

Badania charakterystyk dynamicznych zarysowanych ram żelbetowych

W lutym i marcu 1998 roku w ISMES (Instytut Mechaniki Eksperymentalnej) w Bergamo we Włoszech wykonano projekt badawczy finansowany z funduszy Wspólnoty Europejskiej, dotyczący badań dynamicznych na stole wstrząsowym dwu dużych, identycznych ram żelbetowych. Celem eksperymentu było dokonanie oceny wpływu stopnia zarysowania (uszkodzenia) konstrukcji żelbetowych na ich charakterystyki dynamiczne. Obie ramy poddano cyklowi wymuszeń kinematycznych o zwiększającej się intensywności. Duży zbiór zarejestrowanych pomiarów postanowiono poddać niezależnym, szczegółowym badaniom zgodnie z potrzebami uczestników projektu.

W artykule opisano szczegóły przeprowadzonego eksperymentu oraz przedstawiono wstępne wyniki identyfikacji dynamicznej obu ram żelbetowych.

Sformułowanie problemu

Rozważmy znane równanie zagadnienia własnego

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = 0, \quad (1)$$

w którym:

- \mathbf{q} – wektor opisujący drgania układu dyskretnego,
- \mathbf{M} – macierz bezwładności,
- \mathbf{K} – macierz sztywności.

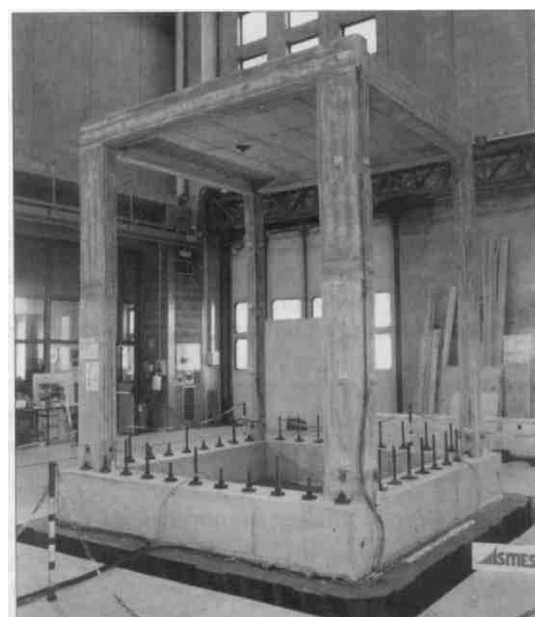
Rozwiązaniem równania (1) są częstotliwości kołowe drgań własnych ω_i [rad/s] lub f_i [Hz] oraz wektory własne \mathbf{w}_i . Dla prętowej konstrukcji żelbetowej elementy macierzy sztywności są bezpośrednimi funkcjami sztywności EJ poszczególnych prętów. Wszelkie zmiany w sztywnościach prętów będą miały zatem wpływ na częstotliwości rezonansowe oraz postacie drgań własnych. Wpływ ten jest trochę osłabiony przez fakt, że bezpośrednimi rozwiązaniami równania (1) są kwadraty częstotliwości drgań własnych ω_i^2 . Niemniej jednak, ponieważ wpływ zarysowania na sztywności prętowych konstrukcji żelbetowych może być bardzo duży, sięgając nawet 60% [1, 2], więc zmiany te mogą być wyraźnie widoczne. W ten sposób badania dynamiczne mogą być narzędziem dogodnej obserwacji stanu zarysowania konstrukcji żelbetowych.

Opis eksperymentu

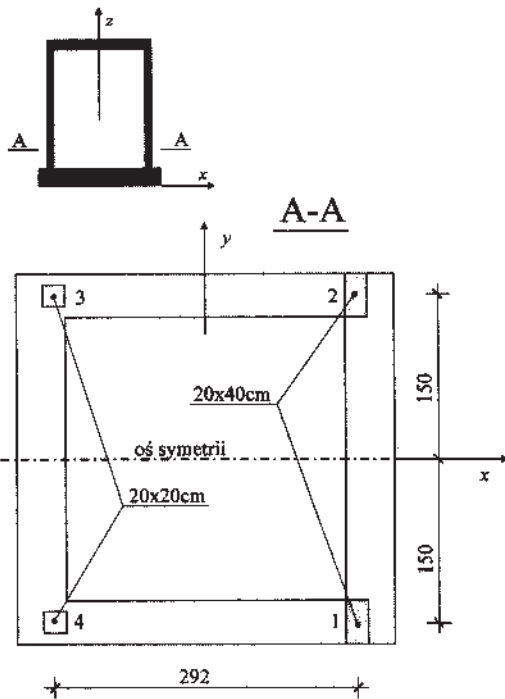
Na rysunku 1 przedstawiono widok jednej z analizowanych ram. Wysokość obu ram wynosiła 415 cm. Ich słupy były zako-

