrów sieci, a w kolumnach *LPA* liczbę aktywnych parametrów wynikłych z zastosowanej regularyzacji.

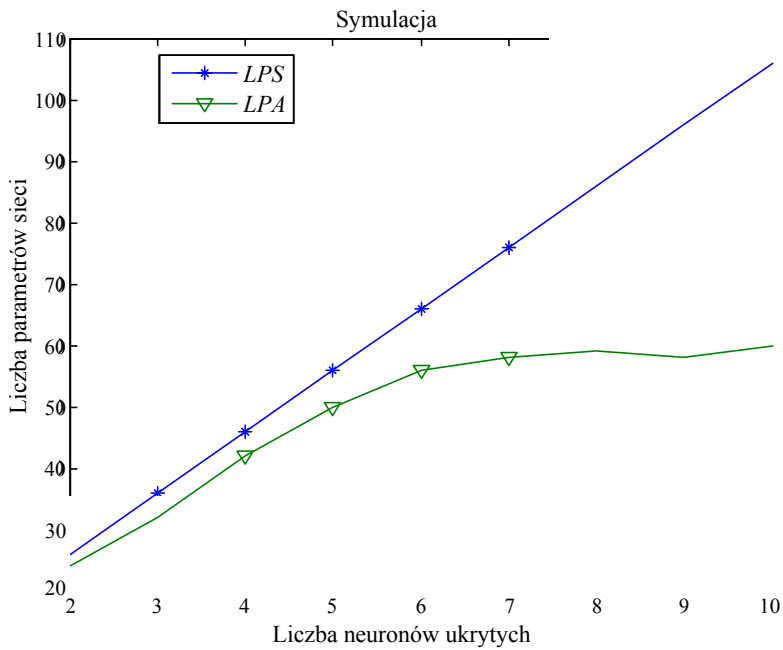
Na rysunkach 4. i 5. porównano wykresy błędów testowania $MSET(H)$. Widać, że zastosowanie członu kary *MSW* (wzór (7)) istotnie zmniejsza błędy *MSEREG* (wzór (8)), ale pozostawia taką samą liczbę optymalną neuronów ukrytych $H = 4$. Na rysunkach 6. i 7. pokazano zmniejszenie liczby aktywnych uogólnionych wag *LPA* w stosunku do aproksymacji bez użycia regularyzacji, odpowiednio dla zagadnienia symulacji i identyfikacji.



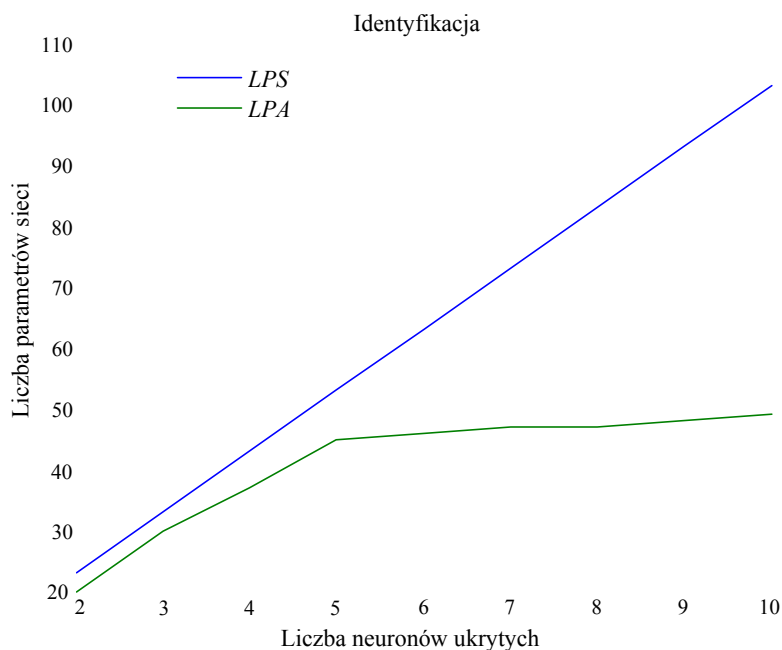
Rys. 4. Błędy testowania w uczeniu standardowym i z regularyzacją Bayesa w zagadnieniu symulacji



Rys. 5. Błędy testowania w uczeniu standardowym i z regularyzacją Bayesa w zagadnieniu identyfikacji



Rys. 6. Liczba wyjściowa parametrów sieci a liczba aktywnych parametrów przy zastosowaniu regularyzacji w zagadnieniu symulacji



Rys. 7. Liczba wyjściowa parametrów sieci a liczba aktywnych parametrów przy zastosowaniu regularyzacji w zagadnieniu identyfikacji

5. Wnioski końcowe

1. Wykonana analiza neuronowa może mieć praktyczne zastosowanie w odniesieniu do zagadnienia odwrotnego: identyfikacji parametrów geometrycznych płaskich łuków przy znanych wartościach podstawowych częstości drgań własnych.

2. Obliczenia wykazują, że zastosowanie uczenia z regularyzacją daje sieci o mniejszej liczbie aktywnych parametrów.

3. Zastosowana regularyzacja bayesowska daje mniejsze błędy testowania niż uczenie bez regularyzacji.

Podziękowanie

Serdecznie dziękuję prof. Z. Waszczyszynowi za konsultacje i rady przy formułowaniu problemu oraz wykonywaniu obliczeń.

Literatura

- [1] Solecki R., Szymkiewicz J., *Układy powierzchniowe. Obliczenia dynamiczne*. Arkady, Warszawa 1964

-
- [2] *Neural Network Toolbox for Use with Matlab*. User's Guide, Version 3.0. The Math-Works, Inc. 2006
 - [3] *ADINA System Online Manuale*. Theory and modeling guide, ADINA R&D Inc., Watertown 2001
 - [4] Haykin S., *Neural Networks – A Comprehensive Foundation*. 2nd Ed. Upper Saddle River, Prentice Hall, New York 1999
 - [5] Waszczyszyn Z., Ziemiański L., *Neural Networks in Mechanics of Structures and Materials – New Results and Prospects of Applications*. Computers & Structures, 79, 2001, 2261-2276

NEURAL ANALYSIS IN THE SIMULATION OF EIGENFREQUENCIES AND IDENTIFICATION OF SHAPE PARAMETERS FOR THE FLAT ARCH

S u m m a r y

This paper presents the possibility of application of Artificial Neural Networks in the simulation of eigenfrequencies and identification of shape parameters of arches (span, arch height and cross-section thickness). For the numerical simulation the models were updated by ANNs with input vectors consisting of shape parameters of arches. In the inverse problem the input vector is composed of the first six eigenfrequencies. The multilayer feed – forward networks and bayesian regularization were applied.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Krystyna KUŹNIAR
Akademia Pedagogiczna w Krakowie

Edward MACIĄG
Politechnika Krakowska

WPLYW PARAMETRÓW WSTRZĄSÓW GÓRNICZYCH NA INTERAKCJĘ DYNAMICZNĄ GRUNT–BUDYNEK

Praca dotyczy zastosowania sieci neuronowych do oceny interakcji dynamicznej w przypadku przekazywania drgań gruntu od wstrząsów górniczych na fundament budynku. Wpływ parametrów wstrząsów górniczych, takich jak energia wstrząsu i odległość epicentralna, na interakcję dynamiczną podłoże–budynek analizowano w odniesieniu do prędkości i przyspieszeń drgań. Do kompresji danych doświadczalnych wykorzystano metodę analizy składników głównych (PCA).

1. Wprowadzenie

W wyniku podziemnej eksploatacji rudy miedzi w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (LGOM) pojawiają się wstrząsy górnicze. Zjawisko to ma charakter losowy, jak w przypadku trzęsień ziemi. Energia, która powstaje na skutek pękania skał w górotworze, jest źródłem fal wstrząsowych. Fale te propagują się do powierzchni i oddziałują na zabudowę oraz infrastrukturę. Problem jest poważny, gdyż intensywność drgań powierzchniowych podczas silnych wstrząsów występujących w tym rejonie górniczym jest znacząca. Składowe poziome drgań powierzchniowych w LGOM dochodzą do 0,25 g, a składowe pionowe do 0,3 g (g – przyspieszenie ziemskie).

Zjawisko współpracy (wzajemnego oddziaływania) konstrukcji i podłoża gruntowego podczas działań sejsmicznych i parasejsmicznych nosi nazwę interakcji dynamicznej. Propagowane fale sejsmiczne mogą ulec modyfikacji, z uwagi na zmiany stanu gruntu, na którym posadowiony jest budynek. Z kolei siły wywołane w gruncie przez drgający budynek powodują deformowanie się podłoża, a to wpływa znowu na drgania budynku. Zatem w zjawisku interakcji występuje wyraźne sprzężenie zachowania się budynku i podłoża gruntowego. Z inżynierskiego punktu widzenia jest to zagadnienie bardzo ważne. Chodzi bowiem o prognozowanie wpływu drgań na budynek, jak również o analizę sposobu przenoszenia się drgań na rozważany obiekt. Sejsmolodzy górniczy proponują do oceny szkodliwości drgań powierzchniowych dla budynków

przyjmować drgania gruntu. Jednak analiza wielu zarejestrowanych przebiegów drgań gruntu i fundamentów budynków od wstrząsów górniczych wykazuje znaczące różnice między nimi, zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań. W wielu przypadkach, np. projektowania nowych obiektów, jak również analizy dynamicznej istniejących budynków, dysponuje się tylko pomiarami drgań gruntu. Zachodzi wtedy potrzeba prognozowania drgań fundamentów budynków.

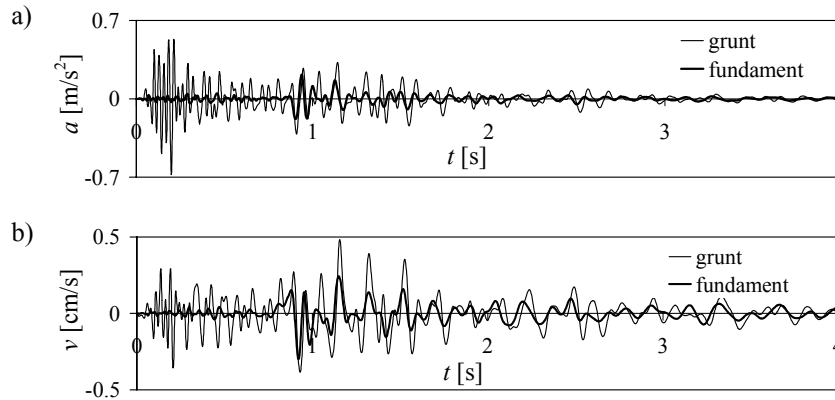
W pracy omówione zostały badania przekazywania drgań wzbudzanych wstrząsami górniczymi w LGOM z gruntu na mieszkalny budynek o pięciu kondygnacjach. Do tego celu wykorzystano maksymalne wartości przyspieszeń oraz prędkości składowych poziomych drgań gruntu i fundamentu w powiązaniu z energiami i odległościami epicentralnymi wstrząsów. Porównano rezultaty uzyskane przez analizę prędkości drgań oraz analizę przyspieszeń drgań. Zaproponowano wykorzystanie sieci neuronowych do określania redukcji maksymalnej amplitudy drgań fundamentu budynku w stosunku do maksymalnej amplitudy drgań gruntu wzbudzanych wstrząsami górniczymi. W tym celu podjęto próbę kompresji danych doświadczalnych poprzez dekompozycję według składników głównych.

2. Wyniki badań doświadczalnych

Badania przeprowadzone w skali naturalnej miały na celu eksperymentalną analizę przekazywania drgań z podłoża na mieszkalny ścianowy budynek prefabrykowany o średniej wysokości (pięć kondygnacji) i poprzeczno-podłużnym układzie ścian nośnych. Jest on w całości podpiwniczony, posadowiony na ławach fundamentowych. Źródłem drgań były wstrząsy górnicze w LGOM (z lat 2000-2005) o energiach z przedziału $E_n = 7.4E3-2E9J$ i odległościach epicentralnych z przedziału $r_e = 270-5815$ m. Do pomiarów przyspieszeń drgań zarówno gruntu, jak i budynku stosowano aparaturę „czuwającą”. Czujniki pomiarowe na gruncie umieszczone są w odległości kilku metrów od budynku. Czujniki w budynku ustawione są na fundamentach. Przebiegi prędkości drgań uzyskiwano poprzez całkowanie zarejestrowanych przebiegów przyspieszeń drgań. Uwagę skupiono na dwóch składowych poziomych drgań: x i y , równoległych odpowiednio do osi poprzecznej i podłużnej budynku. Analizowano przebiegi drgań zarejestrowane równocześnie na gruncie i w budynku od wielu wstrząsów górniczych. Na rysunku 1. pokazano przykładowe przebiegi przyspieszeń oraz prędkości drgań jednocześnie zarejestrowanych na gruncie i w dolnej części rozważanego budynku.

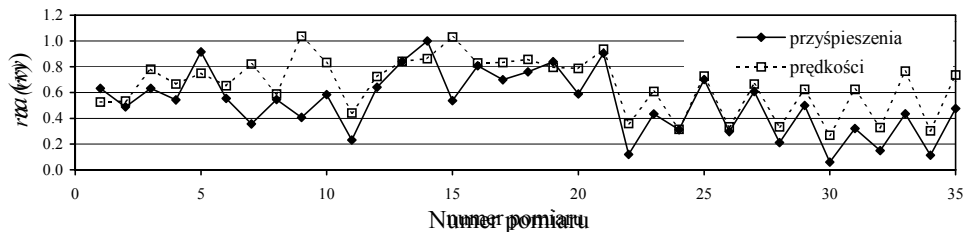
Oceny przekazywania się drgań z gruntu na fundament dokonano poprzez porównanie maksymalnych wartości jednocześnie zarejestrowanych przyspieszeń drgań dolnej części budynku (a_{fmax}) i gruntu obok budynku (a_{gmax}) oraz analogiczne porównanie odpowiednich prędkości drgań. W tym celu w przypadku przyspieszeń wyliczano stosunek: $ra = a_{fmax}/a_{gmax}$, a dla prędkości:

$rv = v_{fmax}/v_{gmax}$; v_{fmax} , v_{gmax} – odpowiednio: maksymalna prędkość drgań fundamentu i gruntu obok budynku. Maksymalne amplitudy na gruncie i na fundamencie nie zawsze pojawiają się w tym samym czasie, z uwagi na to, że na styku grunt–fundament na ogół następuje modyfikacja przebiegu drgań. Ocena przekazywania się drgań poprzez maksymalne wartości jest więc pewnym uproszczeniem, gdyż nie uwzględnia istotnego parametru drgań, jakim jest częstotliwość.



Rys. 1. Przebiegi drgań od wstrząsu górniczego: 23.11.2002, $E_n = 2.4E6J$, $r_e = 768$ m, kierunek y: a) przyspieszenia, b) prędkości

Na rysunku 2. porównano wartości ułamków ra i rv obliczone dla przykładowych wstrząsów górniczych z 2002 r. (punkty odpowiadające wartościom ra oraz rv połączone w celu wyraźniejszego pokazania relacji między nimi). Widać, że przy przekazywaniu się drgań z gruntu na budynek redukcja maksymalnych wartości prędkości drgań jest z reguły mniejsza niż redukcja maksymalnych wartości przyspieszeń drgań dla tych samych wstrząsów górniczych.



Rys. 2. Porównanie wartości ułamków ra i rv obliczonych dla tych samych wstrząsów górniczych

W tabeli 1. zamieszczono średnie wartości ra i rv wyliczone dla tych pomiarów: łącznie dla kierunków x i y , osobno dla kierunku x oraz osobno dla kierunku y .

Tabela 1. Średnie wartości ułamka ra i rv

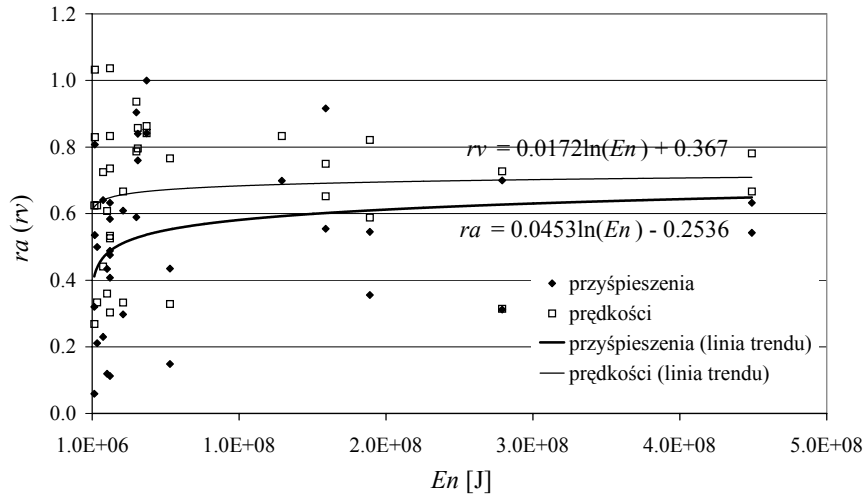
Kierunek	ra	rv
x i y	0,52	0,66
x	0,44	0,61
y	0,61	0,72

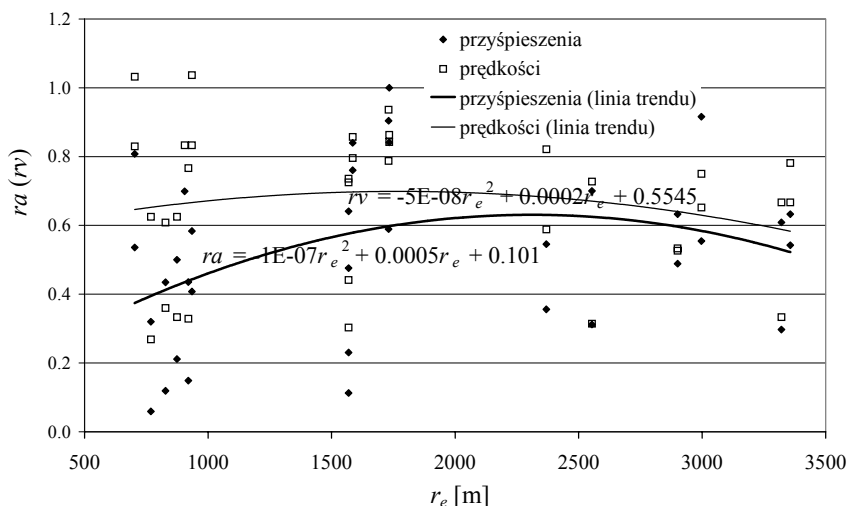
Zatem również średnio biorąc, redukcja maksymalnych wartości prędkości drgań jest mniejsza niż redukcja maksymalnych wartości przyspieszeń drgań. Wniosek ten dotyczy obu kierunków drgań: x i y .

Podczas przekazywania się drgań z gruntu na budynek obserwuje się znacznie mniejszą redukcję drgań (większe wartości ułamków ra i rv) w kierunku y i to zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań (por. tab. 1.).

Na rysunku 3. pokazano zależność ra oraz rv od energii wstrząsów górniczych En . Z kolei w tab. 2. porównano średnie wartości tych ułamków wyliczone w przedziale energii wstrząsów do $5E7J$ i powyżej tej wartości w przypadku omawianych wstrząsów górniczych z 2002 r. Widać, że średnio biorąc, redukcja przyspieszeń drgań (ra) przy przekazywaniu się ich z podłoża na budynek jest nieco mniejsza w przypadku większych energii. Tej tendencji właściwie nie obserwuje się w przypadku prędkości drgań – taka sama jest wartość średnia w obu przedziałach energii i właściwie „płaska” linia trendu.

Porównywano również zależność wartości ułamka ra oraz rv od odległości epicentralnej wstrząsu r_e . Rysunek 4. przedstawia rezultaty tych analiz. Natomiast w tab. 2. zamieszczono wartości średnie ra i rv obliczone w dwóch przedziałach odległości epicentralnych. Stwierdzono, że średnio biorąc, zarówno

Rys. 3. Porównanie zależności ra i rv od energii wstrząsów górniczych En

Rys. 4. Porównanie zależności ra i rv od odległości epicentralnej r_e

przyśpieszenia, jak i prędkości drgań gruntu przekazują się lepiej na fundament budynku przy dużych odległościach epicentralnych wstrząsów. Ta różnica w średnich wartościach relacji maksymalnych amplitud drgań fundamentu i gruntu jest bardziej znacząca w przypadku przyśpieszeń drgań.

Tabela 2. Porównanie zależności średnich wartości ułamka ra i rv od parametrów wstrząsów

Parametry wstrząsów		ra	rv
En [J]	$\leq 5E7$	0,52	0,66
	$>5E7$	0,53	0,66
r_e [m]	≤ 1500	0,40	0,65
	>1500	0,59	0,67

Z analizy wyników badań doświadczalnych widać, że ocena przekazywania się drgań od wstrząsów górniczych z gruntu na budynek o średniej wysokości niesie wiele trudności, z uwagi na niejednoznaczny sposób tego przekazywania się drgań [1]. Można poszukiwać pewnych zależności ra i rv od parametrów wstrząsów, natomiast nie jest możliwe określenie „precyzyjnych trendów”.

3. Kompresja przebiegów prędkości i przyśpieszeń drgań gruntu z użyciem PCA

Do prognozowania drgań fundamentu na podstawie drgań gruntu (np. na etapie projektowania obiektu) często wykorzystywane są metody obliczeniowe.

Uwzględnienie w nich pełnych przebiegów drgań w dziedzinie czasu niesie wiele trudności ze względu na „rozmiar” danych. Stąd próba kompresji przebiegów prędkości i przyspieszeń drgań gruntu z użyciem metody analizy składników głównych PCA (*Principal Component Analysis*).

W PCA niezbędne jest wyliczenie macierzy autokorelacji \mathbf{R} :

$$\mathbf{R} \approx \frac{1}{S} \sum_{s=1}^S \mathbf{x}_s \mathbf{x}_s^T = \frac{1}{S} \mathbf{X} \mathbf{X}^T \quad (1)$$

gdzie: $\mathbf{X} = [\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2, \dots, \mathbf{x}_S]$,

$\mathbf{x}_s = [x_{s1}, x_{s2}, \dots, x_{sN}]^T$ – kolejne wektory (mogą to być np. wektory, których elementami są kolejne rzędne przebiegów prędkości lub przyspieszeń drgań), $s = 1, 2, \dots, S$,

S – liczba wzorców.

Następnie analizowane jest zagadnienie własne [2, 3]:

$$\mathbf{R} \mathbf{w}_i = \lambda_i \mathbf{w}_i \quad (2)$$

gdzie: λ_i – wartości własne macierzy autokorelacji \mathbf{R} ,

$\mathbf{w}_i = [w_{i1}, w_{i2}, \dots, w_{iN}]^T$ – odpowiednie wektory własne ($i = 1, 2, \dots, N$).

Wartości własne można uporządkować w kolejności malejącej: $\lambda_1 > \lambda_2 > \dots > \lambda_N > 0$. W takiej samej kolejności można ustawić wektory własne \mathbf{w}_i odpowiadające λ_i .

Względny wkład poszczególnych składników głównych w łączną wariancję danych można określić według wzoru [3]:

$$m_i = \lambda_i / \sum_{j=1}^N \lambda_j \quad (3)$$

gdzie: m_i – względny wkład poszczególnych składników głównych w łączną wariancję danych, $i = 1, 2, \dots, N$,

λ_i, λ_j – wartości własne macierzy korelacji \mathbf{R} ,

N – liczba elementów wektora \mathbf{x} .

Największa wartość własna λ_1 określa pierwszy składnik główny skojarzony z wektorem własnym \mathbf{w}_1 .

Metodę analizy składników głównych PCA określa przekształcenie liniowe [2, 3]:

$$\boldsymbol{\xi} = \mathbf{W} \mathbf{x} \quad (4)$$

gdzie: \mathbf{x} – wektor, $\mathbf{x} \in R^N$,
 $\boldsymbol{\xi}$ – wektor, $\boldsymbol{\xi} \in R^K$,
 $\mathbf{W} = [\mathbf{w}_1, \mathbf{w}_2, \dots, \mathbf{w}_K]^T$,
 \mathbf{w}_i – kolejne wektory własne macierzy autokorelacji \mathbf{R} , $i = 1, 2, \dots, K$,
 $\mathbf{W} \in R^{K \times N}$, $K < N$.

Ponieważ $K < N$, wektor $\boldsymbol{\xi}$ ma zredukowany wymiar w stosunku do wektora \mathbf{x} . Podstawowym celem transformacji w analizie składników głównych jest zastąpienie dużej ilości informacji zawartej w danych wejściowych zbiorem składników według ich ważności – tzw. składników głównych. Składniki główne można wyznaczyć zgodnie z zależnością:

$$\xi_{js} = \mathbf{w}_j^T \mathbf{x}_s \quad (5)$$

gdzie: ξ_{js} – j -ty składnik główny skojarzony z wektorem własnym \mathbf{w}_j dla s -tego wektora \mathbf{x}_s ,
 $s = 1, 2, \dots, S$,
 $j = 1, 2, \dots, K$.

Rekonstrukcja wektora \mathbf{x} (z błędem rekonstrukcji) jest możliwa na podstawie wektora $\boldsymbol{\xi}$ i macierzy \mathbf{W} zgodnie z równaniem [3]:

$$\underline{\mathbf{x}} = \mathbf{W}^T \boldsymbol{\xi} \quad (6)$$

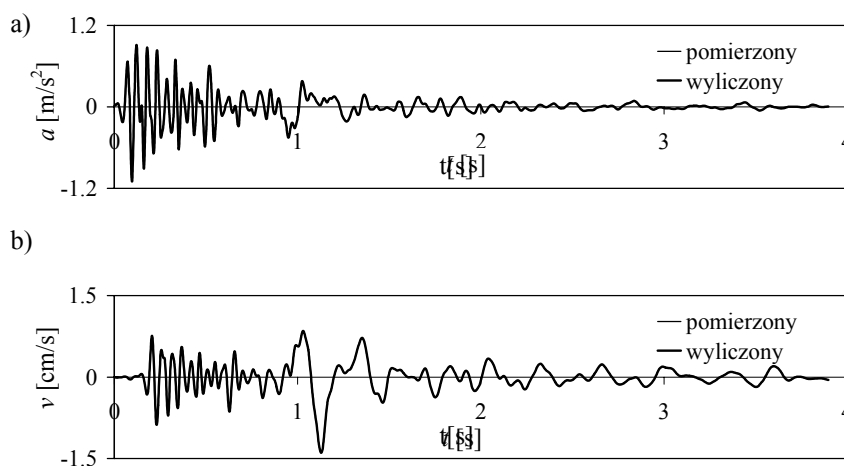
gdzie: $\underline{\mathbf{x}}$ – zrekonstruowany wektor \mathbf{x} (z błędem rekonstrukcji).

Dekompozycja według składników głównych posłużyła do kompresji przebiegów przyspieszeń oraz prędkości drgań gruntu. W tym celu z każdego z tych przebiegów drgań wzięto fragment (wektor) odpowiadający $N = 1500$ kolejnym dyskretnym wartościom odpowiednio przyspieszeń $\mathbf{xag}_s = [ag_{s1}, ag_{s2}, \dots, ag_{s1500}]^T$ ($ag_{s1}, ag_{s2}, \dots, ag_{s1500}$ – kolejne wartości przyspieszenia drgań gruntu) oraz prędkości $\mathbf{xvg}_s = [vg_{s1}, vg_{s2}, \dots, vg_{s1500}]^T$ ($vg_{s1}, vg_{s2}, \dots, vg_{s1500}$ – kolejne wartości prędkości drgań gruntu). Dla każdego z wektorów \mathbf{xag}_s zbudowano macierz korelacji $\mathbf{RAG}_s \in R^{1500 \times 1500}$ ($S = 1$ w równaniu (1)), a dla każdego z wektorów \mathbf{xvg}_s – odpowiednio macierz korelacji $\mathbf{RVG}_s \in R^{1500 \times 1500}$.

W wyniku dekompozycji macierzy \mathbf{RAG}_s i \mathbf{RVG}_s według wartości własnych uzyskuje się w przypadku każdej z tych macierzy 1500 wartości własnych: λag_{sj} ($j = 1, \dots, 1500$) dla przyspieszeń drgań oraz λvg_{sj} ($j = 1, \dots, 1500$) dla prędkości drgań i odpowiadających im wektorów własnych: dla przyspieszeń – $\mathbf{wag}_{s1}, \mathbf{wag}_{s2}, \dots, \mathbf{wag}_{s1500}$ oraz dla prędkości – $\mathbf{wvg}_{s1}, \mathbf{wvg}_{s2}, \dots, \mathbf{wvg}_{s1500}$. We wszystkich rozważanych przypadkach, zgodnie z równaniem (3), wyznaczono względny wkład poszczególnych składników głównych w łączną wariancję danych: mag_{sj} (przyspieszenia) oraz mvg_{sj} (prędkości); $j = 1, \dots, 1500$. Analizując

rozkład wartości względnego wkładu poszczególnych składników głównych w łączną wariancję danych, stwierdzono, że udział pierwszego składnika głównego osiąga ponad 99% w łącznej wariancji danych w przypadku wszystkich rozważanych przebiegów drgań gruntu, zarówno przyspieszeń, jak i prędkości drgań. Pierwszy składnik główny ma więc zdecydowanie dominujący udział w łącznej wariancji danych. Zatem przy odtwarzaniu przebiegów drgań wystarczy ograniczyć się tylko do największego składnika głównego: $\xi a g_{1s}$ w przypadku przyspieszeń drgań oraz $\xi v g_{1s}$ w przypadku prędkości drgań. Pozostałe można pominąć, bo nie wnoszą one istotnego wkładu w informację. Tak więc 1500 rzędnych w wektorze przebiegu drgań można zastąpić jednym – pierwszym składnikiem głównym. Jest to znaczące zmniejszenie „wielkości” informacji.