twione w żelbetowym ryglu dolnym. W poziomym przekroju poprzecznym cała konstrukcja miała wymiary 340 × 340 cm i jedną oś symetrii (rys. 2 i 3). Występowały dwa rodzaje słupów: o wymiarach 20 × 20 cm oraz 20 × 40 cm. Grubość górnej płyty żelbetowej wynosiła 15 cm. Całkowita masa jednej ramy wynosiła około 12 t. W takiej konstrukcji można wyróżnić trzy zasadnicze postacie drgań poziomych: w kierunkach x oraz y , a także postać obrotową (tzw. „torsion”). Oprócz tego w paśmie widma powyżej 20 Hz mogły wystąpić także formy drgań opisujące ruchy poszczególnych słupów. Przedmiotem szczególnego zainteresowania były jednak opisane trzy pierwsze postacie drgań. Aby postać trzecia wystąpiła w dogodnym obszarze widma własnego, na górnej płycie umieszczono, na pewnym mimośrodku, dodatkową masę w postaci metalowego obciążnika o masie 1635 kg.

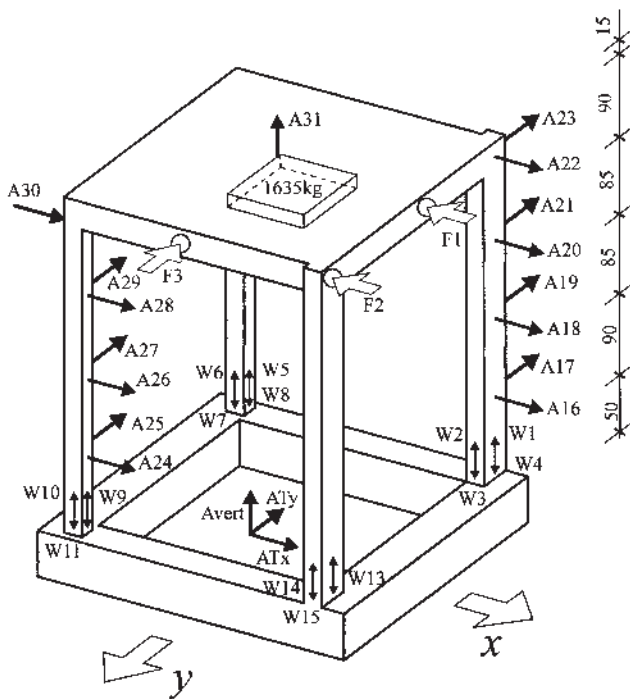
Obie ramy żelbetowe (oznaczone tu jako A i B) wykonano na miejscu, w hali laboratoryjnej ISMES. Do ich budowy użyto be-



Rys. 1. Widok jednej z badanych ram na stole wstrząsowym



Rys. 2. Poziomy przekrój poprzeczny, wymiary w cm



Rys. 3. Schemat analizowanej ramy; zaznaczono miejsca położenia czujników przyspieszeń (A), przemieszczeń (W), a także przyłożenia wymuszeń impulsowych (F), wymiary w cm

tonu, którego właściwości odpowiadały cechom betonu klasy B30. Jako główne zbrojenie w słupach wykorzystano pręty ϕ 10 mm. Do zbrojenia słupów 20×20 cm zastosowano 8 prętów ϕ 10, a do słupów 20×40 cm 14 takich prętów. Strzemiona ϕ 8 mm umieszczono w odstępach 15 cm w pobliżu końców słupów (na długości 90 cm) oraz w odstępach 30 cm w środkowej części słupów. Wykorzystano stal zbrojeniową produkcji włoskiej o symbolu Fe44K.

Po uzyskaniu przez beton wytrzymałości 28-dniowej rama była przenoszona za pomocą suwnicy na stół wstrząsowy i stannanie do niego mocowana śrubami ϕ 50 mm rozstawionymi co

30 cm. Następnie mocowano dodatkową masę oraz instalowano czujniki przyspieszeń i przemieszczeń (dylatometry).

Kolejnym etapem było wykonanie różnorodnych analiz dynamicznych ramy w stanie nieuszkodzonym, przy słabych wymuszeniach (maksymalne przyspieszenia nie przekraczające 5 cm/s^2). Serię badań rozpoczęto od wymuszeń impulsowych konstrukcji wykonanych w stanie spoczynkowym stołu, a polegających na uderzeniach w ramę w wybranych miejscach za pomocą drewnianej belki. Następnie wykonano badania rezonansowe przy zastosowaniu stołu wstrząsowego, tzw. „sweep sine”. Polegały one na wzbudzeniu wymuszeń kinematycznych o charakterze harmonicznym na danym kierunku, przy powoli zmienianych częstotliwościach wymuszenia od 0,5 do 70 Hz. Wykonano także testy losowe polegające na wzbudzeniu wymuszenia kinematycznego na danym kierunku w postaci białego szumu o ograniczonym widmie. Zarówno testy impulsowe, jak i losowe oraz rezonansowe umożliwiały wyznaczenie, w sposób niezależny od siebie, funkcji przenoszenia (transmitancji) obu ram, a z nich częstotliwości rezonansowych i tłumienia odpowiednich postaci drgań. Oprócz tego wykonano badania dynamiczne przy słabych wymuszeniach o charakterze sejsmicznym, osobno w kierunkach x oraz y , a także w obu kierunkach jednocześnie. Do tego celu użyto wygenerowanego losowo sygnału o charakterystykach typu sejsmicznego.