Zatem biorąc pod uwagę tylko pierwsze składniki główne, można dokonać rekonstrukcji pełnych przebiegów drgań gruntu (zgodnie z równaniem (6)). Stwierdzono, że we wszystkich rozważanych przypadkach wyliczane w ten sposób przebiegi drgań są bardzo bliskie uzyskanym doświadczalnie – są właściwie takie same. Na rysunku 5a pokazano przykład porównania przebiegu przyspieszeń drgań otrzymanego doświadczalnie i zrekonstruowanego z użyciem pierwszego składnika głównego z PCA. Rysunek 5b zawiera analogiczne porównanie dotyczące jednego z przebiegów prędkości drgań.



Rys. 5. Porównanie otrzymanych doświadczalnie i zrekonstruowanych z użyciem PCA przebiegów drgań gruntu od wstrząsu górniczego: 25.11.2002, $E_n = 5.4E7J$, $r_e = 920$ m, kierunek x : a) przyspieszenia, b) prędkości

4. Neuronowa analiza przekazywania się drgań z podłoża na budynek

Skompresowane do pierwszego składnika głównego przebiegi drgań gruntu mogą być użyte do neuronowego prognozowania sposobu przekazywania się

drgań od wstrząsów górniczych z gruntu na fundament analizowanego budynku. Skupiono się na przebiegach przyspieszeń drgań. Z badań doświadczalnych wzięto $P = 300$ pomierzonych przebiegów przyspieszeń drgań gruntu i informację o odpowiadających im parametrach wstrząsów oraz drgań. Stąd wektor wejścia sieci został zaproponowany w postaci:

$$\mathbf{x}_{(4 \times 1)} = \{\xi ag_1, En, r_e, k\} \quad (7)$$

gdzie: ξag_1 – skompresowany do pierwszego składnika głównego przebieg przyspieszeń drgań gruntu,

En – energia wstrząsu górniczego,

r_e – odległość epicentralna,

k – parametr opisujący kierunek drgań; przyjęto: $k = 0,4$ dla kierunku równoległego do osi poprzecznej budynku x , $k = 0,7$ dla kierunku równoległego do osi podłużnej budynku y .

Jednoelementowy wektor wyjścia zawiera ułamek $ra = a_{fmax}/a_{gmax}$:

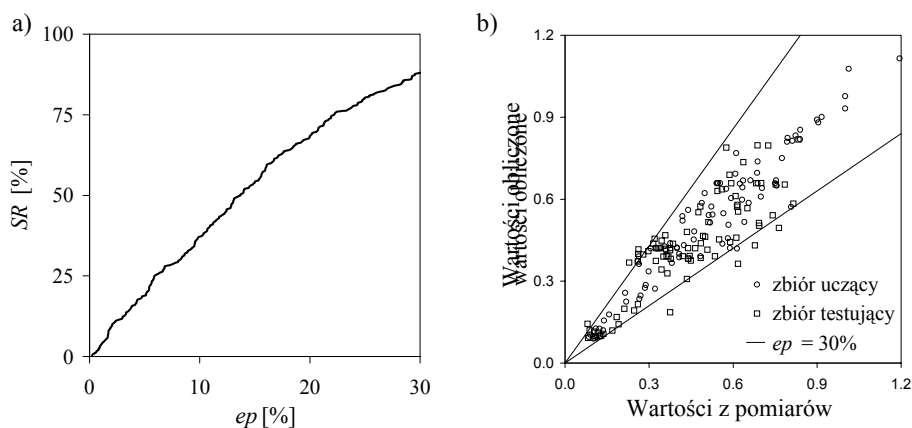
$$\mathbf{y}_{(1 \times 1)} = \{ra\} \quad (8)$$

Wyniki badań doświadczalnych pozwoliły na przygotowanie $P = 300$ wzorców do analizy neuronowej. Losowo wybranych 150 z tych wzorców przeznaczano do uczenia sieci, a pozostałe (50%) do testowania. Wykonano wiele prób numerycznych, stosując sieci neuronowe typu wstecznej propagacji błędu (WPB) z algorytmem uczenia Resilient back-propagation (Rprop) i sigmoidalną unipolarną (logistyczną) funkcją aktywacji. Wykorzystano symulator neuronowy SNNS, wersja 4.2 [4]. Błąd aproksymacji neuronowej oceniano, wyliczając: błąd średniokwadratowy (*Mean Square Error*) $MSE(V)$, błąd standardowy resztkowy $st\varepsilon(V)$, liniowy współczynnik korelacji $r(V)$ oraz błędy względne ep dla pojedynczych wzorców i średnie – eV_{avr} dla wzorców w zbiorze uczącym ($V = L$) i testującym ($V = T$). Do oceny uzyskanych rezultatów obliczeń wykorzystywano również tzw. procent sukcesu (*Success Ratio*) SR [%] w funkcji błędu względnego ep [%]. SR określa, jaki procent wzorców uzyskano z predykcji neuronowej z błędem nie większym niż ep .

Zdecydowano się na sieć o strukturze 4-6-4-1. Błędy uczenia i testowania sieci zamieszczono w tab. 3. Rysunek 6a przedstawia procent sukcesu SR neuronowej prognozy przekazywania się drgań z gruntu na fundament z wykorzystaniem tej sieci. Użycie jej daje błąd względny mniejszy od 30% w przypadku 88% wszystkich wzorców (P): $SR(30\%) = 88\%$. Na rysunku 6b porównano wartości ułamka $ra = a_{fmax}/a_{gmax}$ wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczone za pomocą zaproponowanej sieci. Zaznaczono granice błędu względnego $ep = 30\%$.

Tabela 3. Błędy uczenia i testowania sieci 4-6-4-1

$MSE(L)$	$MSE(T)$	Liczba epok	eV_{avr} [%]		$r(V)$		$st\alpha(V)$	
			L	T	L	T	L	T
0,00350	0,00533	1000	13,5	18,9	0,941	0,883	0,077	0,095



Rys. 6. Procent sukcesu SR neuronowej prognozy przekazywania się drgań z gruntu na fundament budynku (a), wartości $ra = a_{fmax}/a_{gmax}$ wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczone za pomocą sieci neuronowej (b)

5. Wnioski

Wyniki pomiarów drgań wywoływanych wstrząsami górniczymi w zakresie redukcji maksymalnych amplitud drgań przy ich przekazywaniu się z gruntu na fundament budynku o średniej wysokości wskazują na niejednoznaczny sposób tego przekazywania. Wniosek ten dotyczy zarówno przyspieszeń, jak i prędkości drgań. Nie jest możliwe wyznaczenie dokładnej zależności, chociaż można dopatrywać się wpływu energii wstrząsu, odległości epicentralnej, przebiegu drgań gruntu i kierunku drgań (równoległego do osi poprzecznej lub podłużnej budynku) na wielkość tej redukcji.

Ze względu na różnice w jednocześnie mierzonych przebiegach drgań gruntu i fundamentu, do oceny szkodliwości drgań dla rozważanego budynku powinno się przyjmować drgania fundamentu tego obiektu. W przypadku braku takich danych, gdy dysponuje się tylko pomierzonymi drganiami gruntu, mniejszy błąd popelnia się, biorąc pod uwagę przebiegi prędkości drgań.

Zastosowanie analizy składników głównych (PCA) pozwala na skuteczną kompresję danych dotyczących przebiegów przyspieszeń oraz prędkości drgań gruntu. Możliwe jest zatem projektowanie znacznie mniejszych sieci neuronowych do prognozowania przekazywania się drgań z podłoża na fundament analizowanego budynku niż sieci bez kompresji danych.

W związku z trudnościami, jakie występują w przewidywaniu różnic między przebiegami drgań gruntu i fundamentu budynku, wydaje się, że proponowana sieć neuronowa może być przydatna do przewidywania redukcji maksymalnych wartości przyspieszeń drgań przy przekazywaniu ich z gruntu na budynek o średniej wysokości. Takie podejście mogłoby być również wykorzystane w przypadku analizy prędkości drgań.

Literatura

- [1] Kuźniar K., Maciag E., *Zastosowanie SSN w wyznaczaniu wpływu parametrów wstrząsów górniczych na interakcję dynamiczną grunt–budynek*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, z. 28, t. 2, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2006, 187-196
- [2] Haykin S., *Neural networks – a comprehensive foundation*. Prentice Hall Intern. Inc., Upper Saddle River, NY, 2nd edition, 1999
- [3] Osowski S., *Sieci neuronowe do przetwarzania informacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2000
- [4] ZELL A. (ed.), *SNNS – Stuttgart Neural Network Simulator*. User's Manual, Version 4.2, Univ. Stuttgart, 1998

THE INFLUENCE OF MINING TREMORS PARAMETERS ON THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Summary

The paper deals with an application of neural networks for evaluation of soil-structure interaction in case of the transmission of ground vibrations from mining tremors to building foundation. The influence of mining tremors parameters as mining tremor energy and epicentral distance on the soil-structure interaction effect is discussed in case of velocities and accelerations of vibrations. The experimental data were compressed with the application of Principal Component Analysis (PCA).

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Bartosz MILLER
Politechnika Rzeszowska

NIENISZCZĄCE BADANIA KONSTRUKCJI: DOSTRAJANIE MODELU ORAZ IDENTYFIKACJA OBCIĄŻENIA POWODUJĄCEGO CZĘŚCIOWE UPLASTYCZNIENIE

Od wielu lat badania prowadzone na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej obejmują nieniszczące określanie stanu konstrukcji inżynierskich. Stosowane metody to m.in. analiza przebiegu czasowego przyspieszeń wybranych punktów badanej konstrukcji, analiza widma częstotliwościowego oraz analiza przebiegu fali sprężystej w badanej konstrukcji. Natomiast do analizy sygnału wykorzystywana jest analiza modalna, analiza za pomocą sztucznych sieci neuronowych oraz analiza falkowa. Niniejsza praca przedstawia przegląd wybranych zagadnień podejmowanych w tym temacie przez autora i obejmuje nieniszczącą ocenę stanu konstrukcji inżynierskich, bazującą na analizie widma częstotliwościowego z zastosowaniem sztucznych sieci neuronowych.

1. Wprowadzenie

Monitorowanie stanu konstrukcji jest obecnie zagadnieniem stanowiącym przedmiot intensywnych badań, podstawowym zaś elementem tej procedury są badania doświadczalne. Prof. Władysław Łakota, któremu poświęcony jest niniejszy numer Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej, był dla autora nauczycielem i autorytetem na polu badań doświadczalnych [1]. Do ostatnich chwil służył radą i pomocą podczas wszystkich prowadzonych przez autora badań, i nawet jeżeli nie pojawiał się na liście współautorów związanych z pomiarami doświadczalnymi wystąpień konferencyjnych czy publikacji w czasopiśmie naukowych, częśćka jego pracy była w nich zawsze obecna.

2. Dostrajanie konstrukcji inżynierskich

2.1. Wstęp

Bardzo precyzyjne modele fizyczne są coraz częściej niezbędne podczas projektowania nowych konstrukcji, jak również podczas określania stanu konstrukcji istniejących. Intensywny rozwój systemów komputerowych umożliwił

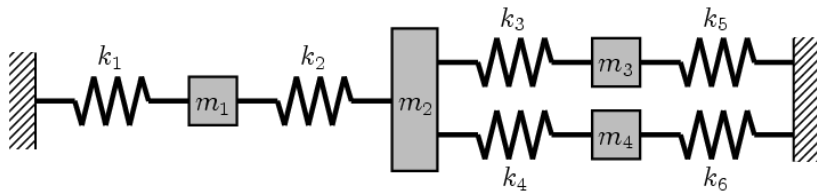
budowanie niezwykle złożonych modeli, stawiane im obecnie wymagania są jednak w wielu sytuacjach tak wysokie, że zwiększanie liczby stopni swobody nie zapewnia już ich spełnienia. Aby uzyskać dobrą wierność modelu przy odzwierciedlaniu lub symulowaniu zachowania konstrukcji rzeczywistych, do modelu wprowadza się zmiany na podstawie porównania wyników badań doświadczalnych przeprowadzonych na rzeczywistej konstrukcji oraz symulacji numerycznych na modelu. Proces, w wyniku którego model jest poprawiany w celu uzyskania większej zgodności pomiędzy wynikami symulacji numerycznych a wynikami pomiarów eksperymentalnych, nosi nazwę dostrajania [2, 3].

Dostrajanie modeli matematycznych jest procesem bardzo złożonym, a w literaturze jest nawet określane jako „poprawianie niedokładnych modeli na podstawie nieprecyzyjnych i niekompletnych danych pomiarowych” [2]. Niedokładność modeli matematycznych wynika między innymi z uproszczeń związanych z dyskretyzacją układów ciągłych oraz założeń dotyczących jednorodności materiału, z którego zbudowana jest konstrukcja. Nieprecyzyjność i niekompletność danych pomiarowych jest wynikiem nałożenia się na mierzony sygnał różnego rodzaju zakłóceń i szumów pomiarowych oraz konsekwencją niemożności wykonania pomiarów we wszystkich punktach konstrukcji i w pełnym zakresie częstości [4].

W dalszej części pracy autor proponuje sposób dostrajania modeli matematycznych z ograniczoną ilością danych pomiarowych za pomocą sztucznych sieci neuronowych [5]. Sztuczne sieci neuronowe (nazywane też krótko sieciami neuronowymi) [6] zaliczane są do rozwijającej się bardzo prędko dziedziny narzędzi obliczeniowych nazywanych metodami miękkimi lub też metodami sztucznej inteligencji. Metody te są obecnie coraz częściej stosowane również w zagadnieniach mechaniki konstrukcji i budownictwa lądowego [5, 7].

2.2. Dostrajanie metodami deterministycznymi oraz z zastosowaniem sieci neuronowych

Rozważany model dynamiczny [8] został zaczerpnięty z pracy [2] i jest to dyskretny układ czterech mas połączonych sprężynami (rys. 1.).



Rys. 1. Model dynamiczny – cztery skupione masy połączone sprężynami

Ponieważ jest to zagadnienie teoretyczne, rolę modelu podlegającego dostrajaniu pełni model o identycznym schemacie, lecz ze zmienionymi warto-

ściami mas skupionych i sztywnościami sprężyn. Łącznie w modelu jest 10 parametrów swobodnych podlegających dostrajaniu (4 masy i 6 sztywności) i tylko trzy pseudoeksperymentalne częstości własne (przez „pseudoeksperymentalne” dane rozumie się tutaj dane otrzymane z symulacji numerycznych uzyskanych z zastosowaniem modelu dynamicznego bez zaburzeń, które zostały wprowadzone do modelu podlegającego dostrajaniu). Podczas procesu dostrajania na podstawie trzech pseudoeksperymentalnych częstości własnych wyjściowe wartości parametrów modelu (4 masy i 6 sztywności) mają być poprawione (dostrojone) tak, aby uzyskać zgodność tych parametrów z parametrami modelu wzorcowego.

W celu rozwiązania tego problemu w pracy [2] zastosowano poza częstościami własnymi otrzymanymi z modelu wzorcowego również częstości otrzymane dla układu z dodatkowymi, znanymi zaburzeniami wartości mas m_1 , m_2 i m_4 . Dostrajanie z zastosowaniem sztucznych sieci neuronowych jest wykonane wyłącznie na podstawie częstości własnych otrzymanych z modelu oryginalnego.

Parametry modelu zostały podzielone na dwie grupy: wartości mas i sztywności sprężyn. Każdą z grup dostrajano oddzielnie. Sztywności dostrajano w trzech pierwszych iteracjach, za każdym razem zawężając przedział zmienności poszczególnych sztywności, w czwartym kroku dostrojono wartości mas.

Tabela 1. Porównanie wyników otrzymanych metodami deterministycznymi [2] oraz sieciami neuronowymi

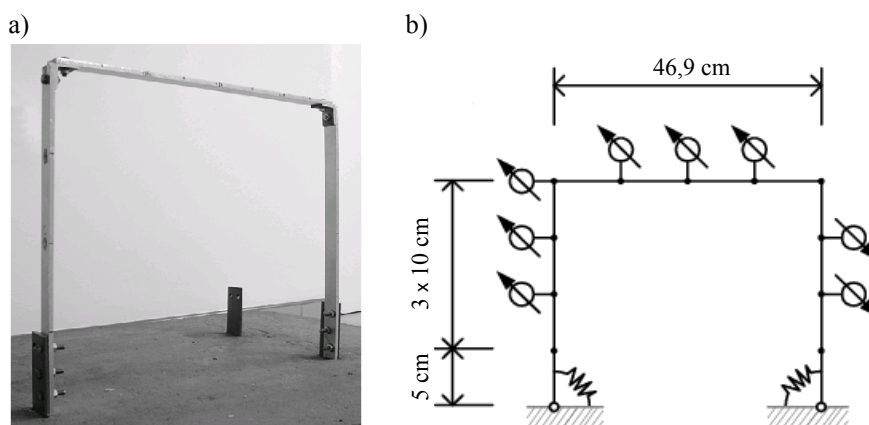
Liczba epok		Wartości startowe	1	2	3	4	Friswell 4 iteracje	Wartości docelowe
Liczba iteracji			34	67	40	200		
k_1	10^5 N/m	1,20	0,944	0,973	0,972	-	1	1
k_2	10^5 N/m	1,20	0,960	0,956	0,957	-	1	1
k_3	10^5 N/m	1,20	1,125	1,123	1,116	-	1	1
k_4	10^5 N/m	0,95	0,876	0,922	0,915	-	1	1
k_5	10^5 N/m	0,96	0,873	0,825	0,823	-	1	1
k_6	10^5 N/m	0,60	0,549	0,540	0,541	-	0,5	0,5
m_1	kg	9,70	-	-	-	9,725	10	10
m_2	kg	9,70	-	-	-	9,757	10	10
m_3	kg	4,70	-	-	-	4,814	5	5
m_4	kg	4,70	-	-	-	4,637	5	5
f_1	Hz	46,52	43,11	42,99	42,97	42,87	42,87	42,87
f_2	Hz	83,98	76,24	76,46	76,47	76,42	76,33	76,33
f_3	Hz	98,81	94,24	94,66	94,46	94,33	94,29	94,29
$RMSE \times 10^{-3}$		81,0234	22,2490	2,9515	2,0047	0,7235	0,00	-
f_4	Hz	126,60	120,83	120,82	120,52	119,84	117,66	117,66
$RMSE \times 10^{-3}$		79,7929	23,5103	13,6696	12,2770	9,2851	0,00	-

Tabela 1. przedstawia wyniki dostrajania uzyskane w poszczególnych krokach iteracji. Wyniki uzyskane w pracy [2] są bezbłędne, natomiast wyniki uzyskane z procedury wykorzystującej sieci neuronowe są obarczone niewielkim błędem wynikającym z zastosowania innego podejścia do rozważanego problemu. W pracy [2] wykorzystane są wyniki dodatkowych „pomiarów”, wykonanych na układzie z zaburzonymi wartościami trzech z czterech mas. W przypadku oparcia się wyłącznie na wynikach „pomiarów” konstrukcji bez zaburzeń ilość danych pomiarowych byłaby zbyt mała, aby zastosować jakkolwiek z deterministycznych metod dostrajania. Konieczne było wprowadzenie zaburzeń w celu zwiększenia ilości danych pomiarowych. Natomiast sieci neuronowe są w stanie dostroić model konstrukcji wyłącznie na podstawie danych pomierzonych na konstrukcji wyjściowej.

2.3. Dostrajanie modeli konstrukcji rzeczywistych

Na przedstawionym wcześniej przykładzie numerycznym wykazano, że dostrajanie modeli konstrukcji z zastosowaniem sieci neuronowych może dawać dobre rezultaty, dlatego w dalszej części wykonano dostrajanie modelu rzeczywistej konstrukcji z zastosowaniem pomiarów wykonanych na modelu laboratoryjnym.

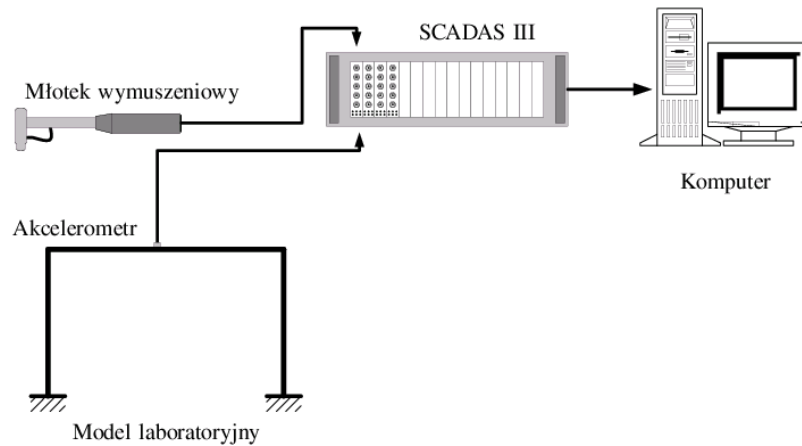
Rozważanym układem konstrukcyjnym była jednonawowa rama aluminiowa. Wysokość ramy wynosiła 40 cm, a jej szerokość 46,9 cm. Pręty miały przekrój prostokątny o wymiarach 2,6 cm na 0,6 cm. Opisywany model laboratoryjny został przedstawiony na rys. 2a.



Rys. 2. Modele: a) laboratoryjny, b) obliczeniowy

W modelu fizycznym połączenie rygla ze słupem potraktowano jako połączenie sztywne, utwierdzenie zaś jako sprężyste, o współczynniku sprężystości określanym podczas dostrajania modelu, lub jako sztywne, lecz z dostrajaną

sztwywnością pierwszego elementu skończonego przy utwierdzeniu. Stalowa płytką wmurowaną w podłogę, do której przykręcono trzema śrubami słup ramy, miała w przypadku obu utwierdzeń te same wymiary przekroju poprzecznego, lecz inną wysokość (10 cm lub 9 cm). Obliczeniowa długość słupa mieści się w przedziale od 40 cm (całkowita długość słupa) do 30 cm (długość słupa powyżej stalowej płytki wmurowanej w podłogę). W modelu fizycznym (rys. 2b) zbudowanym z zastosowaniem metody elementów skończonych przyjęto długość słupa równą 35 cm dla modeli ze sprężystym utwierdzeniem lub 40 cm dla modeli ze sztywnym utwierdzeniem. W każdym przypadku model składał się z 12 elementów belkowych Timoszenki i posiadał 39 stopni swobody.



Rys. 3. Układ pomiarowy

Drgania modelu laboratoryjnego wzbudzano przez wymuszenie impulsowe. Odpowiedź układu mierzono w zakresie od 0 do 1280 Hz z krokiem 0,3125 Hz. Pomiary wykonano za pomocą jednego czujnika przyspieszeń, którego położenie zmieniano tak, aby znalazł się on w kolejnych węzłach modelu przedstawionego na rys. 2b (na słupach pomiar przyspieszeń odbywał się w kierunku poziomym, na ryglu w kierunku pionowym). Dla każdego z położenia czujnika przyspieszeń zmieniano położenie wymuszenia impulsowego, przykładając je kolejno we wszystkich węzłach modelu dynamicznego.

Pomiary doświadczalne wykonano również przy zastosowaniu ośmiu czujników przyspieszeń jednocześnie, z których każdy był umocowany w miejscu odpowiadającym położeniu węzła modelu MES. Również w tym przypadku położenie wymuszenia zmieniano, przykładając je kolejno we wszystkich węzłach modelu dynamicznego. Zastosowanie ośmiu czujników przyspieszeń umożliwiło pomierzenie wybranych elementów pierwszych form drgań własnych modelu laboratoryjnego. Układ pomiarowy wykorzystany podczas badań doświadczalnych został przedstawiony na rys. 3. Jego elementami są czujniki

przyspieszeń PCB, młotek modalny Bruel & Kjaer oraz program do zbierania i analizy danych pomiarowych CADA-X z wielokanałowym analizatorem Scadas III.

Ze względu na wpływ masy czujników przyspieszeń (oraz kabli przyłączeniowych) na częstość drgań własnych podczas dostrajania ramy z ośmioma czujnikami wykorzystywano modele obliczeniowe z uwzględnionymi dodatkowymi masami skupionymi, odpowiadającymi czujnikom przyspieszeń (ciężar każdej z mas wynosił 10,2 g).

Spośród pomierzonych częstości własnych do dostrajania modelu wykorzystano wyłącznie cztery pierwsze. Wzorce uczące i testujące dla sieci neuronowych uzyskano przez symulacje wykonane na modelu obliczeniowym z wartością sztywności obrotowej utwierdzeń k zmieniającą się od 0 Nm/rad (pełny przegub) do 3000 Nm/rad. Rozważano tu przypadki sztywności obrotowych jednakowych dla obu podpór lub też różnych dla obu podpór i dostrajanych niezależnie.

Wartości czterech pierwszych częstości drgań własnych belki uzyskane z pomiarów na modelu laboratoryjnym wynoszą $f_1 = 29$ Hz, $f_2 = 91$ Hz, $f_3 = 177$ Hz oraz $f_4 = 183$ Hz. Każda z podanych wartości jest wartością średnią częstości uzyskanych z pomiarów dla różnych położenia czujnika przyspieszeń i wymuszenia impulsowego.

Do dostrajania modelu w zakresie pierwszych czterech częstości zastosowano sieci o architekturze 4- h -1, gdzie liczba neuronów ukrytych wynosiła 6, 8, 10 lub 12. Na wejściu sieci podawano wartości częstości własnych, a na wyjściu oczekiwano wartości sztywności utwierdzeń. Wartości częstości własnych otrzymane z symulacji numerycznych zaburzano przez dodanie losowego szumu o wariancji od 0,001 do 0,021. Łączna liczba wzorców w tym przypadku wyniosła 2010, z czego 50% losowo wybrano do zbioru testującego, a pozostałe utworzyły zbiór uczący. W procesie trenowania sieci neuronowych zastosowano algorytm Levenberga-Marquardta.

Wyniki otrzymane dla modeli z pełnym przegubem lub sztywnym utwierdzeniem oraz dla modeli dostrojonych zamieszczono w tab. 2. Model obliczeniowy przedstawiony na rys. 2b został oznaczony w tab. 2. symbolem RAMA1a. Pozostałe modele pozwalają dostroić masę łączników m_s w węzłach narożnych ramy lub współczynnik obliczeniowy α związany z innym zamodelowaniem utwierdzenia. W ostatniej kolumnie tab. 2. zebrano obliczone dla poszczególnych przypadków wartości pierwiastka z błędu średniokwadratowego (ang. *Root Mean Square Error*) pomiędzy czterema pierwszymi wartościami częstości własnych otrzymanych z pomiarów a tymi, które zostały otrzymane z symulacji numerycznych z zastosowaniem dostrojonego modelu.

Najlepsze odwzorowanie częstości własnych uzyskano dla modelu RAMA2c, uwzględniającego masę czujnika przyspieszeń, natomiast uwzględnienie masy łącznika w węzłach narożnych ramy nie powoduje poprawy otrzymanych wyników. W przypadku gdy pomierzone częstości własne są war-

tościami uśrednionymi z danych pomiarowych, błędy częstości otrzymanych z dostrojonych modeli nieprzekraczające w żadnym przypadku 10% należy uznać za nieznaczące.

Tabela 2. Wyniki dostrajania modelu obliczeniowego ramy portalowej

Model	Dostrajane parametry	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]	RMSE $\times 10^{-3}$
Wartości pomierzone		29	91	177	183	
Model z pełnymi przegubami		15 48,36%	86 5,19%	161 9,41%	170 7,03%	250,2
Model ze sztywnymi utwierdzeniami		33 -13,38%	97 -6,96%	218 -22,90%	233 -27,38%	193,7
RAMA1a	$k = 503,2$ Nm/rad	27 8,67%	93 -2,12%	187 -5,49%	196 -7,54%	64,6
RAMA1b	$k = 525,5$ Nm/rad $m_s = 0,0043$ g	27 6,8%	93 -1,79%	186 -4,78%	195 -6,58%	61,7
RAMA1c	$k = 773,0$ Nm/rad $m_s = 0,0184$ g	27 6,51%	93 -2,51%	178 -0,63%	199 -8,82%	56,4
RAMA2a	$\alpha = 1,1841$	28 3,98%	93 -1,96%	181 -2,34%	190 -4,11%	32,4
RAMA2b	$\alpha = 1,195$ $m_s = 0,0021$ g	28 4,42%	93 -2,00%	181 -2,32%	190 -4,23%	34,2
RAMA2c	$\alpha = 1,3132$ $m_s = 0,009413$ g	28 3,38%	93 -2,09%	177 -0,06%	190 -3,91%	27,9

3. Identyfikacja obciążenia powodującego uplastycznienie przekroju

Uplastycznienie przekroju poprzecznego, które występuje na przykład w efekcie przyłożenia obciążenia zewnętrznego, może znacząco zmniejszyć margines bezpieczeństwa rozważanej konstrukcji [9-12]. Ponieważ uplastycznienie przekroju poprzecznego wpływa na właściwości dynamiczne konstrukcji (częstości i wektory drgań własnych), pomiar tych wielkości może dostarczyć bardzo istotnych informacji dotyczących stanu konstrukcji. W rozdziale tym zostanie przedstawione zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do identyfikacji obciążenia powodującego uplastycznienie przekroju poprzecznego, co z kolei może być wykorzystane przy określeniu stanu konstrukcji.

Jako dane wejściowe do sieci neuronowych identyfikujących obciążenie wykorzystano do 10 pierwszych częstości drgań własnych $\{f_1, f_2, \dots, f_{10}\}$ oraz wybrane elementy pierwszych 10 wektorów własnych $\{v_i^A, v_i^B, \dots\}$, gdzie i jest numerem odpowiedniej formy drgań własnych, A i B zaś to oznaczenia wybra-

nych elementów wektora własnego (punktów pomiarowych). Rozważono dwie definicje wektora wejściowego:

$$x_1 = \{\Delta f_1, \Delta f_2, \dots, \Delta f_{10}\},$$

$$x_2 = \{\Delta f_1, v_1^A, v_1^B, v_1^C, v_1^D, \dots, \Delta f_3, v_3^A, v_3^B, v_3^C, v_3^D\},$$

gdzie: f_i – i -ta częstość własna,

Δf_i – zmiana i -tej częstości własnej wywołana częściowym uplastycznieniem przekroju poprzecznego,

v_i^A – pomierzony w punkcie A element i -tej formy drgań własnych.

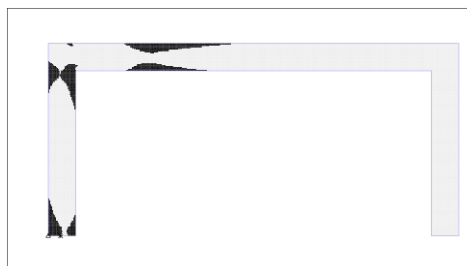
Wszystkie dane zostały otrzymane z symulacji numerycznych wykonanych z zastosowaniem programu MES ADINA.

Identyfikowanymi przez sieci neuronowe wartościami były: l – położenie wypadkowej obciążenia ciągłego oraz r – wartość wypadkowej (rys. 4a). W celu uniknięcia symetrycznego rozkładu strefy uplastycznionej ($l = l_0$ oraz $l = L - l_0$, gdzie L to całkowita rozpiętość ramy) na prawym słupku przyłożono niewielkie co do wartości obciążenie równomiernie rozłożone (nie jest zaznaczone na rys. 4a). Rysunek 4b przedstawia przykładowe strefy uplastycznienia wywołane działaniem obciążenia zewnętrznego.

a)

l r

b)



Rys. 4. Rama portalowa (a) oraz przykładowa strefa uplastycznienia przekroju poprzecznego (b)

Szczegółowe wyniki zebrano w tab. 3. Przedstawione wyniki pokazują, że możliwa jest identyfikacja położenia i wypadkowej obciążenia wywołującego częściowe uplastycznienie przekroju poprzecznego rozważanej konstrukcji na podstawie danych, które można otrzymać z pomiarów dynamicznych (częstości drgań własnych oraz wybrane elementy form własnych). Na podstawie tych danych nie jest jednak możliwa identyfikacja szerokości działającego obciążenia – zarówno przy zastosowaniu wyłącznie częstości drgań własnych, jak i wybranych elementów wektorów własnych dokładność identyfikacji szerokości działającego obciążenia nie jest zadowalająca.

Tabela 3. Wyniki identyfikacji obciążenia dla ramy portalowej

Wektor wejściowy	RMSE testowania	Bez błędnie rozpoznane przypadki testowe	
		lokalizacja	wartość
x_1	$59,9 \times 10^{-3}$	37,3%	65,6%
x_2	$68,7 \times 10^{-3}$	36,8%	37,6%

4. Wnioski

Wyniki przedstawione w pracy pokazują, że sztuczne sieci neuronowe są wartościowym narzędziem w ocenie stanu konstrukcji inżynierskich. Sztuczne sieci neuronowe mogą być z powodzeniem zastosowane w dostrajaniu modeli obliczeniowych konstrukcji inżynierskich, dzięki czemu wyniki symulacji numerycznych pracy badanej konstrukcji mogą się znacznie przybliżyć do danych otrzymywanych z pomiarów wykonywanych na konstrukcji rzeczywistej. Zaletą stosowania sieci neuronowych jest możliwość ich zastosowania nawet wówczas, gdy ilość danych wejściowych jest ograniczona. Dzięki temu dostrajanie jest możliwe także w przypadku, kiedy pomiary konstrukcji są wykonywane wyrywkowo.

Możliwa jest także identyfikacja położenia i wypadkowej obciążenia wywołującego częściowe uplastycznienie przekroju poprzecznego rozważanej konstrukcji na podstawie danych, które można otrzymać z pomiarów dynamicznych. Na podstawie tych danych nie jest jednak możliwa identyfikacja szerokości działającego obciążenia. Zarówno przy zastosowaniu wyłącznie częstości drgań własnych, jak i wybranych elementów wektorów własnych, dokładność identyfikacji szerokości działającego obciążenia nie jest zadowalająca (wyniki tych obliczeń zostały w pracy pominięte).

Dalsze prace powinny być związane z zastosowaniem przedstawionych metod do dostrajania modeli oraz identyfikacji obciążenia działającego na bardziej skomplikowane układy, rozszerzając przy tym zakres danych wejściowych w taki sposób, aby możliwa była identyfikacja szerokości obciążenia powodującego częściowe uplastycznienie przekroju poprzecznego.

Literatura

- [1] Łakota W., Miller B., *Zastosowanie komputera PC do badań konstrukcji inżynierskich*. Mat. konf. Seminarium Naukowego Problemy Projektowania i Wykonawstwa Konstrukcji Inżynierskich, Rzeszów 1995, 99-106
- [2] Friswell M.I., Mottershead J.E., *Finite element model updating in structural dynamics*. Kluwer Academic, Dordrecht 1996

- [3] Mottershead J.E., Friswell M.I., *Model updating in structural dynamics: a survey*. Journal of Sound and Vibration, 167(2), 1993, 347-375
- [4] Uhl T., *Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1997
- [5] Waszczyszyn Z., Ziemiański L., *Neural networks in mechanics of structures and materials – new results and prospects of applications*. Computers & Structures, 79, 2001, 2261-2276
- [6] Haykin S., *Neural Networks. A Comprehensive Foundation*. Prentice Hall, Upper Saddle River 1999
- [7] Stavroulakis G.E., Bolzon G., Waszczyszyn Z., Ziemiański L., *Inverse Analysis*. [In:] *Comprehensive Structural Integrity*, vol. 3: *Numerical and Computational Methods*, Elsevier, Oxford 2003, 685-718
- [8] Ziemiański L., Miller B., *Dynamic model updating using neural networks*. Computer Assisted Mechanics & Engineering Sciences, 4, 2000, 68-86
- [9] Chen W.F., Han D.J., *Plasticity for structural engineers*. Springer-Verlag, New York 1988
- [10] Miller B., Piątkowski G., Ziemiański L., *Beam Yielding Load Identification by Neural Networks*. Computer Assisted Mechanics & Engineering Sciences, 3-4(6), 1999, 449-467
- [11] Miller B., Ziemiański L., *Neural networks in updating of dynamic models with experimental verification*. [In:] *Advances in Soft Computing* (eds. L. Rutkowski, J. Kacprzyk), Physica-Verlag, Heidelberg 2003, 766-771
- [12] Moran M.M., *Change of dynamic characteristics due to plastification*. Computational Plasticity. Fundamentals and Applications, Pineridge Press – CIMNE, Swansea-Barcelona 1995

NON-DESTRUCTIVE STRUCTURE TESTING: COMPUTATIONAL MODEL UPDATING AND IDENTIFICATION OF LOADS CAUSING PARTIAL YIELDING

S u m m a r y

Since many years Faculty of Civil and Environmental Engineering of Rzeszów University of Technology is carrying out some research on the non-destructive structure testing. The applied methods include the analysis of the acceleration signals in both time and frequency domains and the analysis of the propagation of elastic waves. Modal analysis or analysis involving artificial neural networks and wavelets are applied in the analysis of measurement signals. The paper presents selected problems investigated by the author and includes the non-destructive structure testing using frequency domain analysis involving artificial neural networks.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Grzegorz PIĄTKOWSKI
Politechnika Rzeszowska

NIENISZCZĄCE BADANIA KONSTRUKCJI: LOKALIZACJA DODATKOWEJ MASY W UKŁADZIE DRGAJĄCEJ PŁYTY

Artykuł prezentuje zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do rozwiązania problemu odwrotnego, czyli określenia położenia dodatkowej masy w układzie drgającej płyty na podstawie zmian parametrów modalnych. W wyniku przeprowadzonych na modelu laboratoryjnym pomiarów uzyskano charakterystyki dynamiczne, które zostały następnie przetworzone w celu uzyskania danych wykorzystywanych w sieciach neuronowych. Zastosowanie sieci neuronowych pozwoliło na efektywne zrealizowanie zadania odwrotnego. W pracy omówiono różne sposoby przetwarzania danych pomiarowych.

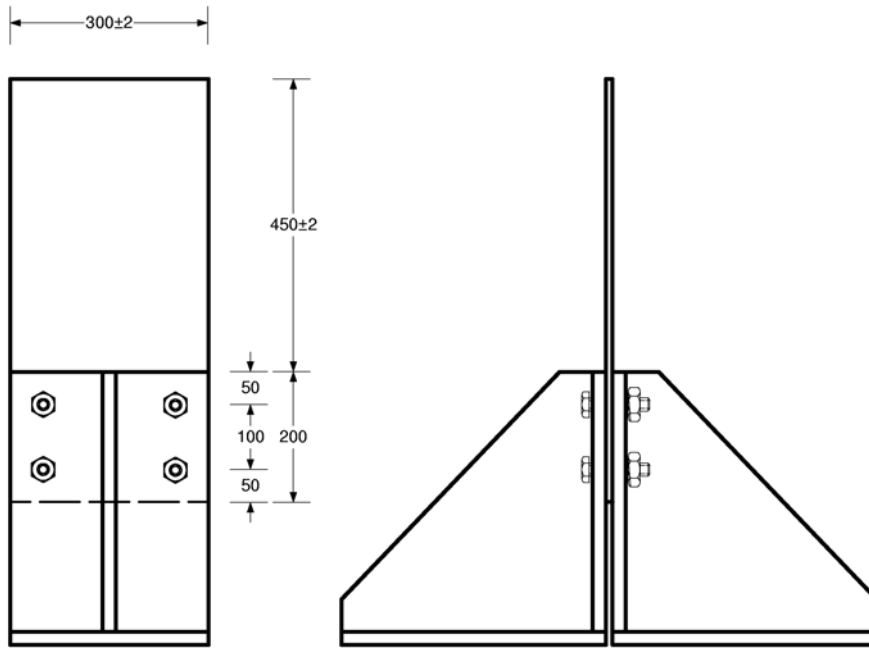
1. Wprowadzenie

Metody oparte na analizie cech dynamicznych konstrukcji są rozwijane, ponieważ umożliwiają dokonanie obiektywnej oceny stanu konstrukcji. Podstawowe założenie tych metod polega na wykrywaniu zmian w charakterystykach dynamicznych konstrukcji [1, 2]. Istotną zaletą tych metod jest to, że umożliwiają one określenie czy nastąpiło uszkodzenie, a także określenie stopnia uszkodzenia elementu konstrukcyjnego w warunkach ograniczonego dostępu do konstrukcji.

2. Opis modeli laboratoryjnych

Badane były płyty prostokątne, które zostały wykonane z różnych materiałów: stali i stopu aluminium. Oba modele zostały wycięte z arkuszy blachy o grubości: 10 mm dla modelu stalowego i 8 mm dla modelu aluminiowego. Płyty były zamocowane wzdłuż jednej krawędzi, przez nawiercone otwory zostały przykręcone do masywnej podstawy. Zamocowania tego dokonano czterema śrubami. Wymiary modeli oraz sposób zamocowania pokazano na rys. 1.

Zdjęcie modelu płyty stalowej, na którym widać sposób mocowania do podstawy oraz używane podczas pomiarów czujniki przyspieszeń, które zostały rozmieszczone wzdłuż górnej i bocznej krawędzi płyty, przedstawia rys. 2.



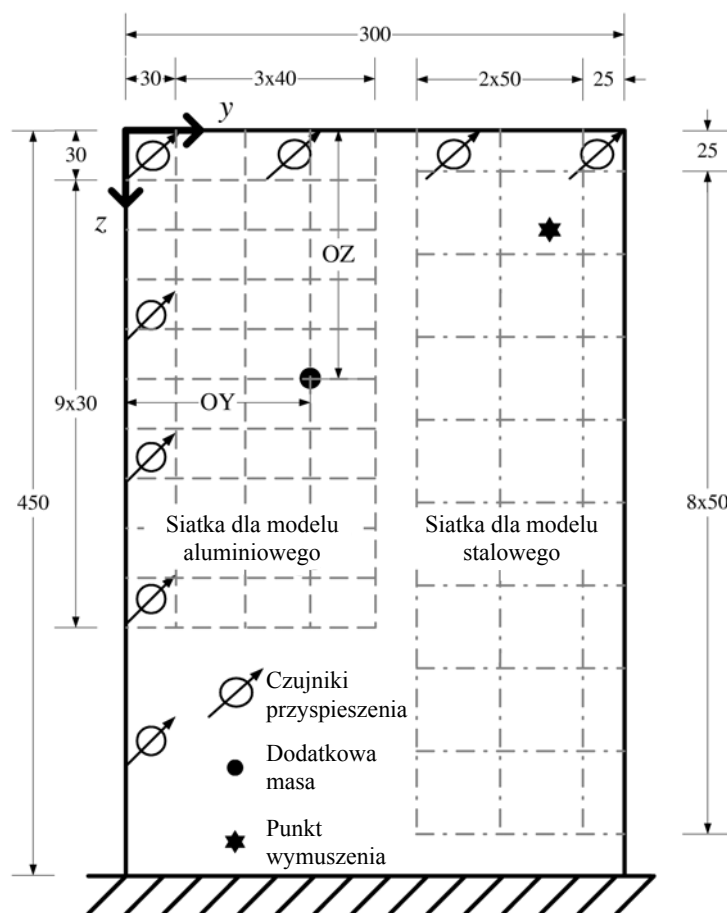
Rys. 1. Model płyty, wymiary, sposób zamocowania



Rys. 2. Model laboratoryjny płyty stalowej

Na fotografii (rys. 2.) widoczna jest również dodatkowa masa w jednym z rozpatrywanych położań. Masa modelu wykonanego ze stali wynosiła 10,76 kg, a masa modelu aluminiowego 3,02 kg. Podane wartości uwzględniają masę 8 czujników przyspieszeń, po 10 g każdy. Dodatkowa masa, której położenie było wykrywane, ważyła 109 g, co stanowiło ~1% lub ~3% masy płyt, odpowiednio dla modelu stalowego i modelu aluminiowego. W toku pomiarów zaniebano wpływ masy kabli łączących czujniki z analizatorem oraz ich sztywności na drgania płyty.

Ze względu na symetrię zagadnienia własnego siatki pomiarowe zostały każdorazowo naniesione na połowę płyty. Siatki dla obu modeli pokazano na rys. 3. W przypadku modelu stalowego rozważanych było 27 położań dodatkowej masy, dla modelu aluminiowego zaś siatka została zmieniona. W tym przypadku drgania płyty zostały zarejestrowane dla 40 położań dodatkowej masy.



Rys. 3. Schematy siatek pomiarowych

3. Pomiary drgań płyty

Celem pomiarów było określenie częstotliwości drgań własnych płyty z dodatkową masą. W zastosowanym układzie pomiarowym wykorzystano osiem czujników przyspieszeń firmy PCB, które były mocowane na wosku do modelu, na górnej i na bocznej krawędzi. Drgania modelu były wzbudzane młotkiem modalnym. Akcelerometry podłączono do wielokanałowego analizatora Scadas III firmy LMS. Do rejestrowania i przetwarzania odpowiedzi dynamicznej modelu zostało zastosowane oprogramowanie CADA-X firmy LMS. Zdjęcie układu pomiarowego zostało przedstawione na rys. 4.



Rys. 4. Zestaw pomiarowy: wielokanałowy analizator Scadas III i młotek modalny

Sygnały z czujników były zbierane i przetwarzane w czasie rzeczywistym przez analizator Scadas III. Dzięki zastosowaniu Szybkiej Transformacji Fouriera (SFT) dokonano transformacji zebranych sygnałów z dziedziny czasu do dziedziny częstotliwości. Realizując SFT, uzyskano charakterystyki częstotliwościowe, dla których maksymalna zarejestrowana częstotliwość wynosiła:

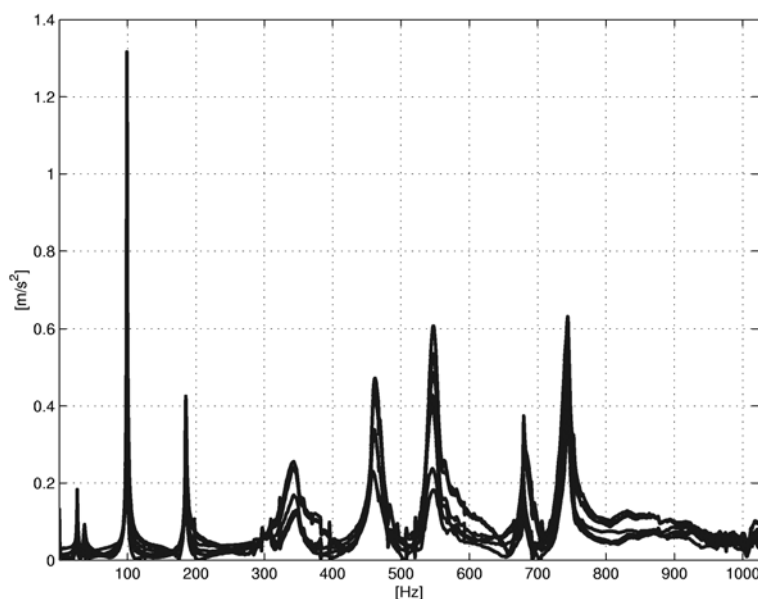
- dla modelu stalowego 2048 Hz, co przy liczbie linii spektralnych równej 4096 dało rozdzielczość charakterystyki częstotliwościowej wynoszącą 0,5 Hz,
- dla modelu aluminiowego 1024 Hz, co przy liczbie linii spektralnych równej 4096 dało rozdzielczość charakterystyki częstotliwościowej wynoszącą 0,25 Hz.

4. Przetwarzanie danych pomiarowych

W wyniku przeprowadzonych pomiarów otrzymano charakterystyki częstotliwościowe dla każdego z rozpatrywanych położzeń dodatkowej masy na płycie. Wybrana charakterystyka częstotliwościowa dla jednego z położzeń dodatkowej masy na płycie aluminiowej jest przedstawiona na rys. 5.

W celu określenia charakterystycznych częstotliwości dla poszczególnych położzeń dodatkowej masy zdecydowano się na wyodrębnienie pasm, w których wyszukiwano częstotliwości własne układu płyta + dodatkowa masa. W wyniku tego wyszukiwania dla każdego położenia dodatkowej masy na płycie otrzymano zbiór charakterystycznych częstotliwości. Przykładowo, dla modelu płyty aluminiowej uzyskany zbiór składał się z 1528 x 6 charakterystycznych częstotliwości drgającego układu płyta + dodatkowa masa. Liczebność tego zbioru była konsekwencją:

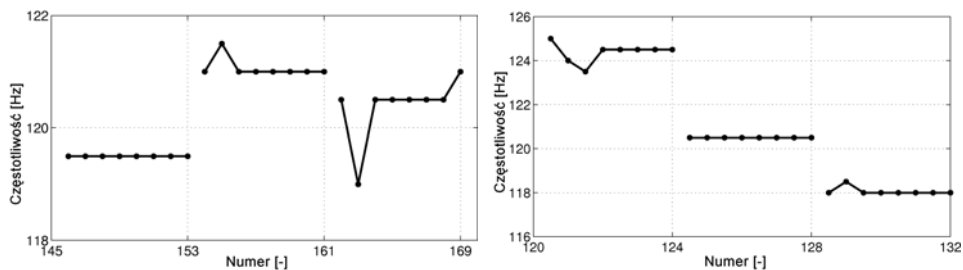
- przeprowadzenia pomiarów drgań układu równocześnie przez 8 czujników przyspieszeń,
- kilkukrotnego przeprowadzenia pomiarów, tj. dla czterech lub większej liczby wymuszeń,
- analizowania charakterystyk częstotliwościowych w określonej liczbie wyodrębnionych pasm (dla modelu aluminiowego rozpatrywano 5 pasm, z tym że w jednym paśmie występowały dwie częstotliwości).



Rys. 5. Wybrana charakterystyka uzyskana dla modelu aluminiowego

Jednoczesne przeprowadzenie pomiarów kilkoma czujnikami przyspieszeń nie dostarcza teoretycznie większej ilości informacji niż pomiar jednym czujnikiem. Jednak ze względu na złożoność drgań układów rzeczywistych, w tym rozpatrywanych modeli laboratoryjnych, nie można przewidzieć takiego położenia jednego czujnika, które gwarantowałoby uzyskanie pełnej charakterystyki modalnej układu. Dzieje się tak, gdyż w przypadku zlokalizowania akcelerometru w miejscu, w którym pojawia się węzeł jednej z form drgań własnych układu, pełna identyfikacja częstotliwości własnych układu jest niemożliwa. Rejestrowanie charakterystyk częstotliwościowych dla kilkukrotnego wymuszenia drgań układu ma uzasadnienie przede wszystkim w przypadku wzbudzenia drgań młotkiem modalnym, czyli w sposób ręczny. Również wzbudzanie drgań poprzez zastosowanie aktywatorów piezoelektrycznych czy też wzbudników hydraulicznych powinno być kilkukrotne, gdyż pozwala to na właściwą obróbkę danych pomiarowych.

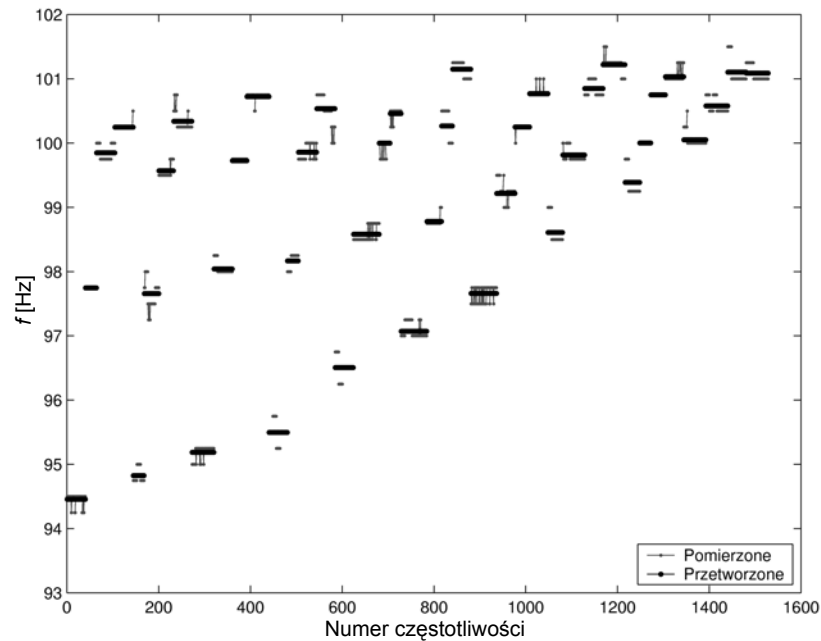
Zbiór charakterystycznych częstotliwości został następnie przetworzony w celu przygotowania danych do identyfikacji. Przetwarzanie danych pomiarowych z modelu stalowego płyty przeprowadzono, eliminując ze zbioru te częstotliwości, które dla danego pomiaru miały maksymalne i minimalne wartości (teoretycznie wszystkie częstotliwości uzyskane z pomiaru prowadzonego poszczególnymi czujnikami przyspieszeń powinny być takie same), i następnie obliczając średnią arytmetyczną pozostałych. Celem tej operacji było uzyskanie zbioru, w którym każdemu położeniu dodatkowej masy odpowiadać będzie po jednej częstotliwości z każdego z rozpatrywanych pasm. Zasadność takiego postępowania jest widoczna na rys. 6., na którym przedstawione zostały dwa fragmenty zbioru częstotliwości zidentyfikowanych w wybranym paśmie. Widać, że dla niektórych położений dodatkowej masy częstotliwość zidentyfikowana na podstawie sygnału zarejestrowanego przez jeden (lub dwa) akcelerometry jest inna niż określona na podstawie sygnałów z pozostałych siedmiu (lub sześciu).



Rys. 6. Przykładowe fragmenty pasma 116-125 Hz dla wybranych położений dodatkowej masy

W procesie identyfikacji położenia dodatkowej masy na modelu aluminiowym założono, że uśrednienia zbiorów częstotliwości opisujących poszczególne położenia masy dokonają sieci neuronowe. Zdecydowano się na to, gdyż anali-

zując zmienność częstotliwości w poszczególnych pasmach, spostrzeżono dużą liczbę wyraźnie „odstających” danych, a sieci neuronowe wykazują dużą odporność na dane wejściowe obciążone „grubym błędem”. Jak już wspomniano, jedno położenie dodatkowej masy było reprezentowane przez kilkadziesiąt wierszy zawierających sześć częstotliwości, co stanowiło konsekwencję prowadzenia pomiarów równocześnie ośmioma czujnikami oraz przetwarzania charakterystyk zarejestrowanych dla kilku (minimum czterech) wymuszeń. Do przetworzenia zastosowano sześć sieci neuronowych (każde pasmo było przetwarzane przez osobną sieć) o architekturze 2-10-1. Wzorce dla tych sieci były następujące: na wejściu podawano współrzędne określające położenie masy – tj. wektor $\{OY, OZ\}$, na wyjściu podawano zidentyfikowane częstotliwości. Przetwarzanie częstotliwości w każdym paśmie odbywało się na podstawie 1528 wzorców. Przykładowy wynik przetwarzania częstotliwości zidentyfikowanych w paśmie 90-105 Hz przedstawia rys. 7. Widać, że właściwie dla wszystkich położen masy zidentyfikowane częstotliwości (pomierzone przez osiem czujników dla kilku wymuszeń) się różniły. Po zastosowanym przetwarzaniu siecią neuronową 2-10-1 dane położenie masy jest reprezentowane przez jedną, uśrednioną częstotliwość – niezależnie od czujnika i od wymuszenia.



Rys. 7. Częstotliwości zidentyfikowane w paśmie 90-105 Hz przed i po przetworzeniu siecią neuronową

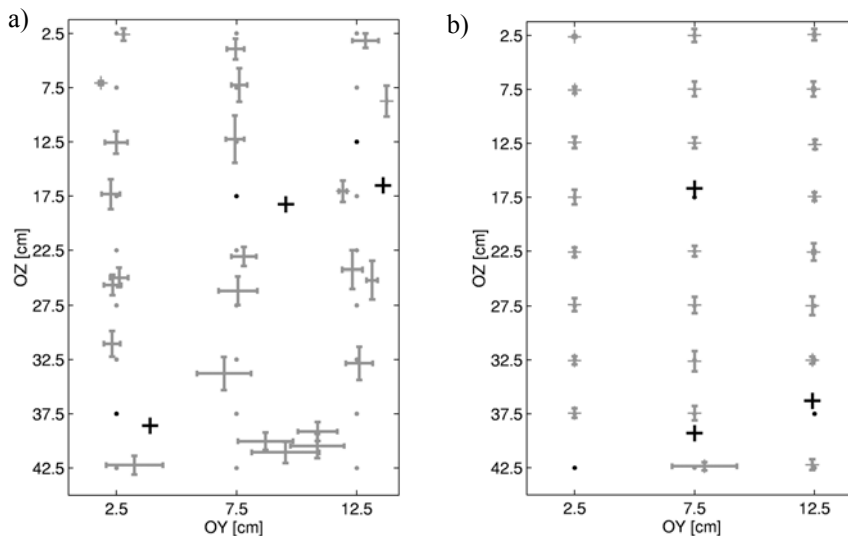
W rezultacie, dla modelu płyty stalowej do trenowania sieci użytych do identyfikacji dodatkowej masy przygotowano zbiór danych [27 x 7], a dla modelu płyty aluminiowej zbiór [40 x 6].

5. Lokalizacja masy

Do identyfikacji położenia dodatkowej masy wykorzystane zostały wielowarstwowe sieci neuronowe o wstecznej propagacji błędu, trenowane według algorytmu Levenberga-Marquardta [3]. Posłużono się sieciami o jednej warstwie ukrytej i dwóch wyjściach – sieci standardowe lub dwustopniowe sieci kaskadowe zbudowane z sieci o jednym wyjściu [2, 4, 5]. Do budowania i trenowania sieci został wykorzystany Neural Network Toolbox dostępny w Matlabie [6].

Ze względu na małą liczbę wzorców (27 dla płyty stalowej i 40 dla płyty ze stopu aluminium) zdecydowano się obliczyć dodatkowe wzorce poprzez dodanie do wzorców pomiarowych szumu o rozkładzie normalnym. Liczba wzorców wzrosła w ten sposób do kilkuset.

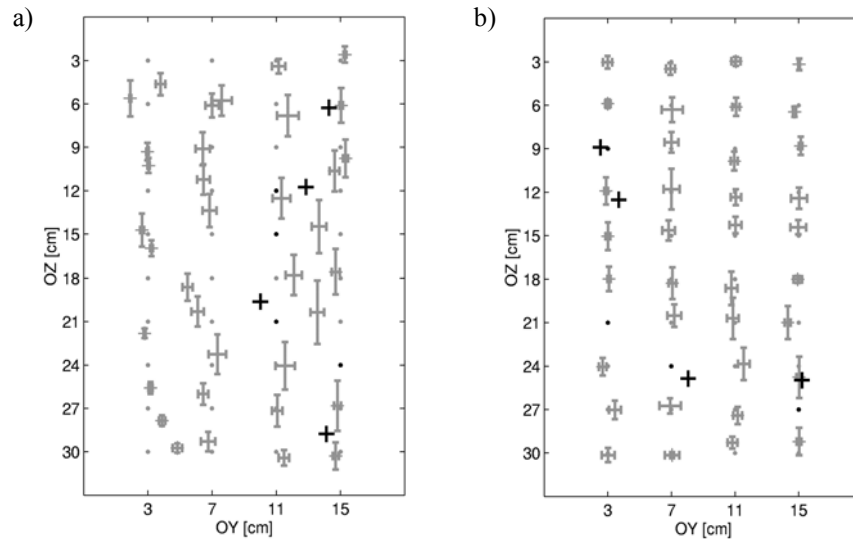
Wyniki identyfikacji położenia dodatkowej masy na płycie stalowej przedstawiono na rys. 8. Rozpoznane położenia prezentowane na tym rysunku przedstawione są w postaci krzyży, jako że są one uzyskane po uśrednieniu współrzędnych wyznaczonych przez sieć na podstawie zaszumianych wektorów wejściowych. Wielkość tych krzyży jest proporcjonalna do obliczonego odchylenia standardowego, z jakim zostały rozpoznane poszczególne położenia masy wskutek zaszumienia wzorców. Położenia oczekiwane przedstawione są symbolem kropki. Położenia ze zbioru testującego wyróżniono kolorem czarnym.



Rys. 8. Rozpoznane położenia dodatkowej masy na płycie stalowej: a) sieć standardowa 7-5-2, b) sieć kaskadowa 7-5-1→8-5-1

Identyfikacja położenia dodatkowej masy przeprowadzona przez sieć kaskadową $OY \rightarrow OZ$ o architekturze 7-5-1 \rightarrow 8-5-1 jest dużo lepsza niż w przypadku sieci standardowej o architekturze 7-5-2. Widać, że sieć standardowa nie poradziła sobie z jednoczesnym rozpoznaniem obu współrzędnych określających położenie dodatkowej masy. Szczególnie słabo rozpoznane zostały wzorce z dolnej części płyty, o współrzędnych OZ z zakresu 37,5-42,5 cm.

Podobnie identyfikacja dodatkowej masy na płycie aluminiowej (rys. 9.) została lepiej przeprowadzona przez sieci kaskadowe. Tym razem, ze względu na inne dane, zastosowano 6 neuronów wejściowych i ponownie 5 neuronów w warstwie ukrytej.



Rys. 9. Rozpoznane położenia dodatkowej masy na płycie aluminiowej: a) sieć standardowa 6-5-2, b) sieć kaskadowa 6-5-1 \rightarrow 7-5-1, kolejność $OY \rightarrow OZ$

6. Uwagi końcowe

Na podstawie osiągniętych wyników stwierdzono, że:

- sieci neuronowe umożliwiły wykorzystanie parametrów dynamicznych do określenia położenia dodatkowej masy na drgającej płycie wspornikowej,
- zastosowanie sieci kaskadowych polepszyło dokładność rozpoznania współrzędnych określających położenie dodatkowej masy,
- zaszumienie wzorców uzyskanych w wyniku przeprowadzonych pomiarów prowadzi do dobrych rezultatów w przypadku małej liczby wzorców,

- użyte metody przetwarzania danych pomiarowych wykazały swoją przydatność w przygotowaniu wektorów wejściowych dla sieci neuronowych. Sieci neuronowe mogą zostać użyte również do obróbki danych doświadczalnych.

Literatura

- [1] Yagawa G., Okuda H., *Neural networks in computational mechanics*. Archives of Computational Methods in Engineering, 3-4, 1996, 435-512
- [2] Waszczyszyn Z., Ziemiański L., *Neural Networks in Mechanics of Structures and Materials – New Results and Prospects of Applications*. Computers & Structures, 79, 2001, 2261-2276
- [3] Haykin S., *Neural Networks: a Comprehensive Foundation*. Prentice Hall International Inc., Upper Saddle River, 2nd ed., New York 1999
- [4] Piątkowski G., Ziemiański L., *Identification of Circular Hole in Rectangular Plate Using Neural Networks*. Proceedings of AI-Meth Symposium on Methods of Artificial Intelligence, 2002, 329-332
- [5] Piątkowski G., Ziemiański L., *Neural Network Identification of a Circular Hole in the Rectangular Plate*. [In:] L. Rutkowski, J. Kacprzyk (eds.), *Advances in Soft Computing*. Physica-Verlag, Heidelberg 2003, 778-783
- [6] *Neural Network Toolbox for Use with Matlab, User's Guide*. Version 3.0., The MathWorks, Inc., Natick, MA, 1998

NON-DESTRUCTIVE STRUCTURE TESTING: LOCALIZATION OF AN ADDITIONAL MASS ON A VIBRATING PLATE

Summary

This paper presents the possibility of application of Artificial Neural Networks for solution of an inverse problem. Based on the dynamic characteristics of a plate obtained by an experiment, the neural identification of location of additional mass were performed. In the paper the different ways of preparation of learning data for neural networks are discussed.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Damian ŚLĘCZKA
Leonard ZIEMIAŃSKI
Politechnika Rzeszowska

DYNAMICZNA ODPOWIEDŹ MASZTU NA NAGŁE ZERWANIE ODCIĄGU

W pracy tej przebadano wpływ zerwania odciągu na zachowanie się konstrukcji masztu. Rozpatrywany maszt wszechstronnie przeanalizowano, symulując zerwanie kolejnych odciągów w jednej płaszczyźnie. Przedstawiono wartości naprężeń, odkształceń oraz przemieszczeń wynikających z poszczególnych schematów obciążeniowych. Badany maszt, o trzonie w postaci trójściennej kratownicy i wysokości 320 m, posiada pięć poziomów odciągów. Konstrukcja wykonana jest z materiału sprężysto-plastycznego, a wszystkie obliczenia przeprowadzono przy założeniu nieliniowej teorii II rzędu. Całą analizę wykonano przy użyciu programu elementów skończonych ADINA.

1. Wprowadzenie

Wysokie maszty radiowe i telewizyjne należą do bardzo odpowiedzialnych konstrukcji inżynierskich. Błędy w ich projektowaniu, a także błędy popełnione w czasie montażu lub remontu masztów często prowadzą do poważnych awarii lub katastrof. W literaturze można znaleźć artykuły poświęcone tej tematyce [1-5]. W pracy [4] autor przedstawił klasyfikację, statystykę i analizę przyczyn awarii i katastrof stalowych masztów z odciągami. Najczęstszymi przyczynami katastrof były: huraganowe wiatry, kolizje z obiektami latającymi, nagłe zerwanie odciągów spowodowane zmęczeniem lub sabotażem, nadmierne drgania aerodynamiczne, błędnie prowadzone prace remontowe (m.in. katastrofa masztu w Gąbinie), błędy wykonawcze i montażowe (tab. 1.).

Celowe jest zatem prognozowanie na modelach wirtualnych odpowiedzi dynamicznej tego rodzaju konstrukcji na obciążenia wyjątkowe. Analiza dynamiczna masztów z odciągami w warunkach obciążeń wyjątkowych musi być prowadzona na modelach nieliniowych fizycznie i geometrycznie [6]. W pracy [7] zaproponowano rozwiązanie problemu drgań masztu z odciągami, wzbudzonych nagłym zerwaniem odciągu, zakładając, że układ jest liniowy geometrycznie i fizycznie. Norma [8] przewiduje sytuację, w której należy przeprowadzić analizę masztu z zerwanym odciągiem. W określonych przypadkach dokonuje się sprawdzenia stateczności masztu w wyjątkowej sytuacji zerwania jednego

odciągu lub obliczenia wartości granicznych obciążenia wiatrem lub oblodzeniem, przy których maszt ulegnie zniszczeniu. Zachowanie bezpieczeństwa konstrukcji masztu, który byłby także użytkowany po zerwaniu odciągu, może być ważne zwłaszcza dla obiektów wysokiej klasy niezawodności. Siły wewnętrzne masztu oblicza się, zakładając, że na poziomie, na którym został zerwany odciąg, działa siła dynamiczna P prostopadła do trzonu. Sprawdzając maszt w sytuacji awaryjnej, redukuje się obliczeniowe wartości działania wiatru i obciążenia oblodzeniem lub pomija się je, jeśli ograniczyć sprawdzenie bezpieczeństwa do wypadków zerwania odciągu na skutek aktów wandalizmu lub błędów ludzkich podczas remontu. Wytyczne dotyczące obliczania i projektowania masztów są przedstawione w publikacjach [8] oraz [9].

Tabela 1. Statystyka katastrof i awarii masztów

Lp.	Przyczyna (główna)	Liczba	%
1	Błędy w konstrukcji i wykonaniu warsztatowym	32	18,5%
2	Błędy w montażu	34	19,7%
3	Błędy w remoncie lub eksploatacji	8	4,6%
4	Nadmierne obciążenia	36	20,8%
5	Drgania aerodynamiczne	17	9,8%
6	Uderzenie samolotu	11	6,4%
7	Wandalizm, sabotaż	4	2,3%
8	Nieznana, nieustalona lub nieprzewidziana	31	17,9%
Razem		173	100,0%

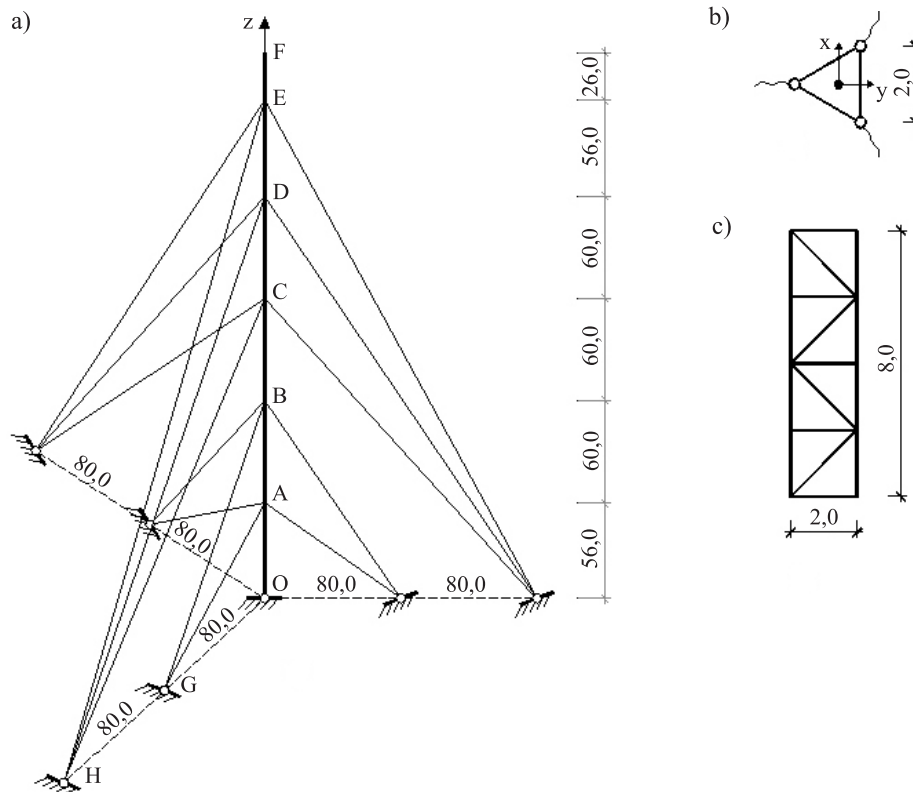
Opracowano na podstawie pracy [4].

2. Charakterystyka analizowanego obiektu

Przedmiotem analizy jest maszt antenowy (rys. 1.) składający się z trzonu o wysokości 320 m, wykonanego w postaci trójściennej kratownicy o szerokości boku $a = 2$ m. Elementy konstrukcyjne zaprojektowano z rur okrągłych ze stali S355 (18G2A). Na krawężniki zastosowano rury o średnicy zewnętrznej $\varnothing 168,3$ mm i grubości ścianek $t = 16$ mm. Krzyżulce wykonano z rur $\varnothing 76,1 \times 5$ mm, a słupki z rur $\varnothing 42,4 \times 4$ mm – ich zastosowanie spowodowane jest zmniejszeniem długości wybozeniowej krawężnika. W miejscu mocowania odciągów zastosowano słupki z rur $\varnothing 76,1 \times 5$ mm, co ma na celu wzmocnienie i usztywnienie konstrukcji.

Maszt posiada pięć poziomów mocowania odciągów, na wysokościach: 56; 116; 176; 236 i 292 m. Odciągi zostały zaprojektowane z lin stalowych jednozwitych o konstrukcji T1x61. Pierwsze trzy poziomy są wykonane z liny o średnicy $\varnothing 32$ i polu $A = 5,53$ cm², wytrzymałości na rozciąganie $R_m = 1600$ MPa i nominalnej sile zrywającej równej 866 kN. Dwa pozostałe poziomy odciągów

wykonano z lin mających średnicę $\varnothing 36$ i pole $A = 7,66 \text{ cm}^2$, wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 1600 \text{ MPa}$, a nominalną siłę zrywającą równą 1195 kN . Przyjęte wartości sił wstępnego napięcia odciągów poszczególnych poziomów zamocowania wynoszą odpowiednio: 100 kN dla poziomów A, B, C oraz 115 kN dla poziomów D i E. Odciągi są mocowane do dwóch fundamentów w każdej płaszczyźnie odciągów. I tak, odciągi z poziomów A i B mają wspólny fundament, podobnie odciągi z poziomów C, D i E.



Rys. 1. Badany obiekt: a) widok ogólny, b) przekrój poprzeczny, c) segment

3. Model obliczeniowy

Wybór modelu matematycznego stanowi bardzo ważny etap analizy, od którego w zasadniczym stopniu zależy dokładność i przydatność wyników. Dobra znajomość badanych zjawisk jest podstawowym warunkiem efektywności symulacji komputerowej. Rozwój algorytmów metody elementów skończonych oraz postęp w branży komputerowej pozwalają na numeryczne modelowanie skomplikowanych konstrukcji inżynierskich oraz ich właściwości. Możliwe stało się tworzenie numerycznych modeli z dokładnością zbliżoną do dokładności modeli eksperymentalnych.

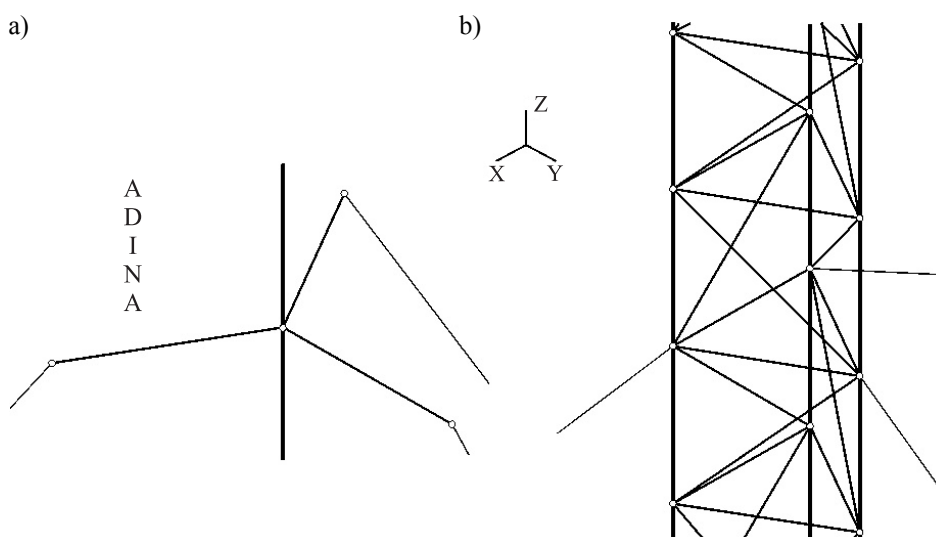
W artykułach [10] i [11] autorzy porównywali rezultaty z analizy statycznej oraz dynamicznej wyznaczone dla różnych modeli numerycznych. Wykorzystano model w postaci przestrzennej kratownicy, a elementy skończone, jakich użyto do stworzenia poszczególnych części masztu to elementy kratowe oraz belkowe. Rezultaty z obu modeli (belkowego i kratowego) porównywano z wynikami otrzymanymi dla modelu numerycznego stworzonego w programie do obliczania masztów i wież GUYMAST.

W pracy [6] autorzy zaproponowali jeszcze inne podejście dotyczące modelowania konstrukcji masztu. Mianowicie, trzon przedstawiono jako pręt o przekroju cienkościennym pierścieniowym.

Norma [8] pozwala tworzyć modele numeryczne masztów w dwojaki sposób, jako:

- model zastępczy (I) (rys. 2a),
- model przestrzenny (II) (rys. 2b).

W tym opracowaniu użyto przestrzennego modelu MES (II), który w znacznie bliższym stopniu przedstawia prawdziwy charakter pracy konstrukcji. Trzon modelowany jest jako przestrzenny ustrój kratowy.



Rys. 2. Modele obliczeniowe masztu: a) model I, b) model II

Na krawężniki użyto elementów belkowych (12 stopni swobody), skrótowanie oraz odciągi wykonano natomiast z elementów kratowych (6 stopni swobody). Napinanie lin symuluje się poprzez wprowadzenie w elementach kratowych dodatkowych wstępnych odkształceń, na podstawie których można obliczyć siłę sprężającą i długość, o jaką trzeba skrócić linę, aby uzyskać wymagany stan napięcia odciągu. Segment dolny jest przedstawiony jako trzy blachotarcze,

połączone ze sobą w środku ciężkości przekroju trzonu oraz z krawężnikami za pomocą spawania.

Element skończony, który został użyty do zamodelowania blachotarcz to element powłokowy. Trzon masztu jest podparty punktowo w sposób uniemożliwiający przemieszczenia translacyjne wzdłuż trzech osi $X(U_1)$, $Y(U_2)$ i $Z(U_3)$. Dodatkowo zablokowany jest obrót wokół własnej osi $Z(\theta_3)$. Odciągi są połączone przegubowo z fundamentem oraz z trzonem. Ciężar konstrukcji został wyliczony w taki sposób, aby uwzględnił całkowitą masę trzonu wraz z wyposażeniem.

4. Analiza dynamiczna

W niniejszej pracy podjęto próbę zastosowania systemu ADINA do prognozowania nieliniowej dynamicznej odpowiedzi masztu na zerwanie odciągu. Maszt przeanalizowano, symulując zerwanie kolejnych odciągów w jednej płaszczyźnie. Podobne zagadnienie analizowane było w pracach [6] i [12].

Rozpatrzono dwie sytuacje obciążeniowe:

- 1) ciężar własny i wstępny naciąg,
- 2) ciężar własny, wstępny naciąg, imperfekcje i wiatr.

Dodatkowe założenia, jakie przyjęto do analizy to:

- model przestrzenny,
- analiza nieliniowa II rzędu,
- materiał sprężysto-plastyczny (rys. 3.) o charakterystykach:
 - trzon: $R_e = 355$ MPa, $R_m = 490$ MPa, $E = 205$ GPa, $E_t = 2,87$ GPa, $\varepsilon = 0,00173$, $\varepsilon_t = 0,0487$,
 - odciągi: $R_m = 1600$ MPa, $E = 165$ GPa, $\varepsilon = 0,01068$,
- czas trwania analizy wynoszący 21 s,
- zerwanie odciągu zamodelowane jako nagłe zniknięcie tego elementu,
- zerwanie odciągu następujące po upływie 0,3 s,
- tłumienie zgodnie z modelem Reyleigha:

$$C = \alpha K + \beta M,$$

gdzie: M – macierz bezwładności,

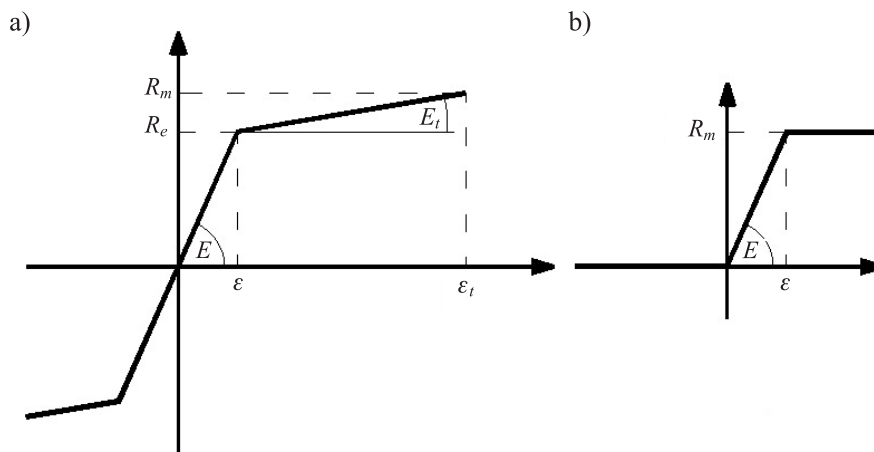
K – macierz sztywności,

C – macierz tłumienia,

α, β – parametry tłumienia o wartościach równych odpowiednio 0,001 s i 0,001 s⁻¹.

W tabeli 2. przedstawiono wyniki dla sytuacji obciążeniowej 1 (maksymalne wartości sił podłużnych). Wynika z niej, że najbardziej niekorzystnym przypadkiem zerwania jednego odciągu jest schemat, gdy znika odciąg najwyższego poziomu (kolejne wykresy – rys. 4-6 – przedstawiają tę sytuację). W tym przy-

padku jest przekroczona nośność krawężnika na rozciąganie ($N_{Rt} = 2335$ kN – nośność obliczeniowa przekroju krawężnika przy osiowym rozciąganiu). W żadnym przypadku nie zaobserwowano wykorzystania nośności przekroju na ściskanie ponad wartość maksymalną ($N_{Rc} = 2251$ kN).



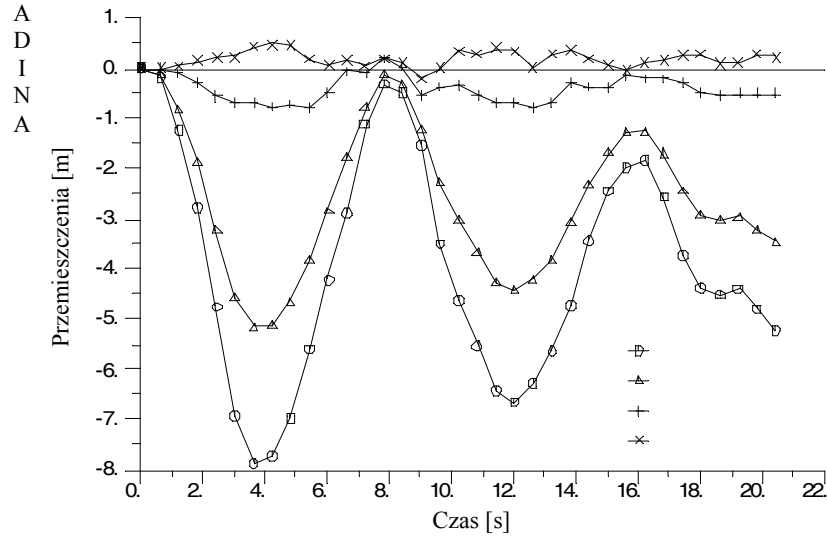
Rys. 3. Wykresy σ - ϵ dla materiału trzonu i odcigów

Tabela 2. Maksymalne wartości sił podłużnych w poszczególnych elementach przy różnych schematach zerwania odcigu dla pierwszej sytuacji obciążeniowej

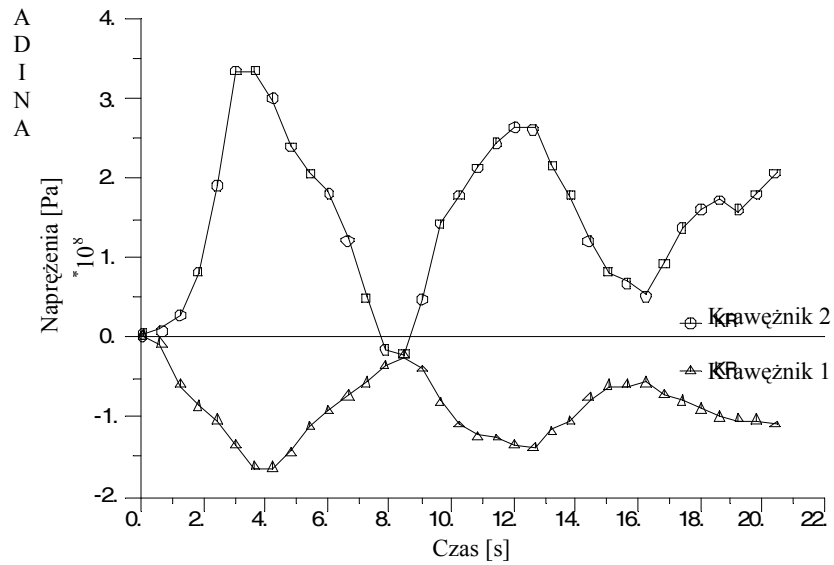
Element	Siła podłużna [kN]				
	Schemat zerwania odcigu				
	A-G	B-G	C-H	D-H	E-H
Krawężnik 1	-1299	-1358	-1257	-1258	-1538
Krawężnik 2	-2107	-1473	-1796	-1993	2424
Odcąg poziomy A	118	146	124	140	142
Odcąg poziomy B	182	117	219	136	163
Odcąg poziomy C	159	189	132	219	192
Odcąg poziomy D	209	209	258	162	343
Odcąg poziomy E	215	211	235	281	153

Dopuszczalne wychylenie wierzchołka wynosi 3,2 m, i w omawianym przypadku ten warunek jest mocno przekroczony (rys. 4.). W czwartej sekundzie analizy wychylenie najwyższego punktu trzonu masztu wynosi 7,88 m. W tym

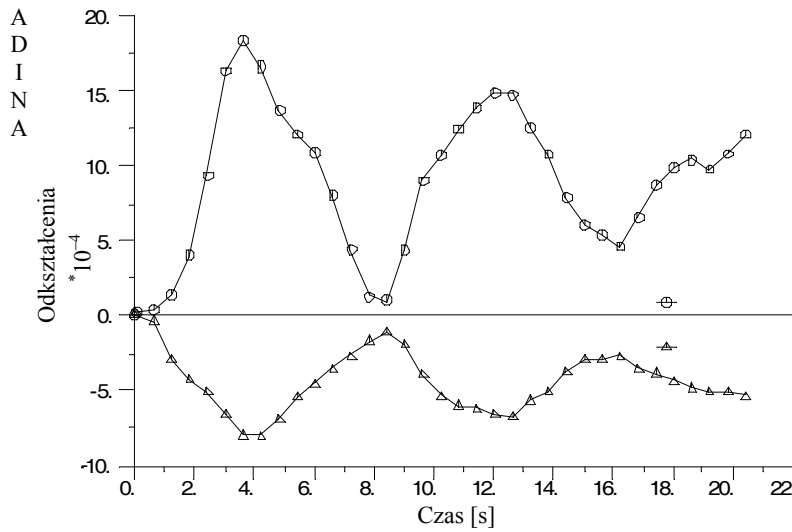
czasie naprężenia w krawężniku rozciągającym (poziom D) zbliżają się do granicy plastyczności, co zostało przedstawione na rys. 5. Odształcenia plastyczne są w nieznaczny sposób przekroczone w krawężniku rozciągającym (rys. 6.). W skratowaniu i odciegach nie zostały przekroczone naprężenia i odkształcenia.



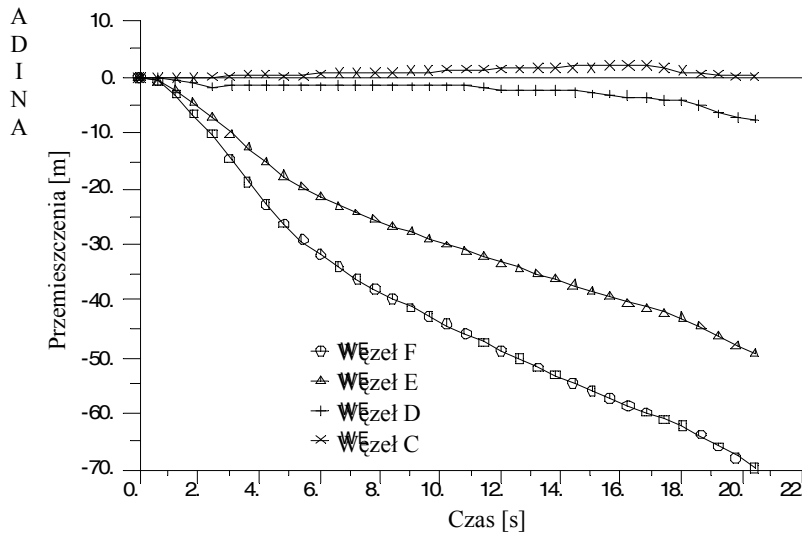
Rys. 4. Przebiegi czasowe przemieszczeń poziomych [m] wybranych węzłów trzonu masztu podczas zerwania odciegu poziomu E



Rys. 5. Przebiegi czasowe naprężeń osiowych w krawężnikach podczas zerwania odciegu poziomu E



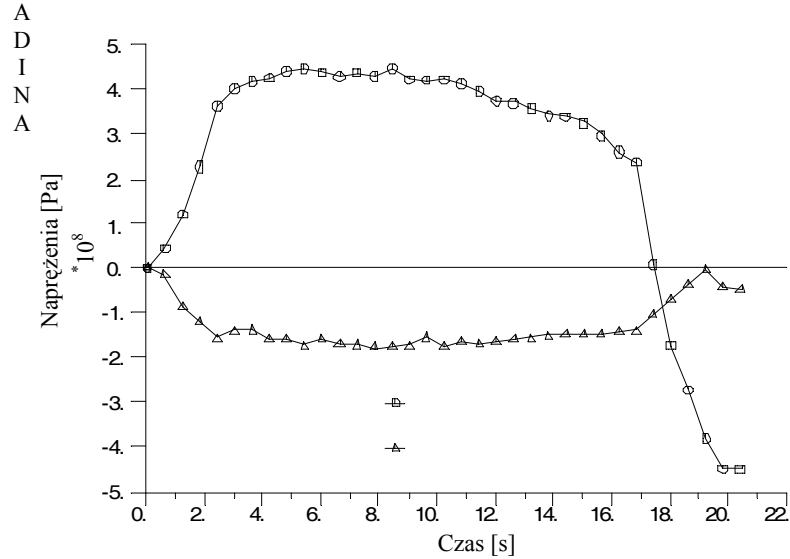
Rys. 6. Przebiegi czasowe odkształceń osiowych w krawężnikach podczas zerwania odciągu poziomu E



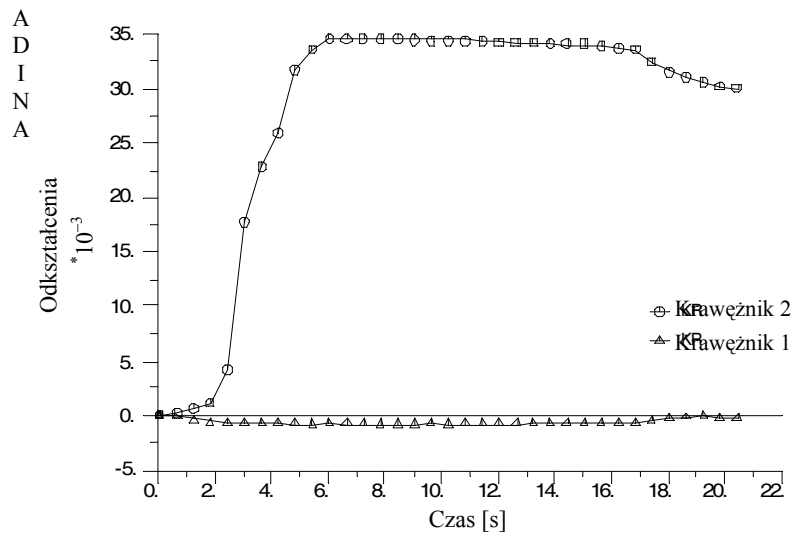
Rys. 7. Przebiegi czasowe przemieszczeń poziomych [m] wybranych węzłów trzonu masztu podczas zerwania odciągu poziomu E z dodatkowym obciążeniem

W drugiej sytuacji obciążeniowej dodatkowe obciążenie (wiatr o charakterze statycznym – wartości normowe) przyłożone do konstrukcji powoduje, że maksymalne przemieszczenia poszczególnych węzłów drastycznie się zwiększają (rys. 7.), a to sprawia, że naprężenia w krawężniku rozciągany zdecydowanie przekraczają granicę plastyczności i zbliżają się do wytrzymałości na rozcią-

ganie, co przedstawiono na rys. 8. Odpowiadające temu odkształcenia ilustruje rys. 9. W skratowaniu naprężenia ponad trzykrotnie przekraczają wartości dopuszczalne. Podobnie sytuacja wygląda z odkształceniami. Maksymalne obciążenia działające na maszt, w sytuacji gdy zostaje zerwany odcinek najwyższego



Rys. 8. Przebiegi czasowe naprężeń osiowych w krawężnikach podczas zerwania odcinka poziomu E z dodatkowym obciążeniem



Rys. 9. Przebiegi czasowe odkształceń osiowych w krawężnikach podczas zerwania odcinka poziomu E z dodatkowym obciążeniem

poziomu, powodują uplastycznienie przekroju w krawężniku, co pociąga za sobą zniszczenie konstrukcji. Dlatego w przebiegu czasowym przemieszczeń nie występuje oscylacja.

5. Podsumowanie

W pracy przebadano wpływ zerwania odciagu na nieliniową dynamiczną odpowiedź masztu. Rozpatrywany maszt przeanalizowano, symulując zerwanie kolejnych odciągów w dwóch sytuacjach obciążeniowych. Przedstawiono wartości sił podłużnych, naprężeń, odkształceń oraz przemieszczeń w poszczególnych krawężnikach i odciągach.

Analiza dynamiczna zerwania odciagu masztu wykazała, że podczas zerwania odciagu najwyższego poziomu w konstrukcji powstają największe siły w krawężnikach: ściskająca rzędu 1538 kN i rozciągająca 2424 kN. W skrótowaniu i odciągach nie zostały przekroczone nośności tych elementów. Oprócz elementów konstrukcyjnych należy także sprawdzić połączenia segmentów. Pojawiająca się siła rozciągająca może zniszczyć połączenie kołnierzowe dwóch segmentów, co z kolei może doprowadzić do katastrofy. W tym przypadku tylko bardzo szybka i sprawna interwencja może uchronić maszt od katastrofy. Dodatkowe obciążenie w postaci wiatru i imperfekcji (przy zerwaniu odciagu poziomu E) powoduje bardzo duży wzrost przemieszczeń węzłów trzonu. Pojawia się wtedy uplastycznienie krawężnika, co pociąga za sobą zniszczenie konstrukcji.

Literatura

- [1] Pietrzak L., *O przyczynach zawalenia się masztu w Gąbinie*. Inżynieria i Budownictwo, 9, 1992, 352-353
- [2] Niewiadomski J., Głąbik J., Grochowski I., *Analiza przyczyn katastrofy masztu w Gąbinie*. Inżynieria i Budownictwo, 9, 1992, 349-351
- [3] Gutkowski W., *Przyczyny i przebieg zniszczenia masztu radiowego w Gąbinie*. Inżynieria i Budownictwo, 9, 1992, 346-348
- [4] Ciesielski R., *O katastrofach i defektach stalowych masztów radiowo-telewizyjnych*. Inżynieria i Budownictwo, 3, 1992, 73-78
- [5] Żółtowski W., Kleśta L., *Katastrofa masztu radiowego w Gąbinie. Przyczyny, przebieg, skutki*. Inżynieria i Budownictwo, 9, 1992, 340-346
- [6] Grosel J., Kłasztorny M., *Zastosowanie systemu COSMOS do symulacji nagłego zerwania odciągów masztu*. Inżynieria i Budownictwo, 1, 2002, 34-37
- [7] Ciesielski R., Koziół K., *Odpowiedź masztu stalowego na dynamiczne zerwanie odciagu*. Konferencja Naukowa KILiW PAN IKN PZITB, 1995
- [8] PN-B-03204:2002. *Konstrukcje stalowe. Wieże i maszty. Projektowanie i wykonanie*
- [9] Eurocode 3 (prEN 1993-3-1:2004): *Design of steel structures. Part 3.1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts*.

- [10] Wahba Y.M.F., Madugula M.K.S., Monforton G.R., *Evaluation of non-linear analysis of guyed antenna towers*. Computers & Structures, 68, 1998, 207-212
- [11] Madugula M.K.S., Wahba Y.M.F., Monforton G.R., *Dynamic response of guyed masts*. Engineering Structures, 20, 1998, 1097-1101
- [12] Kahla N.B., *Response of a guyed tower to a guy rupture under no wind pressure*. Engineering Structures, 22, 1999, 699-700

DYNAMIC RESPONSE OF GUYED MAST TO SUDDEN GUY RUPTURE

S u m m a r y

In this work investigated the effects of a guy rupture in a guyed mast behaviour. The results (stresses, strains and displacements) obtained from two load situations. The structure is a 320 m height steel mast with five levels guys. The investigated structure was made from nonlinear elastic material. Calculations were made with nonlinear second order elastic analysis assumption. All analysis were made with a computer ADINA.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Tadeusz UHL
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

TERMOGRAFIA DYNAMICZNA JAKO NARZĘDZIE DIAGNOSTYKI KONSTRUKCJI

W pracy przedstawiono podstawowe pojęcia dotyczące nowej dziedziny techniki, jaką jest monitorowanie spójności konstrukcji (ang. *Structural Health Monitoring* – SHM). Przedstawiono podstawowe zadania i metody tam stosowane. W szczególności zwrócono uwagę na nową metodę SHM – wibrotermografię. Przedstawiono podstawy teoretyczne tej metody oraz przykład zastosowania. Jak wykazano w pracy, prezentowana metoda jest bardzo czuła na zmiany stanu materiału konstrukcji.

1. Wprowadzenie

W ostatnim okresie w literaturze technicznej pojawiło się pojęcie monitorowania spójności konstrukcji (ang. *Structural Health Monitoring* – SHM) [1-4]. Pojęcie to obejmuje swoim zakresem ciągle monitorowanie stanu materiału konstrukcji (w czasie rzeczywistym), tak elementów konstrukcji, jak i całości konstrukcji, realizowane w czasie jej eksploatacji. Stan materiału konstrukcji ma pozostawać w granicach określonych przez wymagania stawiane podczas projektowania. Wymagania stanu materiału muszą uwzględniać zmiany spowodowane normalnym zużyciem w czasie eksploatacji, zmiany spowodowane oddziaływaniem środowiska, w jakim eksploatowana jest konstrukcja oraz przypadkowe zdarzenia mające wpływ na stan materiału. Ze względu na to, że monitorowanie jest prowadzone w sposób ciągły w czasie eksploatacji, znana jest pełna historia eksploatacji, a te informacje mogą być wykorzystane do prognozowania stanu, przewidywania awarii oraz przewidywania czasu bezpiecznej eksploatacji konstrukcji. W wielu pozycjach literaturowych SHM jest definiowane jako nowy sposób realizacji badań nieniszczących konstrukcji (ang. *Non-Destructive Testing (Evaluation)* – NDT). Nowość tego podejścia polega na ciągłym monitorowaniu stanu materiału w czasie eksploatacji urządzenia. Wymaga to pewnych rozwiązań konstrukcyjnych i eksploatacyjnych, które są charakterystyczne dla tej nowej dziedziny badań konstrukcji. SHM jest integracją takich dziedzin, jak sensoryka, teleinformatyka, elektronika (w szczególności technika mikroprocesorowa), mechanika oraz inżynieria materiałowa. Układy realizujące procesy SHM powinny być zintegrowane z konstrukcją. Daje to możliwość wprowadzania

nia zmian konstrukcyjnych tak, aby prawdopodobieństwo awarii było minimalne oraz takie zarządzanie konstrukcją, aby zminimalizować ryzyko awarii, traktując konstrukcję jako część większego systemu eksploatacji. Pierwsza warstwa systemu SHM jest warstwą monitorującą, określoną przez typ zjawiska fizycznego, które jest monitorowane przez czujniki, a jest związane z uszkodzeniem konstrukcji oraz typ zjawiska fizycznego, które jest wykorzystywane przez czujniki w celu wygenerowania sygnału, najczęściej elektrycznego, zawierającego informacje o uszkodzeniu, a podlegającego rejestracji i przetwarzaniu. Najczęściej w takim systemie pracuje kilka lub kilkadziesiąt czujników połączonych w sieć i mierzących również czynniki środowiskowe wpływające na stan i przebieg eksploatacji konstrukcji. Dane z wszystkich czujników oraz dane historyczne łącznie z danymi z innych podobnych konstrukcji pozwalają na syntezę informacji diagnostycznej (ang. *signal fusion*) o stanie konstrukcji. Łącząc te informacje z danymi z systemu wiedzy o zjawiskach uszkodzenia i zużycia konstrukcji, można uzyskać prognozę jej stanu oraz dane o zakresie koniecznego remontu. Coraz częściej do tych celów stosuje się systemy symulacyjne pozwalające bardzo szybko wygenerować wyniki podobne do uzyskanych z sieci czujników na bazie znanych modeli uszkodzenia (wirtualna eksploatacja konstrukcji).

Motywacją do stosowania takich systemów jest:

- możliwość unikania awarii o katastroficznych skutkach,
- możliwość optymalizacji procesu eksploatacji (minimalizacja czasu przestoju awaryjnych),
- uzyskiwanie informacji dla konstruktorów niezbędnej do modyfikacji konstrukcji,
- możliwość zminimalizowania kosztów serwisu oraz podniesienie dyspozycyjności urządzenia dzięki możliwości zastosowania metodologii napraw według stanu oraz unikania demontażu i wymiany elementów nieuszkodzonych lub niezaużytych,
- możliwość uniknięcia błędów operatora w ocenie stanu konstrukcji.

Systemy takie stosuje się w lotnictwie wojskowym i cywilnym, sprzęcie wojskowym, infrastrukturze budowlanej, maszynach krytycznych w przemyśle (np. energetyce, chemii). Bardzo istotnym czynnikiem wpływającym na powszechność zastosowania systemów SHM są przesłanki ekonomiczne. Uzasadnienie to można znaleźć w kilku pracach [1, 2] i polega ono na porównaniu kosztów serwisowania oraz dyspozycyjności konstrukcji. W wypadku konstrukcji bez zainstalowanych systemów SHM koszty rosną wraz z czasem eksploatacji, a zmniejsza się ich dyspozycyjność. Natomiast zainstalowanie takich systemów pozwala na utrzymanie stałej wartości kosztów utrzymania przy również stałej dyspozycyjności konstrukcji. Istnieje jeden warunek stosowalności systemów SHM, który ogranicza powszechność ich wdrożenia, a mianowicie koszt samego systemu musi być mniejszy niż dodatni efekt ekonomiczny związany z jego zastosowaniem.

Konieczność zmniejszenia kosztów systemów SHM jest w chwili obecnej związana z zastosowaniem materiałów i konstrukcji inteligentnych. Pozwalają one na integrację konstrukcji i czujników wbudowanych do niej w jeden system. Takie działania, aby były skuteczne, muszą być podjęte na etapie projektowania konstrukcji. Tendencje do stosowania konstrukcji inteligentnych obserwuje się od początku lat 80., szczególnie w lotnictwie i budownictwie. Ich cechą charakterystyczną jest adaptacja właściwości tych konstrukcji do warunków eksploatacji. Adaptacja ta dokonuje się w konstrukcjach inteligentnych autonomicznie. W zakresie konstrukcji inteligentnych rozróżnia się konstrukcje wrażliwe na warunki eksploatacji, konstrukcje sterowalne w zakresie ich właściwości oraz konstrukcje autoadaptacyjne, dopasowujące swoje właściwości do potrzeb eksploatacji. W praktyce materiały homogeniczne stosowane powszechnie w konstrukcjach są zastępowane materiałami kompozytowymi lub innymi multimateriałami (materiały złożone z warstw o różnych cechach fizycznych). W zakresie materiałów i konstrukcji inteligentnych wyróżnia się konstrukcje o sterowanej geometrii (zmiennym kształcie), konstrukcje o sterowanych drganiach oraz konstrukcje o sterowanym stanie. W szczególności ten ostatni typ konstrukcji jest ściśle związany z technikami SHM. Najczęściej wyraża się to poprzez integrację z konstrukcją czujników wykonanych z materiałów inteligentnych (ang. *embedded sensors*) lub członów wykonawczych (ang. *embedded actuators*), których zadaniem jest złagodzenie efektów związanych z wystąpieniem awarii. Działanie takich członów polega na generowaniu odkształceń konstrukcji tak, aby zmniejszyć naprężenia w obszarach ich koncentracji [2]. W chwili obecnej poszukuje się zjawisk i metod ich pomiaru, pozwalających na realizację ciągłego monitorowania stanu konstrukcji poprzez monitorowanie stanu jej materiału.

Badania w kierunku rozwoju systemów SHM są bardzo często inspirowane przez odkrycia w zakresie biologii i funkcjonowania organizmów żywych (ang. *biomimetics*). Bardzo podobne badania prowadzi się w zakresie medycyny i rozwoju metod SHM [3]. Systemy SHM mają zastosowanie nie tylko w czasie eksploatacji konstrukcji, ale w czasie jej wytwarzania, transportu oraz montażu. Umożliwiają one właściwe zarządzanie życiem konstrukcji poprzez odpowiedni dobór misji, jaka może być zrealizowana oraz czynności serwisowych, jakie są konieczne, aby bezpiecznie spełniać stawiane jej wymagania. Poszukiwane są coraz częściej metody, które mogłyby być stosowane w każdej fazie życia produktu, jako najbardziej efektywne ekonomicznie i najłatwiejsze w implementacji.

Podsumowując przegląd problematyki związanej z SHM, można powiedzieć, że jest to nowa interdyscyplinarna dziedzina, skupiająca takie nauki szczegółowe, jak mechanika, inżynieria materiałowa, elektronika, informatyka, fizyka, optyka i wiele innych, mająca zastosowanie w eksploatacji konstrukcji lotniczych, budowlanych, samochodowych, energetycznych, w tym związanych z energetyką jądrową. Zakres jej zastosowań jest coraz szerszy.

2. Metody monitorowania stanu konstrukcji (SHM)

Wśród wielu metod stosownych w systemach SHM można wyróżnić metody aktywne lub metody pasywne. W metodach pasywnych obserwuje się sygnały generowane przez wbudowane do konstrukcji czujniki, na skutek pobudzenia czujnika przez monitorowany układ i na ich podstawie ocenia się stan. Metody aktywne polegają na wymuszaniu poprzez odpowiednio wbudowane człony wykonawcze zaburzeń, które wywołują mierzone przez czujniki odpowiedzi konstrukcji. Na podstawie rejestrowanych z czujników sygnałów odpowiedzi rozpoznawany jest stan. Jednymi z szeroko rozpowszechnionych metod SHM są metody oparte na pomiarach drgań konstrukcji, wśród nich stosuje się metody symptomowe, w których symptomem uszkodzenia są pewne estymatory sygnałów odpowiedzi konstrukcji, lub metody oparte na modelu, w których symptomem uszkodzenia są zmiany parametrów lub struktury modelu.

Wiele metod w praktyce wykorzystywanych do budowy systemów SHM to metody adaptowane z szeroko znanej i stosowanej dziedziny, jaką jest NDT (ang. NDE). Klasyczne metody NDT realizowane w sposób ciągły, takie jak pomiar emisji akustycznej [2], fal Lamba [1] czy impedancji elektromechanicznej [3] mogą być przykładami zastosowania technik NDT w systemach SHM.

W rozwiązaniach tych można wyróżnić dwie klasy metod: metody, w których czujniki zintegrowane są ze strukturą [3] oraz metody oparte na pomiarach bezstykowych [4]. Te ostatnie mają coraz większe zastosowanie, ze względu na miniaturyzację eksploatowanych konstrukcji i koszt instalacji systemów SHM.

Jedną z takich metod, która może być zastosowana jako pasywna lub aktywna, a pomiary realizowane są w sposób bezstykowy, jest metoda oparta na badaniu zjawisk termosprężystości towarzyszących uszkodzeniom, w szczególności ich powstawania i propagacji. Zainteresowanie tą metodą jest obecnie coraz większe, ze względu na możliwość bezstykowego pomiaru zjawisk cieplnych w konstrukcjach oraz bardzo intensywny rozwój technik pomiaru temperatury. Niniejsza praca ukazuje związek pomiędzy uszkodzeniem konstrukcji a zjawiskami cieplnymi (dynamicznymi) zachodzącymi podczas powstawania i propagacji uszkodzenia.

3. Aktywna termografia dynamiczna

Technika termowizyjna ma swój początek w 1800 r., kiedy angielski astronom Sir William Herschel odkrył promieniowanie podczerwone [5]. Promieniowanie cieplne to promieniowanie elektromagnetyczne powstające w wyniku pobudzenia termicznego cząstek materii, takich jak atomy, cząsteczki czy jony. Każde ciało jest źródłem promieniowania elektromagnetycznego, pod warunkiem że jego temperatura jest wyższa od zera bezwzględnego.

Najwięcej zastosowań w pierwszej fazie wykorzystania zjawiska było do celów wojskowych, dopiero w połowie lat 50. ubiegłego wieku urządzenia do termografii stały się komercyjnie dostępne. Przedział widmowy promieniowania podczerwonego jest często dzielony na cztery węższe pasma, których granice przyjmuje się jako:

- bliska podczerwień (0,78-3 μm),
- średnia podczerwień (3-6 μm),
- daleka podczerwień (6-15 μm),
- bardzo daleka podczerwień (powyżej 15 μm).

Jedną z podstawowych wielkości charakteryzujących promieniowanie cieplne jest emisyjność. Emisyjność to parametr fizyczny charakteryzujący właściwości promieniowania ciał stałych. Wartość emisyjności obiektu jest uzależniona od temperatury, składu chemicznego, stanu fizycznego powierzchni (chropowatość, warstwy tlenków, fizyczne i chemiczne zanieczyszczenia). Większość tych parametrów jest charakterystyczna dla danego przedmiotu. W przypadku technik pomiarowych opartych na wykorzystaniu mocy promieniowania emitowanego przez obiekt, niepewność określenia emisyjności decyduje o niepewności całego pomiaru. Do pomiarów promieniowania stosuje się detektory podczerwieni, które są przetwornikiem energii promieniowania podczerwonego na inną wielkość fizyczną, np. prąd, napięcie, zmianę rezystancji lub ładunek elektryczny. Jest to podstawowy element kamery termowizyjnej.

W urządzeniach termowizyjnych stosuje się detektory termiczne (bolometryczne i piroelektryczne) lub detektory fotonowe (półprzewodnikowe) [6]. W detektorach fotonowych zmienia się rezystancja lub natężenie prądu przepływającego przez detektor pod wpływem oddziaływania fotonów na zmianę koncentracji nośników ładunku w materiale półprzewodnikowym. Detektory termiczne działają na zasadzie zmiany temperatury detektora, a co za tym idzie – zmiany jego właściwości elektrycznych lub optycznych pod wpływem padającego na jego powierzchnię promieniowania.

Najważniejszym parametrem detektora jest tzw. detekcyjność, definiowana jako stosunek sygnału do szumu, unormowany do jednostkowej szerokości pasma i jednostkowej powierzchni detektora. Obecnie produkowane detektory mają możliwość pomiaru temperatury z rozdzielczością do ok. 20 mK, z częstotliwością odświeżania obrazu do 25 000 Hz. Stwarza to nowe możliwości pomiaru zmian pola temperatur na powierzchni ciała stałego. Pomiar zmian temperatury wraz ze zmianą rozkładu naprężeń w konstrukcji wykorzystuje się do określania jej stanu.

3.1. Podstawy teoretyczne metody

Podstawową zależnością wykorzystywaną w termografii dynamicznej jest wzór opisujący zależność pomiędzy odkształceniem, naprężeniem a zmianą temperatury [6]:

$$\Delta\varepsilon = \frac{(1-2\nu)\Delta\sigma}{E} + 3\alpha\Delta T,$$

gdzie: $\Delta\varepsilon$ – zmiana odkształceń głównych,
 $\Delta\sigma$ – zmiana naprężeń głównych,
 ν – współczynnik Poissona,
 ΔT – zmiana temperatury,
 α – współczynnik rozszerzalności cieplnej,
 E – moduł Younga.

Zakładając, że zmiany naprężeń zachodzą bardzo szybko (przemiana jest adiabatyczna), można przyjąć, że zmiana odkształcenia $\Delta\varepsilon$ wywołuje zmianę temperatury ΔT , którą można wyznaczyć ze wzoru:

$$\Delta T = \frac{-3T\alpha K\Delta\varepsilon}{\rho C_v},$$

gdzie: K – współczynnik ściśliwości [Pa],
 C_v – ciepło właściwe [J/kg·K] przy stałej objętości,
 ρ – gęstość [kg/m³],
 T – temperatura badanego ciała [K].

W efekcie otrzymuje się przybliżoną zależność opisującą zjawisko termosprężystości, w postaci:

$$\Delta T = -\frac{\alpha}{\rho C_p} T \Delta\sigma = K_m T \Delta\sigma,$$

gdzie: C_p – ciepło właściwe przy stałym ciśnieniu,
 K_m – współczynnik termosprężystości.

Jak można zauważyć z ostatniej zależności, zmiana temperatury jest proporcjonalna do zmiany naprężenia. W celu realizacji metody należy jedynie wyeliminować temperaturę bezwzględną badanego obiektu. Można tego dokonać, filtrując składową stałą na etapie przetwarzania obrazów z kamery, lub też stosując specjalne techniki synchronizacji próbkowania obrazu z pobudzeniem termicznym badanego obiektu. Metoda ta zastosowana do diagnostyki stanu konstrukcji umożliwi wykrywanie zmian w polu naprężeń powstałych na skutek uszkodzenia. W ten sposób można wykrywać uszkodzenia w bardzo wczesnej fazie ich powstawania, np. w fazie pęknięć. Jednak, aby efektywnie zastosować metodę do diagnozowania, muszą być spełnione następujące założenia:

- występuje dynamiczne obciążenie (termiczne lub mechaniczne) konstrukcji o zmienności minimum 3 Hz,

- można wyeliminować składową stałą temperatury,
- uszkodzenie występuje blisko powierzchni badanego obiektu,
- emisyjność badanego obiektu jest równomierna na całej badanej powierzchni.

Wymienione założenia stosowalności metody zawężają klasę konstrukcji, do których można zastosować termografię aktywną jako narzędzie ich monitorowania.

3.2. Opis metody

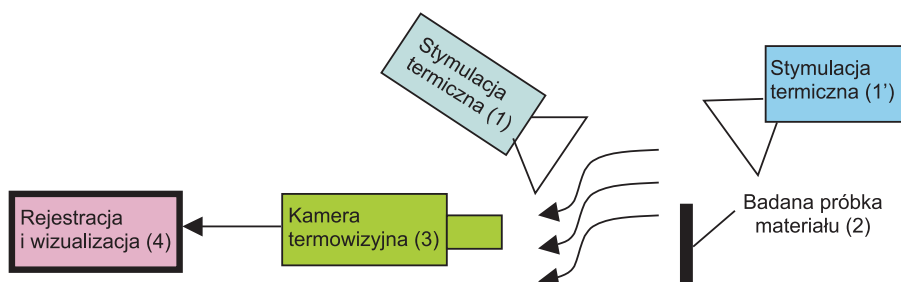
Podstawowym założeniem, na którym opierają się metody badań nieniszczących (NDT – *Non Destructive Testing*), jest to, że każdy badany obiekt ma charakterystyczną odpowiedź na pobudzenie. Jako wymuszenie w termografii dynamicznej można zastosować zarówno fale dźwiękowe (ultradźwięki), jak i promieniowanie podczerwone lub mikrofalowe. Pobudzenie takie może mieć charakter impulsowy lub ciągłej fali sinusoidalnej. Odpowiedź obiektu na pobudzenie – rozkład temperatury na powierzchni zmienny w czasie – jest rejestrowana za pomocą systemu termograficznego, a na podstawie zapisanych termogramów obliczane są wynikowe obrazy sparametryzowane względem konstrukcji nieuszkodzonej.

Wyróżnia się 4 podstawowe techniki wykorzystywane w Aktywnej Termografii Dynamicznej do akwizycji obrazów (różnią się głównie sposobem akwizycji obrazów oraz przetwarzania danych):

1. Pulsed Thermography – źródłem pobudzenia są impulsy cieplne, których czas trwania oscyluje od kilku milisekund do kilku sekund. Pomiary odpowiedzi obiektu na pobudzenie prowadzi się w fazie stygnięcia obiektu. Pozwala to na eliminację zakłóceń pochodzących od źródła ciepła. Zarejestrowane dane pozwalają wyznaczyć współczynniki kontrastu cieplnego dla pikseli zarejestrowanych obrazów.
2. Lock-in Thermography – źródłem pobudzenia jest harmoniczny strumień ciepła. Rekonstrukcja obrazów dokonuje się dzięki wyznaczeniu obrazów amplitudy i przesunięcia fazowego (amplitudogramy i fazogramy) względem sygnału pobudzającego dla znanej wartości częstotliwości.
3. Step-heating Thermography – źródłem pobudzenia są krótkie impulsy laserowe ogrzewające punktowo próbki badanych materiałów. Metoda ta służy do wyznaczenia przewodności cieplnej materiałów. Przewodność cieplną oblicza się na podstawie pomiaru szybkości zmian temperatury pod wpływem ogrzewania.
4. Vibrothermography – źródłem pobudzenia są fale ultradźwiękowe o zakresie częstotliwości 10-20 kHz. Odpowiedzią obiektu na takie pobudzenie jest fala cieplna pochodząca od defektu, rejestrowana przez kamerę termowizyjną.

3.2.1. Termografia impulsowa

W termografii impulsowej najczęściej wykorzystuje się zastaw aparatury przedstawiony na rys. 1. Źródłem pobudzenia cieplnego jest impuls lub seria impulsów o zadany czasie trwania. Ze względu na zakłócenia, rejestracji obrazów odpowiedzi badanego obiektu dokonuje się zazwyczaj po wyłączeniu źródła ciepła lub zimna w fazie chłodzenia lub ogrzewania.



Rys. 1. Urządzenia wykorzystywane w termografii impulsowej: 1 – źródło ciepła, np. źródło światła halogen (1 – przy pracy w trybie odbiciowym, 1' – przy pracy w trybie przechodzenia), 2 – badana próbka materiału, 3 – kamera termowizyjna, 4 – komputer do czytania, wyświetlania i przetwarzania danych

Metoda może być realizowana w dwóch trybach (rys. 1.): tryb odbiciowy (źródło ciepła 1, gdy jest ono umiejscowione po tej samej stronie co kamera termograficzna) używany jest do wykrywania defektów blisko powierzchni ogrzewanej, natomiast tryb transmisji (źródło ciepła 1', gdy znajduje się ono po przeciwnej stronie kamery) pozwala wykrywać defekty bliżej powierzchni nieogrzewanej.

Proces stygnięcia ma w przybliżeniu charakter eksponencjalny, co umożliwia przybliżenie wykresu przebiegu zmian temperatury rejestrowanej przez kamerę termowizyjną zależnością:

$$T(t) = T_0 + \Delta T \cdot e^{-\frac{t}{\tau}},$$

gdzie: $T(t)$ – zarejestrowana temperatura obiektu w danej chwili czasu t ,
 T_0 – temperatura odpowiadająca temperaturze obiektu po zakończeniu procesu chłodzenia (w przybliżeniu równa temperaturze otoczenia),
 ΔT – amplituda przyrostu temperatury,
 τ – stała czasowa procesu stygnięcia.

Model ten pokazuje jedynie zmianę temperatury na powierzchni badanego obiektu, nie uwzględnia natomiast jego budowy warstwowej. W celu poprawienia jakości dopasowania modelu można zastosować przybliżenie zależnością,

będącą sumą dwóch funkcji eksponencjalnych, reprezentujących model dwu-warstwowy:

$$T(t) = T_0 + \Delta T_1 \cdot e^{-\frac{t}{\tau_1}} + \Delta T_2 \cdot e^{-\frac{t}{\tau_2}}.$$

Na podstawie zmierzonej serii próbek można dokonać rekonstrukcji obrazów reprezentujących mierzone parametry: T_0 , ΔT_1 , ΔT_2 , τ_1 oraz τ_2 .

Możliwe jest wyznaczenie współczynnika kontrastu cieplnego dla każdego piksela w obrazie:

$$C(t) = \frac{T_d(t) - T_d(0)}{T_s(t) - T_s(0)},$$

gdzie: $T_d(t)$ – temperatura w danym punkcie defektu w danej chwili czasu t ,

$T_d(0)$ – temperatura w danym punkcie defektu w chwili wyłączenia pobudzenia,

$T_s(t)$ – temperatura w danym punkcie pozbawionym defektu w danej chwili czasu t ,

$T_s(0)$ – temperatura w danym punkcie pozbawionym defektu w chwili wyłączenia pobudzenia.

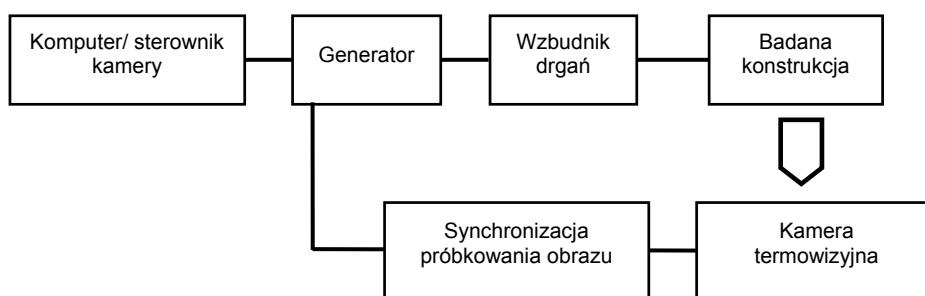
Wartość współczynnika kontrastu cieplnego należy do przedziału $[0,1]$, przy czym w obszarze defektu jego wartość wynosi 1. Najczęściej w zastosowaniu do celów wykrywania uszkodzeń w konstrukcjach stosuje się badanie zmienności współczynnika kontrastu cieplnego w czasie chłodzenia badanego obszaru. Jako obrazowanie w termografii dynamicznej stosuje się mapę kolorów o określonej skali, która ułatwia interpretację wyników.

3.2.2. Wibrotermografia

W odróżnieniu od klasycznej termografii dynamicznej, w przypadku wibrotermografii w celu wywołania zjawisk termicznych w strukturze materiału poddaje się ją drganiom poprzez zewnętrzne wymuszenie. Na rysunku 2. pokazano typowy zestaw pomiarowy do realizacji wibrotermografii.

Na skutek drgań ciepło jest emitowane poprzez dyssypację energii mechanicznej w procesach odkształceń na poziomie mikromechanicznych zjawisk, takich jak dyslokacje, dyfuzja wtrąceń lub innych złożonych zjawisk atomowych [6]. Jeżeli konstrukcja poddana jest drganiom, to w miejscach defektów (koncentracji naprężeń) powstaje zniekształcenie postaci drgań, co może być również zaobserwowane w obrazie termograficznym konstrukcji. Przebiegi (zmienność) tych obrazów są rejestrowane w czasie oraz analizowane, najczęściej offline. Z literatury wiadomo, że zjawiska termiczne silnie zależą od zakresu częstotliwości wzbudzenia konstrukcji [7-9]. W praktyce należy przed rejestracją dokonać oceny wrażliwości pola temperatur na częstotliwość wymuszenia i badania

przeprowadzić w zakresie, w którym ta wrażliwość jest największa. W tym zakresie najczęściej stosuje się metodę prób i błędów lub też badania przy zmiennej częstotliwości wymuszenia, najczęściej dla rosnącej częstotliwości, w zakresie częstotliwości od 3 do 25 kHz, z krokiem 0,5 kHz. Wibrotermografia wymaga zastosowania zewnętrznego wzbudnika drgań, bądź to w postaci wzbudnika elektromagnetycznego, bądź układu piezo przetworników odpowiednio zasilanych, jednak musi on mieć możliwość wzbudzania układów przy stosunkowo wysokich częstotliwościach, dla których procesy transformacji energii mechanicznej (drganiowej) na energię cieplną zachodzą bardziej intensywnie. W stosunku do klasycznej termografii dynamicznej wibrotermografia pozwala na bezpośrednie śledzenie zmian w polu naprężeń, natomiast klasyczna w zasadzie odwzorowuje tylko zmiany przewodności cieplnej. Jak wynika z praktyki autora, za pomocą wibrotermografii można wykrywać defekty położone głębiej pod powierzchnią. W chwili obecnej prowadzone są bardzo intensywne prace nad rozwojem metody wibrotermografii w wielu ośrodkach w kraju i za granicą.



Rys. 2. Typowy zestaw aparatury do realizacji wibrotermografii

3.3. Sprzęt do realizacji wibrotermografii

W ostatnim czasie nastąpił bardzo znaczny rozwój systemów do pomiarów termograficznych. Kamera termograficzna składa się z wielu elementów optycznych i elektronicznych, z których najważniejszym jest detektor podczerwieni. Od jego rodzaju i jakości zależy klasa kamery. Detektor podczerwieni jest przetwornikiem energii promieniowania podczerwonego na inną wielkość fizyczną, np. prąd, napięcie, zmianę rezystancji lub ładunek elektryczny. Zasada działania detektora polega na tym, że padające promieniowanie powoduje podniesienie temperatury elementu fotoczułego, sygnał wyjściowy detektora jest wywołany zmianą pewnej właściwości materiału, która zależy od temperatury.

Detektory mogą występować w formie pojedynczej, liniowej lub być budowane w postaci matryc, składających się np. z 320 x 240 pojedynczych detektorów. Ze względu na temperaturę pracy detektora stosuje się układy bez chłodzenia (przy pracy w temperaturze otoczenia) lub układy z chłodzeniem.

W urządzeniach termowizyjnych stosuje się detektory termiczne (bolometryczne i piroelektryczne) lub detektory fotonowe (półprzewodnikowe).

W detektorach fotonowych zmienia się rezystancja lub natężenie prądu przepływającego przez detektor pod wpływem oddziaływania fotonów na zmianę koncentracji nośników ładunku w materiale półprzewodnikowym.

Detektory termiczne działają na zasadzie zmiany temperatury detektora, a co za tym idzie – zmiany jego właściwości elektrycznych lub optycznych pod wpływem padającego na jego powierzchnię promieniowania. Detektory z antymonku indu (InSb) charakteryzują się bardzo dobrą wykrywalnością jedynie w niskich temperaturach (np. 77 K), co zmusza konstruktorów kamer do stosowania chłodzenia matrycy.

Detektory z tellurku kadmowo-rtęciowego (HgCdTe) mogą pracować jako fotoprzewodzące lub fotowoltaiczne, a w zależności od składu stechiometrycznego pracują w zakresie krótkofalowym lub długofalowym. Z półprzewodnika HgCdTe wykonuje się również detektory pracujące w zakresie długości fali 3-12 μm , które pozwalają na pracę kamery w zakresie SW i LW. Detektory HgCdTe produkowane są w postaci detektorów pojedynczych, linijek i matryc. W kamerach detektory tego typu mają zazwyczaj zamontowane chłodzenie. Detektory chłodzi się w celu poprawienia ich czułości i wykrywalności. Obecnie stosuje się chłodziarki o obiegu zamkniętym, tzw. chłodziarki Sterlinga. Chłodzenie detektora do temperatury około 80 K trwa nawet do 10 min. Czas życia tych chłodziarek szacowany jest na 5-10 tys. godz.

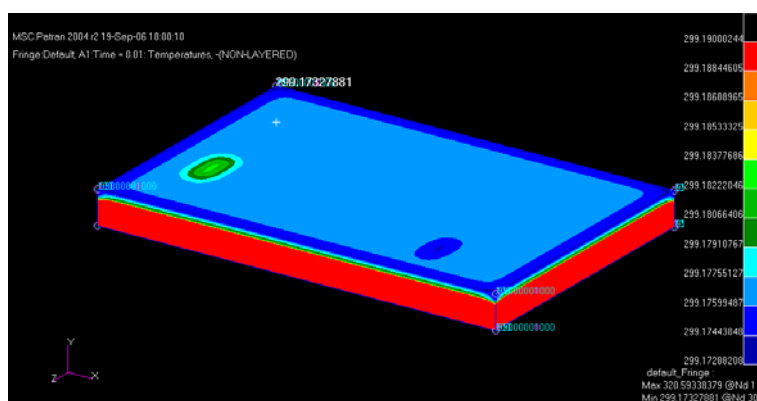
Ostatnio coraz powszechniej stosowane są detektory mikrobolometryczne. Podstawowym elementem bolometru jest płytka o grubości 0,5 μm podtrzymywana na podstawkach zapewniających odpowiednio wysoką rezystancję termiczną pomiędzy płytką i otoczeniem. Aktywnym materiałem detektora jest tlenek wanadu naporowany na płytce. Zmiany temperatury na płytce są sygnalizowane przez monolitycznie zintegrowane obwody elektryczne położone poniżej mostka i połączone elektrycznie.

Niechłodzone detektory matrycowe charakteryzują się następującymi parametrami: wymiar matrycy – obecny standard dla matryc niechłodzonych to 320 x 240 z podziałką 50 μm ; zdolność rozdzielcza mierzonej temperatury – w granicach 0,02-0,2 K; częstotliwość pracy – w granicach 25-50 Hz dla sygnału PAL oraz 30-60 Hz dla sygnału NTSC; temperatura pracy detektora – detektor niechłodzony musi mieć stałą temperaturę pracy, stosuje się układy grzejno-chłodzące, działające na zasadzie termoelektrycznej, w celu utrzymania stabilnej temperatury na poziomie 30°C. W kamerach termowizyjnych stosuje się również matrycowe detektory z krzemku platyny (PtSi). Do najnowszych detektorów zalicza się tzw. matrycowe detektory ze „studniami kwantowymi”, zwane detektorami QWIP. W najtańszych kamerach termowizyjnych stosuje się matryce piroelektryczne, które nie wymagają chłodzenia. W chwili obecnej są dostępne na rynku kamery umożliwiające realizację termografii dynamicznej. W zasa-

dzie znane są dwie produkujące je firmy: francuska CEDIP oraz amerykańska FLIR.

4. Przykład obliczeniowy

W celu przedstawienia idei metody termografii impulsowej wykonano symulację stanów nieustalonych wywołanych zmianą pola temperatur dla płyty stalowej o grubości 10 mm i wymiarach 1200 x 800 mm. Płytę zamodelowano w sensie metody elementów skończonych, wykorzystując elementy heksagonalne o wymiarach 2x2x2 mm. W ten sposób uzyskano siatkę elementów skończonych. Defekt zamodelowano, definiując dla płyty obszary o zmniejszonej lub zwiększonej przewodności cieplnej. Rozwiązanie uzyskano, pobudzając przepływ ciepła przez płytę za pomocą impulsu termicznego trwającego jedną sekundę, przyłożonego równomiernie po jednej stronie płyty, o wartości 500 K. Z drugiej strony płyty założono temperaturę 300 K. Uzyskany wynik symulacji zrealizowanej w systemie MSC NASTRAN przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Wynik symulacji pola temperatur na powierzchni płyty po upływie 0,01 s od przyłożenia impulsu cieplnego

Jak widać z uzyskanych wyników, obraz pola temperatur jednoznacznie wskazuje obszary z defektem. Różnice temperatur są stosunkowo małe, jednak wykrywalne za pomocą obecnie dostępnych kamer termowizyjnych.

5. Zastosowania wibrotermografii do wykrywania defektów konstrukcji

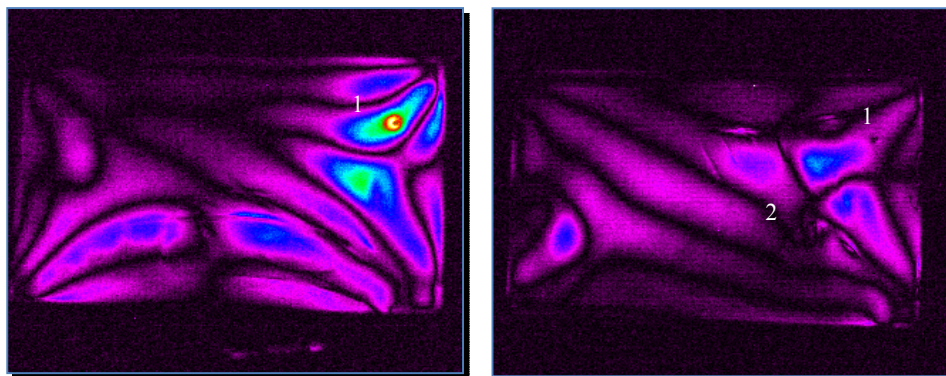
Opisaną w poprzednich punktach metodę zastosowano do badania uszkodzenia w płycie prostokątnej. Płytę zamocowaną na brzegach w ramie poddano drganiom z wymuszeniem odpowiadającym jednej z częstości własnych. W celu

wymuszenia drgań do konstrukcji, za pomocą pręta, przymocowano wzbudnik elektromagnetyczny (rys. 4).



Rys. 4. Stanowisko badawcze do realizacji procedury termografii dynamicznej

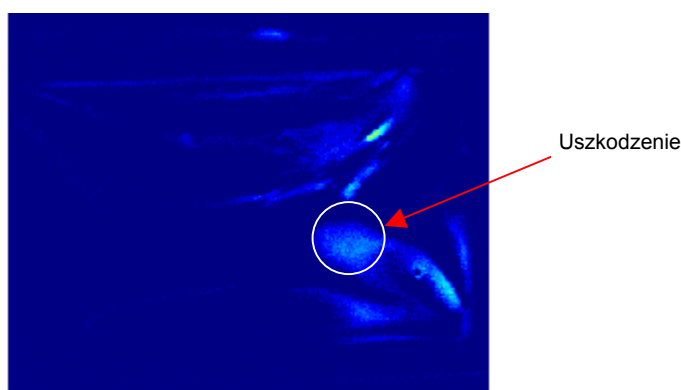
W pierwszej fazie badań płyta była nieuszkodzona. Termowibrogram otrzymany dla płyty nieuszkodzonej przedstawiono na rys. 5. W drugiej fazie badań w płycie wykonano otwór o długości 20 mm i szerokości 1 mm, który symulował uszkodzenie. Termowibrogram dla płyty z uszkodzeniem przedstawiony na rys. 5. Wykazał znaczne różnice w stosunku do identycznego obrazu dla płyty nieuszkodzonej. Indeks 1 oznaczono na obu płytach punkt zamocowania wzbudnika, indeksem 2 – obszar, w którym wykonano otwór.



Rys. 5. Wibrotermogram płyty nieuszkodzonej (po lewej stronie) oraz płyty uszkodzonej (po prawej stronie): 1 – punkt zamocowania wzbudnika, 2 – miejsce uszkodzenia

Szczególnie duże różnice występują w obszarze, w którym zasymulowano uszkodzenie. Na rysunku widoczny jest rozkład różnic temperatur na powierzchni płyty, który jakościowo jest identyczny z rozkładem naprężeń. Rozkład ten jest charakterystyczny dla danej formy drgań – wzbudzając w konstrukcji inną postać drgań, uzyskuje się inny rozkład temperatur. Jednak różnice w obszarze uszkodzenia płyty będą widoczne. Różnica w punkcie zamocowania (1) wynika ze zmiany postaci drgań na skutek uszkodzenia.

Aby lepiej zobrazować obszary uszkodzenia, wyznaczono różnicę pomiędzy dwoma wibrotermogramami (rys. 6.). Różnica ta jest szczególnie duża w miejscu występowania uszkodzenia, co powoduje, że wykrycie uszkodzenia jest stosunkowo łatwe. Obraz ten jest bardzo czuły na zmiany rozkładu pola naprężeń.



Rys. 6. Różnica w wibrotermogramach płyty uszkodzonej i nieuszkodzonej

6. Wnioski

Przedstawiona w pracy termografia dynamiczna ma wiele niezaprzeczalnych zalet w stosunku do innych technik stosowanych w SHM. Daje ona szybko wynik oraz lepszy obraz wnętrza konstrukcji (materiału) w sposób bezdotykowy, nawet w przypadku bardzo złożonych geometrycznie kształtów badanego obiektu. Bardzo duża czułość metody oraz jej wysoka rozdzielczość powodują, że coraz częściej termografia zastępuje inspekcję wizualną. Wadami metody jest ograniczone zastosowanie w konstrukcjach wykonanych z elementów o powierzchniach odbijających i dobrej przewodności cieplnej. W przypadku wibrotermografii najlepsze wyniki daje badanie materiałów, w których występuje duże tłumienie fal sprężystych rozchodzących się w materiale, ze względu na bardziej efektywne przetwarzanie energii drganiowej na energię cieplną w takim materiale. Ograniczenia w wykrywaniu defektów materiałowych związane są z głębokością ich występowania. Z zasady metody wynika, że dobrze obrazowane są jedynie defekty powierzchniowe lub położone blisko (pojęcie „blisko” zależy od rodzaju materiału, warunków pomiaru oraz zastosowanego sposobu

termicznego pobudzenia konstrukcji). Szumami pomiaru w metodzie termografii są oddziaływania środowiskowe (nagłe zmiany temperatury otoczenia lub podmuchy wiatru) oraz niedoskonałość źródeł ciepła stosowanych do pobudzania w termografii aktywnej. Wad tych nie ma wibrotermografia.

Podziękowanie

Dziękuję firmie InnowacjaPolska za udostępnienie unikalnej w skali Polski kamery do realizacji badań.

Literatura

- [1] Balageas D., Fritzen C.P., Guemes A. (ed.), *Structural Health Monitoring*. ISTE, Newport Beach, London 2006
- [2] Staszewski W., Boller C., Tomlinson G. (ed.), *Health Monitoring of Aerospace structures, Smart sensors and signal processing*. Wiley, Chichester 2003
- [3] Inman D.J., Farrar C.R., Lopes V., Valder S. (ed.), *Damage Prognosis for aerospace, civil and mechanical systems*. Wiley, Chichester 2005
- [4] Farrar C.R., Worden K., *An introduction to structural health monitoring*. Philosophical Transactions of the Royal Society A, 365, 2007, 303-315
- [5] Madura H. (red.), *Pomiary termowizyjne w praktyce*. Agenda Wydawnicza PAK, Warszawa 2004
- [6] Maladague X.P.V., *Theory and practice of infrared technology for nondestructive testing*. Wiley, New York 2001
- [7] Tenek L.H., Henneke E.G., Gunzburger M.D., *Vibration of delaminated composite plate and some applications to non-destructive testing*. Composite Structures, 28, 1993, 253-262
- [8] Busse G., Bauer M., Rippel W., Wu D., *Lockin vibro thermal inspection of polymer composites*. Proc. of QIRT – 92 Eurotherm Seminar, 27, 1992, 154-159
- [9] Bauer M., Guntrum Ch., Ota M., Rippel W. et al., *Thermographic characterization of defects and failure in polymer composites*. Proceedings of QIRT – 92, Eurotherm Seminar, 27, 1992, 141-144

DYNAMIC TERMOGRAPHY IN STRUCTURAL HEALTH MONITORING

Summary

In the paper Structural Health Monitoring is introduced as a new area of interdisciplinary testing of structural integrity of mechanical systems. The basic tasks and methods are presented. The considerations are focused on new methods in SHM area, named vibrothermography. The theoretical basis and examples of applications. The method is very sensitive for material parameters changes due to occurrence of structural damages.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Zenon WASZCZYSZYN
Politechnika Rzeszowska

Marek SŁOŃSKI
Politechnika Krakowska

MAKSIMUM CAŁKOWITEJ WIARYGODNOŚCI ZAMIAST WALIDACJI KRZYŻOWEJ W PROJEKTOWANIU SZTUCZNYCH SIECI NEURONOWYCH

Metoda krzyżowej walidacji jest powszechnie stosowana do projektowania Sztucznych Sieci Neuronowych (SSN). W pracy projektowanie odnosi się do obliczania optymalnych wartości parametru regularyzacji $\ln\lambda_{\text{opt}}$ lub liczby neuronów H_{opt}^V w warstwie ukrytej SSN. Metoda krzyżowej walidacji opiera się na obliczaniu wartości minimalnej krzywej walidacji, gdyż krzywa uczenia jest funkcją monotonicznie malejącą wymienionych parametrów regularyzacji $PR = \ln\lambda$ lub H . Celem zmiany kryterium projektowania SSN oparto się na krzywej maksymalnej wiarygodności, stosowanej w podejściu bayesowskim. W kryterium MML (Maximum Marginal Likelihood) oblicza się maksimum funkcji całkowitej wiarygodności $\ln CW(PR; L)$, gdzie CW jest prawdopodobieństwem całkowitej wiarygodności, a L liczebnością zbioru uczącego. Efektywność proponowanego podejścia wykazano na dwóch przykładach liczbowych. Otrzymane wyniki prowadzą do wniosku, że kryterium MML może być stosowane zamiast metody krzyżowej walidacji. Taki wniosek ma znaczenie praktyczne, zwłaszcza w przypadku małych zbiorów danych, gdyż umożliwia projektowanie SSN bez formułowania zbioru walidującego.

1. Opis analizowanego problemu

Istotnym problemem w formułowaniu (projektowaniu) sztucznych sieci neuronowych (SSN) jest estymacja ich parametrów, optymalna w sensie spełnienia określonych kryteriów. Ten problem można ilustrować przykładem sieci warstwowej z jedną warstwą ukrytą i skalarnym wyjściem (rys. 1a). Tę sieć oznaczono akronimem FLNN (*Feed-forward Layered Neural Network*).

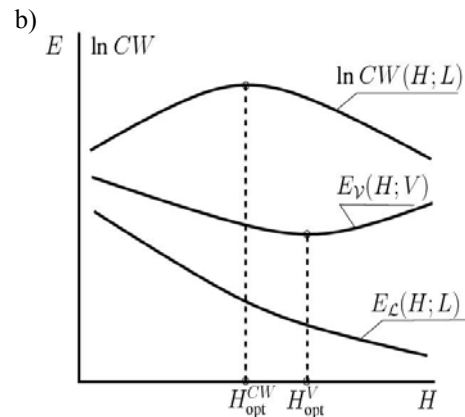
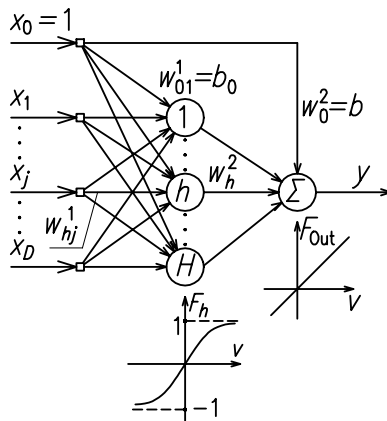
Na rysunku 1b pokazano krzywe błędów sieci. Dla ustalonej liczby H neuronów w warstwie ukrytej sieć pokazaną na rys. 1a uczy się na zbiorze danych uczących $\mathcal{L} = \{\mathbf{x}^n, t^n\}_{n=1}^L$. Nauczoną sieć weryfikuje się za pomocą zbioru walidującego $\mathcal{V} = \{\mathbf{x}^n, t^n\}_{n=1}^V$. Przyjmuje się, że \mathcal{L} i \mathcal{V} są podzbiórmi znanego zbioru danych \mathcal{P} , złożonego z par wzorców $\{\mathbf{x}^n, t^n\}_{n=1}^P$. Ze zbioru \mathcal{P} losuje się L wzor-

ców uczących, a pozostałe wzorce o liczebności $V = P - L$ tworzą zbiór walidujący, tzn. że $\mathcal{L} \cup \mathcal{V} = \mathcal{P}$, $\mathcal{L} \cap \mathcal{V} = \emptyset$. Zmieniając wartości parametru H , otrzymuje się krzywe błędów uczenia $E_{\mathcal{D}}(H; N)$, gdzie \mathcal{D} jest zbiorem \mathcal{L} lub \mathcal{V} o liczbie elementów $N = L$ lub V . Dalej przyjmuje się miarę błędu średniokwadratowego:

$$E_{\mathcal{D}}(\mathbf{w}) = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^N \{t^n - y(\mathbf{x}^n; \mathbf{w})\}^2 \quad (1)$$

gdzie $\mathbf{w} = \{w_i\}_{i=1}^W$ – wektor uogólnionych wag sieci (wagi synaptyczne w_{hj}^1 i w_h^2 oraz czynniki stałe b_0 i b opisano na rys. 1a).

a) FLNN



Rys. 1. Przykład warstwowej SSN (a), błąd uczenia $E_L(H; L)$ i walidacji $E_V(H; V)$ oraz krzywa \ln całkowitej wiarygodności $\ln CW(H; L)$ (b)

Okazuje się, że przy zwiększaniu liczby H (w ogólności przy przechodzeniu od modelu sieci prostej do złożonej) błąd uczenia $E_L(H; L)$ monotonicznie maleje. Inną postać ma krzywa błędu walidacji $E_V(H; V)$, gdyż występuje na niej minimum i stąd szacuje się optymalną wartość liczby neuronów w warstwie ukrytej H_{opt}^V (por. rys. 1b).

Opisany algorytm poszukiwania H_{opt} nosi nazwę *walidacji krzyżowej* (ang. *cross-validation*). Jest to metoda powszechnie stosowana do projektowania SSN. Nie budzi ona większych wątpliwości, jeśli zbiór \mathcal{P} jest duży i podzbiory \mathcal{L} i \mathcal{V} są statystycznie reprezentatywne (nie tylko liczne, ale też gęste w sensie równomiernego wypełnienia przestrzeni zachowań [1, 2]). Walidacja krzyżowa budzi jednak szereg wątpliwości jeśli zbiór \mathcal{P} jest mało liczny, gdyż wybór małych zbiorów walidujących może dawać niereprezentatywne oszacowania H_{opt}^V , a w dodatku może też znacznie obniżyć liczebność zbioru testującego. Te pro-

blemy są rozwiązywane przez różne *modyfikacje* algorytmu *walidacji krzyżowej*, na ogół sprowadzające się do wielokrotnego, najczęściej losowego, wyboru zbioru uczącego i małego zbioru walidującego [1].

Z tych powodów zwraca uwagę znana we wnioskowaniu bayesowskim metoda analizy *całkowitej wiarygodności* (ang. *marginal likelihood*) [3, 4]. W tej metodzie jest formułowana zależność $CW(H; L)$, której odpowiada krzywa pokazana na rys. 1b. Istotną właściwością tej krzywej jest występowanie na niej punktu *maksimum całkowitej wiarygodności* (ang. *Maximum of Marginal Likelihood* – MML). Oznacza to, że przy projektowaniu sieci można ograniczyć się tylko do uczenia i można całkowicie pominąć walidację krzyżową. Ponadto, metodę MML można stosować do różnych podzbiorów znanego zbioru wzorców \mathcal{P} . W szczególności, jeśli jest to zbiór mały, to można H_{opt}^{CW} wyznaczyć dla całego zbioru $\mathcal{D} = \mathcal{P}$.

Dalej zajęto się najpierw zdefiniowaniem funkcji całkowitej wiarygodności CW . Następnie pokazano zastosowanie metody MML do określenia liczby optymalnej wartości parametru regularyzacji $\lambda_{\text{opt}}^{CW}$ w sieci neuronowej z funkcjami radialnymi (sieć RBFN) oraz optymalnej liczby neuronów ukrytych H_{opt}^{CW} w dwuwarstwowej sieci neuronowej FLNN.

2. Całkowita wiarygodność

Autorzy opierają się na literaturze anglojęzycznej [3, 4], toteż z konieczności jest podany własny wybór z dość zróżnicowanego polskiego nazewnictwa. W twierdzeniu Bayesa występują rozkłady (gęstości) prawdopodobieństwa warunkowego (ang. *conditional probability densities*) $p(Y|X)$. W ogólnej postaci twierdzenie Bayesa ma postać:

$$p(Y|X) = \frac{p(X|Y)p(Y)}{p(X)} \quad (2)$$

$$p(X) = \int_{\mathcal{R}^Y} p(X|Y)p(Y)dY \quad (3)$$

Twierdzenie (2) zwerbalizowano do postaci wzoru:

$$\text{posterior} = \frac{\text{wiarygodność} \times \text{prior}}{\text{całkowita wiarygodność}} \quad (4)$$

w którym posłużono się polskimi nazwami prawdopodobieństw (ang. odpowiedniki: a posterior \sim posterior, a prior \sim prior, likelihood \sim wiarygodność, evidence \sim całkowita wiarygodność).

Wzory (2) i (3) specyfikowano wg artykułu [4] do problemów dyskutowanych w następnym punkcie pracy:

$$p(\mathbf{w} | \mathcal{D}, \alpha, \sigma^2) = \frac{p(\mathcal{D} | \mathbf{w}, \sigma^2) p(\mathbf{w} | \alpha)}{p(\mathcal{D} | \alpha, \sigma^2)} \quad (5)$$

$$p(\mathcal{D} | \alpha, \sigma^2) = \int p(\mathcal{D} | \mathbf{w}, \sigma^2) p(\mathbf{w} | \alpha) d\mathbf{w} \quad (6)$$

gdzie rozkład prawdopodobieństwa (6) jest określony jako *całkowita wiarygodność* (ang. *marginal likelihood*), dalej krótko oznaczona akronimem *CW*.

We wzorach (5) i (6) występuje zbiór danych i wektor wag:

$$\mathcal{D} = \{\mathbf{x}^n, t^n\}_{n=1}^N, \quad \mathbf{w} = \{w_i\}_{i=1}^W \quad (7)$$

oraz tzw. *hiperparametry* α i σ^2 , które występują w uogólnionej funkcji błędu sieci neuronowej $F(\mathbf{w}_{\text{MAP}})$:

$$\begin{aligned} F(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) &= \frac{1}{\sigma^2} E_{\mathcal{D}}(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) + \alpha E_W(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) = \\ &= \frac{1}{2\sigma^2} \sum_{n=1}^N \left\{ t^n - y(\mathbf{x}^n; \mathbf{w}) \right\}^2 + \frac{\alpha}{2} \mathbf{w}_{\text{MAP}}^T \mathbf{w}_{\text{MAP}} \end{aligned} \quad (8)$$

We wzorze (8) występuje rozwiązanie \mathbf{w}_{MAP} (ang. *Maximum A Posteriori*), otrzymane dla sieci neuronowej uczonej z uwzględnieniem funkcji kary $E_W(\mathbf{w})$. Zgodnie z klasycznym wnioskowaniem bayesowskim rozkład prawdopodobieństwa w równaniu (6) aproksymuje się rozkładem gaussowskim:

$$p(\mathcal{D} | \alpha, \sigma^2) = (1/(2\sigma^2\pi))^{N/2} (\alpha/2\pi)^{W/2} \int \exp(-F(\mathbf{w})) d\mathbf{w} \quad (9)$$

gdzie występuje rozszerzona funkcja błędu:

$$F(\mathbf{w}) = F(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) + \frac{1}{2} (\mathbf{w} - \mathbf{w}_{\text{MAP}})^T \mathbf{A} (\mathbf{w} - \mathbf{w}_{\text{MAP}}) \quad (10)$$

W zależności (10) występuje macierz \mathbf{A} , opierająca się na hesjanie \mathbf{H} , por. [3]:

$$\mathbf{A} = \frac{1}{2\sigma^2} \mathbf{H} + \alpha \mathbf{I}, \quad \mathbf{H} = \nabla \nabla E_{\mathcal{D}} \cong \sum_n \mathbf{b}_n \mathbf{b}_n^T \quad (11)$$

gdzie $\mathbf{b}_n = \nabla y^n$.

Logarytmując równanie (10), dochodzi się do wzoru:

$$\begin{aligned} \ln p(\mathcal{D} | \alpha, \sigma^2) &\equiv \ln CW = \\ &= -F(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) - \frac{1}{2} \ln |\mathbf{A}| + \frac{W}{2} \ln \alpha + \text{const}(N, \sigma^2) \end{aligned} \quad (12)$$

We wzorze (12) występuje funkcja dla znanego rozwiązania \mathbf{w}_{MAP} , obliczonego dla zbioru L wzorców i znanej architektury SSN (np. ustalona liczba ukrytych neuronów H) oraz ustalonej wartości hiperparametrów α i σ^2 . W kolejnych zadaniach można specyfikować zmienny parametr i ustalić pozostałe tak, aby obliczać wartość funkcji $\ln CW$ zależną tylko od jednej zmiennej niezależnej. Na rysunku 1b taką zmienną jest liczba neuronów ukrytych H .

Szkic podanego wyprowadzenia jest uproszczony [3]. Otrzymany wzór (12) umożliwia napisanie procedury obliczania funkcji $\ln CW$, która uwzględnia opcje wyboru parametru, dla którego stosuje się metodę MML (*Maximum Marginal Likelihood*).

W przedstawionej pracy autorom chodzi tylko o przedstawienie istoty nowej metody projektowania SSN, toteż ograniczono się dalej do dwóch prostych przykładów.

3. Zastosowania metody MML

3.1. Wyznaczenie wartości parametru regularyzacji

W punkcie tym zajęto się prostym przykładem wyznaczania wartości parametru regularyzacji $\lambda = \sigma^2 \alpha$ dla ustalonej wartości wariancji zbioru uczącego $\sigma^2 = \text{const.}$ w uogólnionej funkcji błędu:

$$F(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) = E_{\mathcal{D}}(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) + \lambda E_W(\mathbf{w}_{\text{MAP}}) \quad (13)$$

Obliczenia wykonano za pomocą sieci neuronowej RBNN z gaussowskimi funkcjami bazowymi (por. rys. 2.), dla której można napisać jawną funkcję regresji:

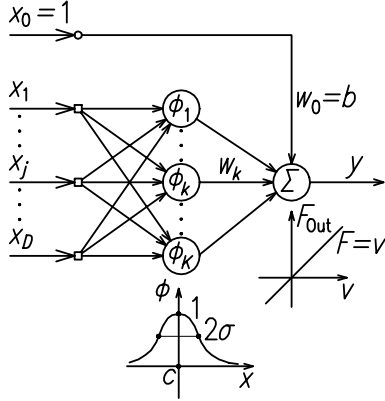
$$y(\mathbf{x}; \mathbf{w}) = b + \sum_{k=1}^K \Phi_k(\mathbf{x}; \mathbf{c}^k, \sigma^2) \quad (14)$$

W dalszym ciągu posługiwano się interpolacyjną siecią RBNN, tzn. środki funkcji radialnych zostały umieszczone w punktach $\mathbf{c}_k = \mathbf{x}^k$, pokrywających się ze wzorcami uczącymi. Dzięki temu zbudowano macierz Φ :

$$\Phi_{(L \times L)} = [\Phi_{nk}] \text{ dla } k = 0, 1, \dots, K = L - 1; n = 1, \dots, L \quad (15)$$

gdzie:

$$y(\mathbf{x}; \mathbf{w}) = b + \sum_{k=1}^K \Phi_k(\mathbf{x}; \mathbf{c}_k, \sigma^2) \quad (16)$$



Rys. 2. Sieć neuronowa z radialnymi funkcjami bazowymi (RBNN)

Dla sieci RBNN można analitycznie obliczyć macierz \mathbf{A} oraz wektor wag \mathbf{w}_{MAP} . W dalszym ciągu posłużono się wykładniczymi (gaussowskimi) funkcjami RBF:

$$\Phi_0(\mathbf{x}^n) = 1, \quad \Phi_{nk} = \Phi_k(\mathbf{x}^n) = \exp\left(-\frac{1}{2s^2}(\mathbf{x} - \mathbf{x}^n)^T(\mathbf{x} - \mathbf{x}^n)\right) \quad (17)$$

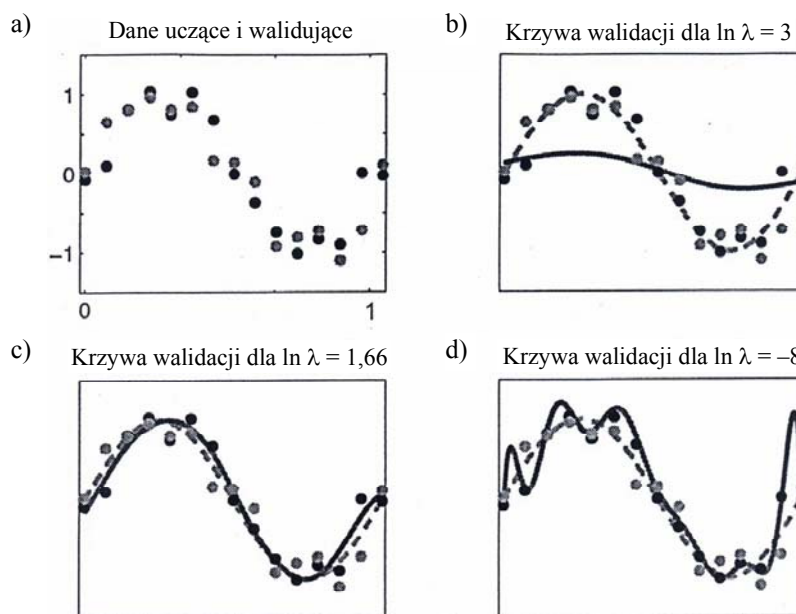
Liczba funkcji radialnych określa liczbę wag $W = K + 1$, gdyż w zależności (17) dodatkowym parametrem jest czynnik stały, tj. $w_0 = b$.

Wzory (17) pozwalają obliczać wartość funkcji $\ln CW = \ln p(D | \lambda)$ dla znanej liczby wzorców N , liczby funkcji radialnych $K = N - 1$ oraz wag $W = K + 1 = L$. Obliczenia można wykonać dla ustalonych wartości parametru regularyzacji λ .

Obliczenia wykonano dla przykładu z pracy [4]. Przyjęto tam $N = 15$ wzorców generowanych przez nałożenie białego szumu, opisanego gaussowskim rozkładem $\varepsilon = \mathcal{N}(0, \sigma^2)$, na skalarną funkcję sinusoidalną $h(x) = \sin 2\pi x$, gdzie $x \in [0, 1]$.

Przyjęto równomierny rozkład współrzędnych x^n . Na rysunku 3a pokazano krzywe regresji dla 15 wygenerowanych wzorców służących testowaniu (czarne punkty) i wzorców do walidacji (szare punkty). Obliczenia wykonano za pomocą $K = 14$ gaussowskich funkcji radialnych (17) o parametrze szerokości $s = 0,2$, przyjmując wariancję szumu $\sigma^2 = 0,05$. Obliczenia wykonano dla różnych wartości parametru regularyzacji $\lambda = \sigma^2 \alpha$. Na rysunku 3b-d pokazano krzywe walidacji $y(\mathcal{V}; \mathbf{w}(\mathcal{L}), \ln \lambda)$ obliczone za pomocą wektora \mathbf{w} nauczonego na zbiorze \mathcal{L}

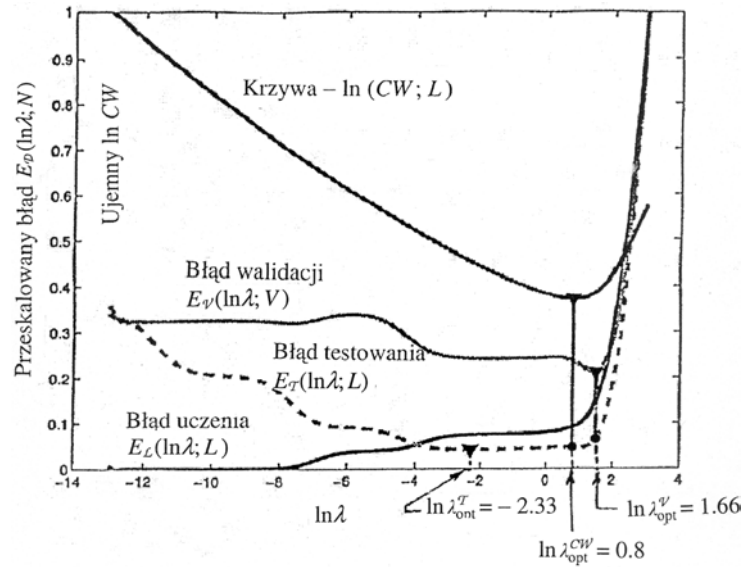
dla ustalonych wartości $\ln \lambda$. Przypadki skrajne wskazują krzywe ze skrajnymi postaciami przylegania, tj. krzywa „ponadgładka” (rys. 3b dla $\ln \lambda = 2$) i „ponadprzylegająca” (rys. 3d dla $\ln \lambda \approx -8,0$). Okazało się, że „kompromisową” krzywą otrzymuje się dla wartości optymalnej z krzyżowej walidacji, tj. dla $\ln \lambda_{\text{opt}}^V \approx 1,66$.



Rys. 3. Zbiór danych uczących i walidujących (a), krzywe walidacji obliczone dla parametru regularyzacji $\ln \lambda = 3,0; 1,66$ i $-8,0$ (b, c, d)

Na rysunku 4. pokazano wykresy przeskalowanych funkcji błędu uczenia i walidacji, tj. $E_L(\ln \lambda; L)$ i $E_V(\ln \lambda; V)$. Obliczono też błędy testowania $E_T(\ln \lambda; L)$, opierając się na punktowych odległościach $|y(x^n; \mathbf{w}_{\text{MAP}}) - h(x^n)|$. Funkcja uczenia $E_V(\ln \lambda; V)$ jest monotonicznie malejąca. Funkcja walidacji $E_T(\ln \lambda; V)$ osiąga minimum dla $\ln \lambda_{\text{opt}}^V \approx 1,66$. Funkcja testowania osiąga też „prawdziwe” minimum (obliczenia odniesiono do wartości matematycznej funkcji regresji $h(x)$) dla $\ln \lambda_{\text{opt}}^T \approx -2,33$ i ma znacznie niższy błąd $E_T(\ln \lambda_{\text{opt}}^T; L)$ niż funkcja błędu walidacji $E_V(\ln \lambda_{\text{opt}}^V; V)$.

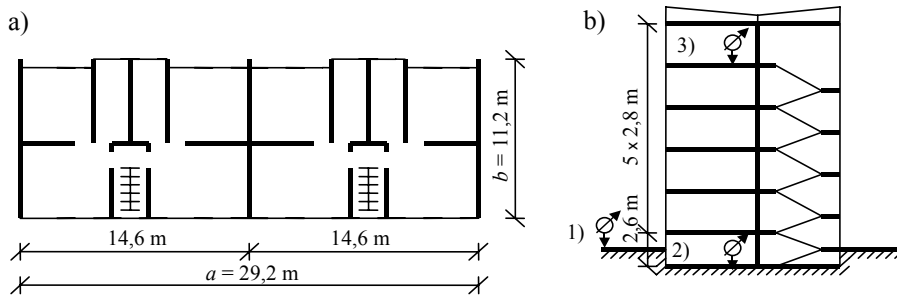
Na rysunku 4. przedstawiono wykres dla ujemnych wartości $\ln CW$, na którym zamiast maksimum osiąga się minimalną wartość dla $-\ln(CW; L) \approx 0,8$. Ta wartość jest mniejsza od $\ln \lambda_{\text{opt}}^V$ i bliższa $\ln \lambda_{\text{opt}}^T$.



Rys. 4. Krzywe funkcji błędów uczenia, walidacji i testowania $E_L(\ln\lambda, L)$, $E_\psi(\ln\lambda, V)$, $E_T(\ln\lambda; L)$ oraz krzywa ujemnej całkowitej wiarygodności $-\ln(CW; L)$

3.2. Wyznaczenie wartości podstawowego okresu drgań własnych budynków prefabrykowanych

W Instytucie Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej wiele uwagi poświęcono analizie drgań budynków prefabrykowanych poddanych działaniu obciążeń parasejsmicznych (por. bibliografię w pracach [5, 6]). Spośród wielu analizowanych problemów wybrano zagadnienie określania podstawowego okresu drgań T_1 [s] dla budynków 5-piętrowych o 14 typach konstrukcyjnych (na rys. 5. pokazano przykładowy rzut poziomy, przekrój budynku typu WK-70 i zaznaczono punkty pomiarowe 1, 2, 3) (por. podstawową pracę [7]). Dalsze obliczenia oparto na danych doświadczalnych, jakie wykorzystano w pracy [6]



Rys. 5. Budynek prefabrykowany typu WK-70: a) rzut dwóch segmentów, b) przekrój poprzeczny z zaznaczeniem miejsc pomiarowych

dla 31 pomiarów (obliczenia okresu drgań $T_1 \in [0,155-0,294]$ s wykonano metodą szybkiej transformacji Fouriera dla akceleroogramów od wstrząsów górniczych).

W pracach omawianych w pozycjach [5, 6] przyjęto wektor wejścia $\mathbf{x}_{(4 \times 1)}$ i skalarne wyjście y :

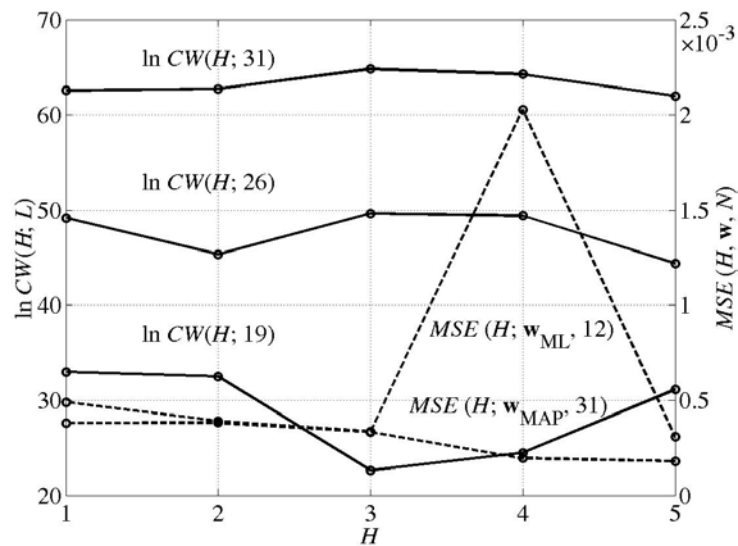
$$\mathbf{x}_{(4 \times 1)} = \{C_z, b, s, r\}, \quad y = T_1 \quad (18)$$

gdzie: C_z – współczynnik sprężystego równomiernego pionowego ugięcia podłoża,

b – wymiar budynku (szerokość, długość segmentu na rys. 5.) w kierunku propagacji fali powierzchniowej,

$s = \sum_i EI_i / a$, $r = \sum_i GA_i / a$ – równoważne sztywności na zginanie i ścianie ścian widocznych na rzucie budynku.

Na rysunku 6. pokazano krzywą $\ln CW(H; P)$, obliczoną dla wszystkich wzorców $P = 31$ zbioru \mathcal{P} oraz krzywą uczenia lub validacji $F(H; \mathbf{w}_{\text{MAP}}, P)$. Obliczenia wektora \mathbf{w}_{MAP} wykonano za pomocą metody gradientu sprzężonego, korzystając z pracy [8] i założenia 350 epok. Obliczenia wykonano dla parametru regularyzacji $\lambda = 10^{-11}$. Z wykresu wynika, że optymalna liczba neuronów ukrytych $H_{\text{opt}}^{CW} = 3$, co odpowiada sieci MLNN 4-3-1 o liczbie parametrów sieci $LPS = 19$.



Rys. 6. Krzywe całkowitej wrażliwości $\ln CW(H; L)$ dla zbiorów o liczebności $L = 31, 26, 19$ oraz krzywe funkcji błędów uczenia $MSE(H; \mathbf{w}_{\text{MAP}}, L = 31)$ i walidacji $MSE(H; \mathbf{w}_{\text{ML}}, V = 12)$

W tabeli 1. zestawiono wyniki neuronowej aproksymacji w odniesieniu do następujących błędów i współczynników statystycznych:

$$\left. \begin{aligned} MSE(N) &= \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \{t^n - y(\mathbf{x}^n)\}^2 \\ ARE(N) &= \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N |1 - y(\mathbf{x}^n)/t^n| \times 100\% \\ \sigma(N) &= RMSE(N) = \sqrt{MSE(N)} \\ r &= \frac{\text{cov}(\mathbf{t}, \mathbf{y})}{\sigma_t \sigma_y}, \text{ gdzie } \mathbf{t} = \{t^n\}_{n=1}^N, \mathbf{y} = \{y(\mathbf{x}^n)\}_{n=1}^N \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Wykonane obliczenia porównano z wynikami podanymi w pracy [6]. Najpierw wykonano obliczenia dla danych z pozycji [6], gdzie przyjęto ustaloną liczbę wzorców uczących $L = 26$ i testujących $T = 5$ (w pracy [5] były to wzorce o numerach 5, 10, 16, 18, 27). W tabeli 1. wyniki dla tej sieci (oznaczono ją jako sieć 2 o architekturze 4-3-1, która ma liczbę neuronów ukrytych $H = 3$ i $LPS = 19$) pokazano pod wynikami dla sieci 1 z pracy [6]. Sieć 1 jest większa niż sieć 2, gdyż ma $H = 4$ neurony ukryte, co dla architektury 4-4-1 daje $LPS = 25$.

Tabela 1. Wartości błędów i współczynników statystycznych dla różnych sieci i zbiorów uczących oraz testujących

Sieć	Architektura	LPS	$MSE \times 10^3$		ARE [%]		$\sigma(P)$	$r(P)$
			L	T	L	T		
1	4-4-1	25	0,08	0,32	3,0	5,8	0,011	0,964
2	4-3-1	19	0,09	0,30	3,3	5,4	0,011	0,965
3	4-3-1	19	0,05	0,45	2,7	5,3	0,010	0,966

Pierwszym istotnym wynikiem jest to, że optymalna sieć 2 o architekturze 4-3-1 daje wyniki porównywalne z siecią 1. Nie można jednak wyciągać zbyt szczegółowych wniosków ze względu na małą liczebność zbioru testującego. Wyniki dla sieci 1 otrzymano na podstawie wielokrotnej krzyżowej walidacji jako średnie ze 100-krotnego losowego wyboru $T = 5$ wzorców testujących i uczenia na $L = 26$ wzorcach podzbiorów będących dopełnieniem do zbioru \mathcal{P} , tj. $L = \mathcal{P}/\mathcal{T}$.

Mało liczny zbiór \mathcal{V} silnie wpływa na wartości błędów i współczynników statystycznych. W tabeli 2. zestawiono wyniki obliczeń za pomocą sieci 4-3-1 dla 10 losowo wybranych zbiorów \mathcal{T} . Wartości średnie podane w tab. 2. dla sieci

3 są bardzo bliskie wartościom, jakie otrzymano dla sieci 4-4-1 oznaczonej jako sieć 1.

Wpływ wielkości i wyboru zbiorów wpływa na krzywą $\ln CW$ oraz krzywą błędów testowania i walidacji. Na rysunku 6. pokazano te krzywe dla losowo wybranych zbiorów o liczebności $L = 26$ i 19. W przypadku $L = 26$ wybrano zbiór odpowiadający 8. wierszowi tab. 2.

Widać, że w zależności od wyboru zbioru walidującego krzywe $\ln CW(H; L)$ mogą dawać różne wartości $H_{\text{opt}}^{CW}(L)$. Tak więc np. dla $L = 19$ można otrzymać $H_{\text{opt}}^{CW} = 1, 2$.

Tabela 2. Wartości błędów i współczynników statystycznych dla 10 losowo wybranych zbiorów uczących i testujących o liczebności odpowiednio $L = 26$ i $T = 5$

MSE(L)e+3	MSE(V)e+3	APE(L)	APE(V)	RMSE(P)	r(P)
0,0755	0,1688	3,1420	5,7263	0,0095	0,9731
0,0528	1,3582	2,7768	10,9914	0,0162	0,9242
0,0496	0,0212	2,6302	1,9097	0,0067	0,9867
0,0647	0,5851	3,1971	6,5053	0,0122	0,9564
0,0564	0,0259	2,7456	2,0475	0,0072	0,9847
0,0504	0,0130	2,6744	1,7488	0,0067	0,9869
0,0610	0,0338	2,8085	2,2424	0,00075	0,9832
0,0561	0,4773	2,8560	4,9564	0,0111	0,9636
0,0382	1,3106	2,2220	10,9115	0,0156	0,9341
0,0293	0,5363	1,9847	6,1782	0,0105	0,9693
mean:					
0,0534	0,04530	2,7037	5,3218	0,0103	0,9662

Na tym samym rysunku (rys. 6.) pokazano też krzywą walidacji dla losowo wybranego zbioru walidującego o $V = 12$, która daje $H_{\text{opt}}^V = 3$, ale małe błędy tej walidacji występują również dla $H = 1, 2$.

4. Uwagi i wnioski

1. W pracy przedstawiono kryterium MML (ang. *Maximum of Marginal Likelihood*) oparte na obliczaniu maksymalnej wartości funkcji $\ln CW$, gdzie $CW = p(D | \alpha, \beta)$ jest prawdopodobieństwem całkowitej wiarygodności w mianowniku wzoru Bayesa dla zbioru danych \mathcal{D} , uwarunkowanych wartościami hiperparametrów α i σ^2 .

2. Kryterium MML może zastąpić kryterium minimum błędu walidacji krzyżowej (ang. *cross-validation*). Kryterium MML można stosować dla dowolnego zbioru danych, w szczególności do zbioru uczącego, lecz bez potrzeby tworzenia walidującego zbioru danych.

3. Kryterium MML daje lepsze oszacowania wartości charakteryzującej sztuczną sieć neuronową niż metoda walidacji krzyżowej, która może dawać wyniki rozmyte.

4. Skuteczność stosowania kryterium MML wykazano na dwóch przykładach, w których szacowano optymalną wartość parametru regularyzacji λ w sieci neuronowej z radialnymi funkcjami bazowymi lub optymalną liczbę neuronów H w warstwie ukrytej jednokierunkowej sieci dwuwarstwowej.

5. Autorzy nie spotkali się ze stosowaniem kryterium MML w deterministycznych sieciach neuronowych, pomimo używania go we wnioskowaniu bayesowskim. Pierwsze wyniki publikowane w tej pracy są tak obiecujące, że prowadzone są dalsze badania stosowania kryterium MML, zwłaszcza w odniesieniu do problemów z mało licznymi zbiorami danych.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego nr N N506 1814 33, pt. „Zastosowania bayesowskich sieci neuronowych w mechanice materiałów i konstrukcji”, przyznanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego.

Dedykacja

Niniejszą pracę poświęcamy pamięci dr. hab. inż. Władysława Łakoty, profesora Politechniki Rzeszowskiej. Zwłaszcza pierwszy z autorów tej pracy miał możliwość bezpośredniej współpracy z Profesorem W. Łakotą. Mógł więc docenić wysoki poziom merytoryczny wykonywanych prac naukowo-badawczych, a przede wszystkim mistrzowski kunszt, rzetelność i wyjątkowy talent w zakresie prac doświadczalnych. Współpraca z Profesorem była też okazją spotkania Prawego Człowieka, również w zakresie dydaktyki i zwracania uwagi na aspekty wychowawcze w kontaktach ze studentami. Za takie nauki dziękujemy Ci Władku!

Literatura

- [1] Haykin S., *Neural Networks: A Comprehensive Foundation*. Prentice Hall Intern., Upper Saddle River, NJ 1999
- [2] Waszczyszyn Z. (ed.), *Neural Networks in the Analysis and Design of Structures*. CISM Courses and Lectures, no. 404, Springer, Wien – New York 1999
- [3] Bishop Ch., *Pattern Recognition and Machine Learning*. Springer, 2006
- [4] Tipping M., *Bayesian inference: an introduction to principles and practice in machine learning*. [In:] O. Bousquet et al. (eds.), *Advanced Lectures on Machine Learning*, Springer, 2004, 41-62
- [5] Kuźniar K., *Analiza drgań budynków ścianowych o średniej wysokości podlegających wstrząsom górniczym z wykorzystaniem sieci neuronowych*. Monografia 310, Seria: Inżynieria Łądowa. Politechnika Krakowska, Kraków 2004

- [6] Kuźniar K., Waszczyszyn Z., *Neural networks for the simulation and identification of building subjected to paraseismic excitations*. [In:] N.D. Lagaros, Y. Tsompanakis (eds.), *Intelligent Computational Paradigms in Earthquake Engineering*, Idea Group Publishing, Hershey 2007
- [7] Ciesielski R., Kuźniar K., Maciąg E., Tataro T., *Empirical formulae for fundamental natural period of buildings with load bearing walls*. *Archives of Civil Engineering*, 38, 1992, 291-299
- [8] Nabney I., *NETLAB – Algorithms for Pattern Recognition*. Springer, Printed in Great Britain, 2003

CRITERION OF MAXIMUM MARGINAL LIKELIHOOD INSTEAD OF CROSS-VALIDATION FOR DESIGN OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

Summary

The cross-validation method is commonly applied in the design of Artificial Neural Networks (ANNs). In the paper the design of ANN is related to searching of an optimal value of the regression parameter $\ln\lambda_{\text{opt}}$ or the number of neurons H_{opt}^V in the hidden layer of network. The cross-validation error has a minimal value, vs. the training error curve which is monotonically decreasing. In order to change the design criterion, the marginal likelihood curve, taken from Bayesian approach, can be used. A corresponding formula for the plotting of the $\ln \text{Mal}(H)$ curve is shortly discussed. The criterion MML (Maximum Marginal Likelihood), applied to find optimal values of design parameters, is illustrated on two numerical examples. The obtained results enable us to formulate a conclusion that the criterion MLM can be used instead of the cross-validation method. This conclusion is of practical value (especially for small data sets), since it permits to design ANNs without formulation of a validation set of patterns.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.

Szczepan WOLIŃSKI
Politechnika Rzeszowska

PROBABILISTYCZNA OCENA TRWAŁOŚCI ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH

Artykuł dotyczy probabilistycznej oceny trwałości elementów konstrukcji żelbetowych na podstawie opisu procesów inicjacji korozji i zarysowania. W celu oszacowania czasu inicjacji korozji zbrojenia i krytycznego stopnia destrukcji elementów żelbetowych wykorzystano prawa dyfuzji Ficka i model opisujący przyrost objętości produktów korozji zbrojenia, umożliwiającą określenie: chwili inicjacji zarysowania, przebiegu rozwoju rys korozyjnych oraz odspojenia otuliny zbrojenia. Ze względu na niepewności związane z opisem procesów destrukcji i ich wpływu na redukcję trwałości elementów żelbetowych zastosowano podejście probabilistyczne. Ilościowa ocena trwałości i poziomu bezpieczeństwa elementów wymaga zastosowania probabilistycznej miary niezawodności. Mogą to być miary standardowe w postaci częściowych współczynników bezpieczeństwa, wskaźnika niezawodności lub prawdopodobieństwa przetwarzania. Przedstawiono również propozycję zastosowania nowej miary bezpieczeństwa, w postaci ryzyka związanego z degradacją elementów wskutek procesów korozji. Zastosowanie tej miary umożliwia uwzględnienie prawdopodobieństwa redukcji trwałości elementu i jej konsekwencji.

1. Wprowadzenie

We współczesnych normach projektowania konstrukcji z betonu zalecenia dotyczące trwałości konstrukcji są sformułowane w sposób pośredni, w formie zalecenia mówiącego, że „konstrukcję należy tak zaprojektować, aby przez cały okres użytkowania w zadanych warunkach i przy zadanej konserwacji – odpowiadała założonemu przeznaczeniu” [1, 2]. Wyrazem deterministycznego podejścia do zapewnienia trwałości elementów żelbetowych jest koncepcja powiązania oddziaływania agresywnego środowiska z zabezpieczeniami materiałowo-strukturalnymi, m.in.: minimalną klasą betonu, ilością i rodzajem cementu, wskaźnikiem wodno-cementowym, minimalnym napowietrzeniem, minimalną grubością otuliny zbrojenia i dopuszczalną szerokością rozwarcia rys. Ilościowy opis trwałości z uwzględnieniem najważniejszych czynników powodujących destrukcję betonu i stali zbrojeniowej oraz jej mechanizmów jest od wielu lat przedmiotem badań i wielu publikacji, m.in. prac [3-5]. Dominuje podejście deterministyczne, a próby uwzględnienia niepewności związanych z przebie-

giem procesu destrukcji sprowadzają się najczęściej do korekty częściowych współczynników bezpieczeństwa lub wskaźnika niezawodności [6].

Wyniki badań trwałości wykonywane w warunkach laboratoryjnych i na istniejących konstrukcjach żelbetowych wykazują bardzo duży rozrzut oraz wrażliwość na zmiany kontrolowanych i przypadkowych czynników. Świadczy to o znacznej niepewności związanej z przebiegiem procesów degradacji żelbetu, której przyczyny nie zostały dotąd dostatecznie rozpoznane i opisane. Deterministyczny opis procesów degradacji jest w tej sytuacji zbyt uproszczony i niezgodny z powszechnie stosowaną półprobabilistyczną metodą weryfikacji niezawodności konstrukcji. Zastosowanie metod probabilistycznych do projektowania i oceny stanu konstrukcji żelbetowych umożliwia ilościowy opis stanu konstrukcji na odpowiednim poziomie ufności, ocenę niezawodności w każdym stadium destrukcji, ilościowe określenie wpływu czynników powodujących zmniejszenie trwałości oraz ulepszenie strategii utrzymania.

W pracy przedstawiono przegląd ważniejszych modeli deterministycznych destrukcji betonu i stali zbrojeniowej oraz założenia, metody i procedury związane z uproszczoną i w pełni probabilistyczną metodą opisu oraz oceny trwałości elementów i konstrukcji żelbetowych. Wskazano ponadto na możliwość wykorzystania do oceny trwałości elementów żelbetowych analizy ryzyka.

2. Modele deterministyczne destrukcji żelbetu

2.1. Wiadomości wstępne

Ograniczając rozważania do destrukcji spowodowanej oddziaływaniem środowiska zewnętrznego, stwierdza się, że degradacja konstrukcji żelbetowych może być wynikiem korozji betonu, stali zbrojeniowej lub równolegle przebiegających procesów korozji betonu i zbrojenia. Z reguły korozję zbrojenia poprzedzają jednak zmiany w betonie wywołane wpływami środowiska. W normach projektowania konstrukcji z betonu [1, 2] wyróżniono 6 klas ekspozycji: (1) brak ryzyka korozji lub agresji środowiska, (2) korozja wywołana karbonatyzacją, (3) korozja wywołana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej, (4) korozja wywołana chlorkami z wody morskiej, (5) agresywne oddziaływanie zamrażania/odmrażania z lub bez środków odladzających, (6) agresja chemiczna. Przebieg procesów destrukcji konstrukcji żelbetowych można podzielić na następujące etapy:

- karbonatyzacja betonu otuliny zbrojenia wskutek migracji w strukturę porów kwaśnych gazów z powietrza lub/i nasycenia betonu substancjami agresywnymi wobec stali,
- inicjacja i rozwój korozji stali zbrojeniowej, pojawienie się pierwszych rys korozyjnych i ich rozwój,
- pęknięcia i odspojenia otuliny zbrojenia,

- postępująca redukcja sztywności i nośności elementów żelbetonowych,
- osiągnięcie stanu granicznego ugięć lub nośności elementów i konstrukcji.

2.2. Karbonatyzacja i nasycenie otuliny zbrojenia substancjami agresywnymi

Przemieszczanie się frontu karbonatyzacji lub skażenia betonu substancjami powodującymi korozję zbrojenia (np. chlorkami) następuje w wyniku dyfuzji substancji z otoczenia. Przepływ substancji przez system porów w betonie opisują równania dyfuzji zwane prawami Ficka: pierwsze określa strumień masy, drugie – szybkość zmiany stężenia [4]. Na podstawie tych praw można obliczyć stężenie substancji przenikającej do betonu na głębokość x w czasie t , oznaczone przez $C(x, t)$:

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (1)$$

gdzie: $C_0 = C(x = 0, t)$ – stała wartość stężenia na powierzchni betonu,
 $\operatorname{erf}(\dots)$ – funkcja błędu,
 D – współczynnik dyfuzji substancji przenikającej do betonu.

W przypadku karbonatyzacji otuliny zbrojenia powszechnie stosowany jest uproszczony wzór na grubość warstwy zubożonego betonu x , zakładający wykładniczy przebieg procesów degradacji [4-6]:

$$x = k t^n \quad (2)$$

gdzie: $k = (0,01-3)$ [mm/rok]^{1/2} – empiryczny współczynnik karbonatyzacji,
 t – czas w latach,
 $n = (0,5-2)$ – współczynnik zależny od rodzaju procesów degradacji; zwykle przyjmuje się $n = 0,5$ w przypadku dyfuzji CO₂, Cl⁻, SO₂, $n = 1,0$ dla korozji mrozowej i większości przypadków agresji chemicznej, $n = 1-2$ przy łącznym działaniu kilku procesów korozyjnych.

Bardziej złożony wzór empiryczny do obliczania głębokości karbonatyzacji, oparty na zależności (2), uwzględniający wpływ kilku dodatkowych czynników, przedstawiono w opracowaniu [7]:

$$x = \sqrt{2k_1 k_2 k_3 \Delta c} \sqrt{\frac{D_{nom}}{a}} t \left(\frac{t_0}{n} \right)^n \quad (3)$$

gdzie: k_1, k_2, k_3 – współczynniki zależne od średniej zawartości wilgoci w betonie, pielęgnacji betonu i stosunku w/c,

Δc – różnica stężeń CO_2 na powierzchni betonu i na głębokości x ,

D_{nom} – współczynnik dyfuzji CO_2 ,

a – ilość CO_2 potrzebna do karbonatyzacji jednostkowej objętości betonu,

t, t_0 – czas i czas odniesienia,

n – współczynnik opisujący wysychanie i zawilgocenie konstrukcji.

W pracy [8] przedstawiono wzór na obliczenie stopienia uszkodzenia konstrukcji $Z(t)$, rozumianego jako stopień karbonatyzacji betonu, po upływie czasu eksploatacji t :

$$Z(t) = Z_0 + \beta t^n \quad (4)$$

gdzie: Z_0 – wstępne uszkodzenie,

β – parametr kinetyczny,

$n = n_\omega n_\phi n_T n_{\text{CO}_2} n_R$ – współczynnik uszkodzenia równy iloczynowi współczynników zależnych od: stosunku w/c, wilgotności względnej powietrza, temperatury, procentowej zawartości CO_2 i jednorodności struktury betonu.

Do określenia koncentracji chlorków na powierzchni prętów zbrojenia C autorzy pracy [9] zalecają stosowanie wzoru ustalonego na podstawie praw Ficka, w postaci:

$$C = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0,1c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right\} \quad (5)$$

gdzie: C_0 – stężenie chlorków na powierzchni betonu,

c – grubość otuliny zbrojenia,

t – czas penetracji chlorków,

D_c – pozorny współczynnik dyfuzji chlorków obliczany z zależności:

$$\log D_c = -6,77(w/c)^2 + 10,10(w/c) - 3,14.$$

2.3. Inicjacja i rozwój korozji stali zbrojeniowej oraz rozwój rys korozyjnych

Po inicjacji korozji w czasie t następuje redukcja początkowych średnic prętów zbrojenia d_0 , której przebieg można według autorów pracy [10] opisać za pomocą wzoru:

$$d(t) = d_0 - c_{kor} i_{kor} t \quad (6)$$

gdzie: c_{kor} – współczynnik korozji,

i_{kor} – szybkość korozji,

wyznaczane doświadczalnie.

Rysy korozyjne pojawiają się, gdy objętość produktów korozji przekroczy objętość porów w warstwie otuliny o grubości około 10-20 μm bezpośrednio przylegającej do prętów zbrojenia. Liu i Weyers [11] proponują obliczać szybkość powstawania rdzy na powierzchni pręta zbrojenia w czasie t od inicjacji korozji, z równania:

$$\frac{dW_r(t)}{dt} = k_{kor}(t) \frac{1}{W_r(t)} \quad (7)$$

gdzie: $W_r(t)$ – ilość rdzy po upływie t lat od inicjacji korozji [kg/m],

$k_{kor}(t)$ – współczynnik proporcjonalny do szybkości korozji i_{kor} :

$$k_{kor}(t) \cong 0,00038d(t)i_{kor}(t).$$

Z równania (7) można obliczyć czas t_{rys} od inicjacji korozji do pojawienia się pierwszej rysy korozyjnej:

$$t_{rys} = W_r^2 / 2k_{kor} \quad (8)$$

Badania doświadczalne rozwoju rys korozyjnych na belkach żelbetowych wykonane przez Andrade'a z zespołem [12] wykazały, że przyrost szerokości rysy w czasie Δt od pojawienia się pierwszej rysy korozyjnej jest proporcjonalny do ubytku średnicy pręta Δd , ze współczynnikiem proporcjonalności $\gamma = 1,5-5$. Przekroczenie wartości granicznej szerokości rozwarcia rysy korozyjnej, zazwyczaj 0,2 mm, można uznać za początek odspajania otuliny zbrojenia. Czas od inicjacji korozji prętów zbrojenia i odspajania otuliny obliczony na podstawie zależności (6)-(8) mieści się w bardzo szerokim przedziale, ale zwykle wynosi kilkanaście lat.

Wzory stosowane do obliczania stopnia destrukcji betonu i trwałości definiowanej jako czas pozostały do osiągnięcia przez konstrukcję stanu granicznego, mają z reguły charakter zależności statystycznych w postaci krzywych regresji drugiego rodzaju. Postać funkcji, której współczynniki są wyznaczone na podstawie wyników badań doświadczalnych, jest najczęściej przyjmowana zgodnie z prawami Ficka. Ilościowy opis degradacji elementów żelbetowych dotyczy prawie wyłącznie pojedynczych procesów, najczęściej karbonatyzacji betonu otuliny zbrojenia lub koncentracji chlorków na powierzchni prętów zbrojenia. W praktyce z reguły zachodzi kilka procesów równocześnie, powodując zwykle wzmocnienie efektów poszczególnych szkodliwych czynników i skrócenie czasu destrukcji.

W literaturze przedmiotu trwałość żelbetu utożsamia się zwykle z czasem do inicjacji korozji zbrojenia, zakładając, że jest to czas znacznie dłuższy niż pozostałych etapów destrukcji, obejmujących: rozwój korozji stali zbrojeniowej, pojawienie się pierwszych rys korozyjnych i ich rozwój, powstawanie pęknięć i ubytków w betonie otuliny zbrojenia i osiągnięcie stanu granicznego ugięć lub nośności elementu. Nieliczne prace dotyczą również rozwoju korozji zbrojenia, propagacji rys spowodowanych korozją i odspajania otuliny prętów zbrojenia, aż do osiągnięcia stanu granicznego nośności elementów.

Wyniki badań elementów laboratoryjnych i użytkowanych konstrukcji żelbetowych wykazują bardzo duży rozrzut. Porównanie trwałości elementów żelbetowych prognozowanej na podstawie zależności zweryfikowanych w warunkach laboratoryjnych z trwałością obserwowaną w praktyce świadczy o bardzo małej dokładności wzorów empirycznych. Wynika to ze znacznej niepewności charakteryzującej przebieg procesów destrukcji żelbetu i identyfikacji oddziaływań korozyjnych oraz trudności związanych z opisem istotnych efektów synergistycznych.

3. Probabilistyczna ocena trwałości

3.1. Wiadomości wstępne

Probabilistyczne modelowanie procesów destrukcji żelbetu wiąże się z rozpoznaniem i opisem niepewności charakteryzującej uwzględnione zmienne i modele. Dominującym rodzajem niepewności jest w tym przypadku losowa niepewność fizyczna, związana z naturalną zmiennością oddziaływań korozyjnych, właściwości chemicznych, fizycznych i mechanicznych betonu oraz stali zbrojeniowej. Duże znaczenie ma również niepewność modelowa, wynikająca z niedoskonałości modeli matematycznych stosowanych do opisu procesów destrukcji, w tym pomijanie istotnych czynników i efektów synergistycznych. Mniejsze znaczenie można przypisać niepewności statystycznej.

Bezpośrednia zależność od czasu czynników destrukcji, przebiegu procesu degradacji i w rezultacie stanu technicznego elementów żelbetowych jest przyczyną znacznych komplikacji związanych z modelowaniem i obliczeniami. Ważnym zagadnieniem jest ponadto dostosowanie modeli procesów destrukcji do przyjętej metody zapewnienia i weryfikacji niezawodności konstrukcji oraz uwzględnienie odpowiedniego poziomu analizy, tzn. rozróżnienie użyteczności, nośności i niezawodności elementów, a także całej konstrukcji.

Wszystkie zmienne występujące we wzorach (1)-(8) charakteryzują się bardzo dużą zmiennością i mogą być traktowane jako zmienne losowe. Jednak dane na temat rozkładów rozważanych zmiennych i wartości ich parametrów, w szczególności współczynników zmienności v , są bardzo ograniczone i zróżnicowane. Dalej zestawiono na podstawie literatury kilka przykładów oceny

typu i parametrów zmiennych decydujących o trwałości elementów żelbetowych [4-12]:

- stężenie substancji agresywnej na powierzchni betonu; rozkład N (normalny) lub LN (logarytmo-normalny),
- współczynnik dyfuzji: rozkład N lub LN, $\nu = 0,17-0,91$,
- krytyczne stężenie substancji agresywnej na powierzchni zbrojenia; rozkład N, $\nu = 0,17-0,375$,
- grubość betonu otuliny zbrojenia: rozkład N, $\nu = 0,20-0,50$,
- czas do inicjacji korozji zbrojenia: rozkład W (Weibulla), $\nu \cong 0,38$, $\gamma_1 \cong +1,8$ (γ_1 współczynnik skośności),
- czas od inicjacji korozji zbrojenia do zarysowania otuliny: rozkład W, $\nu \cong 0,58$, $\gamma_1 \cong 0$,
- czas od zarysowania do odspojenia otuliny zbrojenia: rozkład W, $\nu \cong 0,45$, $\gamma_1 \cong 0$.

3.2. Ocena trwałości a niezawodność elementów żelbetowych

W zależności od przyjętej metody oceny niezawodności konstrukcji stosowane są następujące miary niezawodności:

- **w metodach deterministycznych:** globalny współczynnik bezpieczeństwa $s = \bar{R}/\bar{S}$, czyli stosunek średniej nośności do średniej wartości efektu oddziaływań,
- **w metodach półprobabilistycznych:** częściowe współczynniki bezpieczeństwa $R_k/R_d = \gamma_m$ oraz $S_d/S_k = \gamma_f$, gdzie: R_k, S_k, R_d, S_d – wartości charakterystyczne i obliczeniowe nośności i efektu oddziaływań,
- **w metodach probabilistycznych uproszczonych:** wskaźnik niezawodności β , czyli stosunek wartości oczekiwanej do odchylenia standardowego odstępu bezpieczeństwa $\Delta = (R - S)$, $\beta = m_{(R-S)} / \sigma_{(R-S)} \geq \beta_{\min}$,
- **w metodach probabilistycznych:** prawdopodobieństwo nieprzekroczenia wartości granicznych $q_f = 1 - \int_F f(z) dz$, gdzie F – obszar stanów niebezpiecznych, z – wektor n zmiennych losowych o funkcji gęstości rozkładu $f(z)$.

Zgodnie z przyjętą definicją trwałości elementu lub konstrukcji żelbetowej jako czasu do osiągnięcia określonego stanu granicznego, metoda oceny trwałości powinna być zgodna z metodą oceny niezawodności.

Deterministyczne podejście ilościowe do zagadnień trwałości jest zgodne z historycznymi metodami projektowania i oceny niezawodności (bezpieczeństwa) konstrukcji. Dostosowanie oceny trwałości do powszechnie dziś stosowanej półprobabilistycznej metody projektowania wiąże się najczęściej z korektą

częściowego współczynnika bezpieczeństwa nośności lub użyteczności elementu bądź konstrukcji γ_R [6]:

$$\gamma_R = \gamma_{R'} \varphi_D \varphi_P \varphi_M \quad (9)$$

gdzie: $\gamma_{R'}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa bez uwzględnienia destrukcji korozyjnej,

$\varphi_D, \varphi_P, \varphi_M$ – empiryczne współczynniki korekcyjne związane z rozważanym procesem korozyjnym, przewidywanymi zabezpieczeniami i strategią utrzymania.

Liczba i rodzaj częściowych współczynników korekcyjnych mogą być różne, w zależności od zakresu informacji na temat procesów destrukcji, przewidywanych lub zrealizowanych zabezpieczeń antykorozyjnych, poziomu kontroli, wykonawstwa i planu utrzymania. Podstawowym problemem jest ustalenie wartości współczynników korekcyjnych i ocena możliwości ich ekstrapolacji.

W przypadku projektowania konstrukcji uproszczoną metodą probabilistyczną, na przykład metodą wskaźnika niezawodności β , koryguje się zwykle parametry pozycji i rozproszenia nośności lub użyteczności [6]:

$$\beta = (\varphi_1 \varphi_2 \dots \varphi_n m_R - m_S) / \sqrt{(\varphi_1 \varphi_2 \dots \varphi_n)^2 \sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (10)$$

gdzie: $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ – empiryczne współczynniki korekcyjne,

m_R, m_S – wartości oczekiwane nośności i efektu oddziaływań,

σ_R^2, σ_S^2 – wariancje nośności i efektu oddziaływań.

Bardziej poprawnym sposobem oceny wpływu czynników powodujących destrukcję żelbetu na trwałość jest uwzględnienie losowego charakteru zmieniających się decydujących o przebiegu procesów destrukcji korozyjnej i obliczenie, zgodnie z zasadami rachunku prawdopodobieństwa, wartości wskaźnika niezawodności.

Jeżeli rozważany mechanizm destrukcji żelbetu można przedstawić w postaci zależności miary degradacji od czasu eksploatacji elementu, do oceny trwałości można zastosować metodę w pełni probabilistyczną. Prawdopodobieństwo nieprzekroczenia stanu granicznego jest miarą niezawodności w tej metodzie, a nośność lub użyteczność elementu można przedstawić jako funkcję losową czasu $R(X_1, X_2, \dots, X_n, t)$, gdzie $X_i, i = 1, 2, \dots, n$ – zmienne losowe uwzględnione w obliczeniach. Funkcja stanu $f(Z = R - S)$ jest procesem losowym, co powoduje poważne trudności obliczeniowe nawet w przypadku oceny trwałości jedynie przekrojów konstrukcji.

Wśród wielu propozycji rozwiązania tego zagadnienia można wymienić:

- sprowadzenie zagadnienia do niezależnego od czasu, który to sposób jest stosowany wówczas, gdy mechanizm destrukcji da się opisać monotoniczną funkcją czasu, lub gdy proces losowy można zastąpić bez znacznego ubytku informacji rozkładami maksimumów lub minimumów, w założonym okresie eksploatacji $X = \max_T[p(t)]$ lub $X = \min_T[p(t)]$,
- w przypadku ciągłych procesów ergodycznych (całkowanie po czasie można zastąpić całkowaniem po realizacjach) do górnego oszacowania maksimumów można wykorzystać formułę Rice'a,
- rozwiązania analityczne są możliwe w tylko w nielicznych szczególnych przypadkach,
- całkowanie numeryczne jest efektywne, jeśli funkcja stanu $f(Z = R - S)$ zawiera nie więcej niż 5-6 zmiennych i obszar całkowania jest z góry znany,
- efektywnym sposobem rozwiązania jest metoda symulacji losowej, nawet w najprostszej podstawowej wersji [13].

3.3. Zastosowanie analizy ryzyka oceny trwałości

Ryzyko jest miarą zagrożenia definiowaną zwykle jako kombinacja prawdopodobieństwa i skutków zajścia niepożądanego zdarzenia [14, 15]. Zagrożenie, w odniesieniu do trwałości, oznacza degradację konstrukcji powodującą możliwość utraty życia i zdrowia ludzi oraz straty materialne, społeczne, ekologiczne. Procesy destrukcji mogą być traktowane jako wielkości losowe E_i o prawdopodobieństwie $p(E_i)$ przekroczenia w czasie eksploatacji elementu wartości krytycznej, powodujące straty D_i związane z ich wystąpieniem. Ryzyko H związane z wystąpieniem n procesów destrukcji można obliczyć za pomocą wzoru:

$$H = \sum_{i=1}^n p(E_i)D_i \leq H_d \quad (11)$$

gdzie H_d – ryzyko dopuszczalne o wartości zależnej od możliwości zagrożenia życia i zdrowia ludzi oraz/lub kosztów inwestycji, napraw, remontów, przedwczesnego wyłączenia konstrukcji z eksploatacji, a także ewentualnych kosztów ekologicznych i społecznych.

Prawdopodobieństwo przedwczesnego wyłączenia konstrukcji z eksploatacji lub zniszczenia w wyniku konkretnego procesu destrukcji można oszacować na podstawie teorii wartości ekstremalnych. Wartości ekstremalne mają rozkłady asymptotycznie zbieżne do rozkładów wartości maksymalnych lub minimalnych: typu I – nieograniczonych i wykładniczo opadających prawostronnie lub lewostronnie, typu II – ograniczonych od dołu przez zero i wykładniczo opada-

jących prawostronnie, typu III – ograniczonych jednostronnie przez zero i wykładniczo opadających. W przypadku destrukcji żelbetu (karbonatyzacja betonu, wnikanie substancji agresywnych) mają zastosowanie rozkłady maksimów typu I lub II, czyli modele Gumbela lub Fréchéta.

Ilościowa ocena strat związanych z destrukcją żelbetu, które mogą stanowić zagrożenie dla życia i zdrowia ludzi jest zagadnieniem bardzo trudnym i budzącym wiele wątpliwości, przede wszystkim natury etycznej. Znacznie łatwiejsze, chociaż także obarczone pewną dozą subiektywizmu, jest oszacowanie strat ekonomicznych [15].

4. Wnioski

Deterministyczne modele trwałości żelbetu oparte na prawach Ficka, opisujących wnikanie w strukturę betonu substancji powodujących korozję zbrojenia oraz na opisie zarysowania i odpajania betonu ze wzrostem objętości produktów korozji stali zbrojeniowej pozwalają na bardzo zgrubną ocenę trwałości elementów i konstrukcji żelbetowych. Z drugiej strony, wyniki badań doświadczalnych procesów korozji i trwałości żelbetu charakteryzuje bardzo duży rozrzut. Wynika to ze znacznej niepewności związanej z przebiegiem procesów destrukcji, identyfikacją oddziaływań korozyjnych i opisem efektów synergicznych.

Doskonalenie opisu i oceny trwałości żelbetu oraz ich dostosowanie do współczesnych metod projektowania oraz oceny niezawodności konstrukcji wymaga zastosowania modeli probabilistycznych. Formalnie, wymagania te spełnia model w postaci procesu losowego. Jednak uproszczone modele probabilistyczne i zastosowanie do obliczeń numerycznych metod symulacyjnych umożliwiają już dzisiaj ich praktyczne zastosowania. Perspektywicznie, zastosowanie analizy ryzyka wydaje się być najlepszą metodą oceny trwałości elementów i konstrukcji budowlanych.

Literatura

- [1] PN-B-03264:2002, *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone*. PKN, Warszawa 2002
- [2] EN 1992-1-1 Eurocode 2, *Design of Concrete Structures. General Rules for Structures*
- [3] Czarnecki L. i inni, *Chemia w budownictwie*. Arkady, Warszawa 1994
- [4] Ściślewski Z., *Ochrona konstrukcji żelbetowych*. Arkady, Warszawa 1999
- [5] Fagerlund G., *Trwałość konstrukcji betonowych*. Arkady, Warszawa 1997
- [6] Faber M., Melchers R., *Aspects of safety in design and assessment of deteriorating structures*. Conf. Report, Int. Conf. On Safety Reliability, Malta 2001, 161-166
- [7] *New approach to durability of reinforced concrete. An example for carbonation induced corrosion*. CEB Bulletin d'Information, no. 238, ECS, January 2000

- [8] Ślusarek J., *The durability model of selected building structures*. *Archives of Civil Engineering*, vol. LII, Issue 3, 505-518
- [9] Akiyama M., Li Y. et.al., *Application of reliability theory to the durability design of concrete structures subjected to corrosion*. Proc.2nd Int. Congress fib., Naples, 5-8 June 2006, ID 15-6
- [10] Thoft-Christensen P., *Modeling of the deterioration of reinforced structures*. Proc. 9th IFIP WG 7.5 Working Conf. on Reliability and Optimization of Structural Systems. The University of Michigan, Ann Arbor 2000, 15-26
- [11] Liu Y., Weyers R., *Modeling of the time to corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures*. *ACI Journal*, 95, 1998, 675-681
- [12] Andrade C. et.al., *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I*. *Materials and Structures*, 26, 1993, 453-464
- [13] Woliński SZ., *Wymiarowanie elementów żelbetowych metodą symulacji Monte Carlo*. *Inżynieria i Budownictwo*, 6, 2002, 335-337
- [14] Vrouwenvelder T. et.al., *Risk Assessment and Risk Communication in Civil Engineering*. CIB Report, Publication 259, Rotterdam 2001
- [15] Woliński SZ., *Analiza ryzyka a niezawodność konstrukcji budowlanych*. *Inżynieria i Budownictwo*, 5, 2006, 270-274

PROBABILISTIC ASSESSMENT OF DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Summary

The paper deals with probabilistic assessment of the durability of reinforced concrete elements on the basis of modeling the corrosion initiation and cracking. The Fick's laws of diffusion and the model of rust products expansion that control initial cracking, evolution of cracks and concrete spalling are used to calculate the time to initiation of reinforcement corrosion and the time to critical deterioration of reinforced concrete elements. To deal with uncertainties involved in modeling deterioration mechanisms of reinforced concrete and performance decrement, stochastic methods should be applied. By quantifying durability performance, the reliability measures: partial safety factors, reliability index or probability of survival, are set to make sure of the safety level. A new measure, the risk associated with a hazard of corrosion deterioration and its consequences is proposed.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2007 r.