Kolejne etapy eksperymentu polegały na poddawaniu ramy pewnemu wymuszeniu sejsmicznemu na kierunkach x , y o zwiększającej się intensywności określonej przez odpowiedni mnożnik zapisów przyspieszeń. W ten sposób, oprócz stanu nieuszkodzonego, otrzymano kolejne stany uszkodzenia opisane przez szczytowe przyspieszenia wymuszeń (PGA), wynoszące od 0,05g do 0,63g. Po każdym wymuszeniu uszkodzającym dokonywano oględzin konstrukcji zaznaczając jej ewentualne zarysowania i wykonując odpowiednie protokoły z rysunkami uszkodzeń. Następnie wykonywano serię badań wykorzystując słabe wymuszenia, których celem była ocena zmian charakterystyk dynamicznych badanej ramy.

Opisany cykl wymuszeń uszkodzających oraz testów dynamicznych przy słabych wymuszeniach został z niewielkimi zmianami powtórzony dla ramy B.

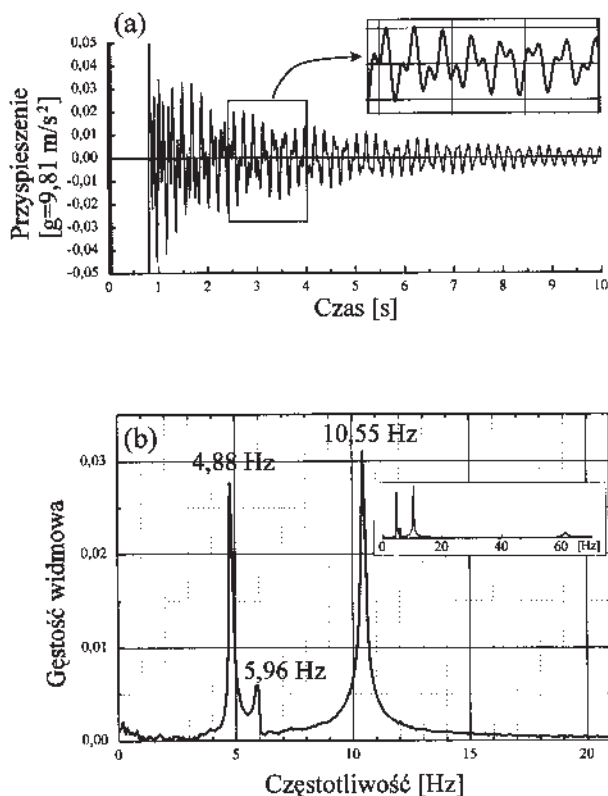
Wybrane wyniki pomiarów

Na rysunku 4a przedstawiono przebieg drgań gasnących otrzymane z czujnika przyspieszeń A30 przy wymuszeniu impulsowym ramy B w stanie nieuszkodzonym. Wymuszenie (drewnianą belką) przyłożono w punkcie F2. Na rysunku 4b przedstawiono gęstość widmową (kwadrat modułu transformaty Fouriera) sygnału z rys. 4a. Można zauważyć wyraźne piki odpowiadające trzem podstawowym rezonansom ramy. Powyżej trzech zasadniczych częstotliwości rezonansowych następuje pik rezonansowy pojawia się dopiero w okolicach częstotliwości 60 Hz. W tabelicy 1 zestawiono trzy pierwsze częstotliwości rezonansowe otrzymane z badań impulsowych obu ram w stanie nieuszkodzonym. Można zauważyć, że częstotliwości drgań własnych tych ram nie różnią się w sposób znaczący, co świadczy o stosunkowo dobrej jednorodności wykonania obu modeli. Analizowano także tłumienie drgań przy wymuszeniach impulsowych. W zależności od miejsca pomiaru i punktu wymuszenia otrzymano ułamek tłumienia ξ w granicach $1 \pm 2\%$.

Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono przebiegi transmitancji H (funkcji przenoszenia) w wypadku ramy B otrzymane przy słabych wymuszeniach losowych białym szumem $u(t)$ o ograniczonym widmie na kierunkach x oraz y

$$H_{q,u}(\omega) = \frac{S_{q,u}(\omega)}{S_u(\omega)} \quad (2)$$

Sygnały q_i otrzymano z czujników A30 oraz A23 (rama B). Symbole $S_{q,u}(\omega)$ oraz w_e w wzorze (2) oznaczają odpowiednio



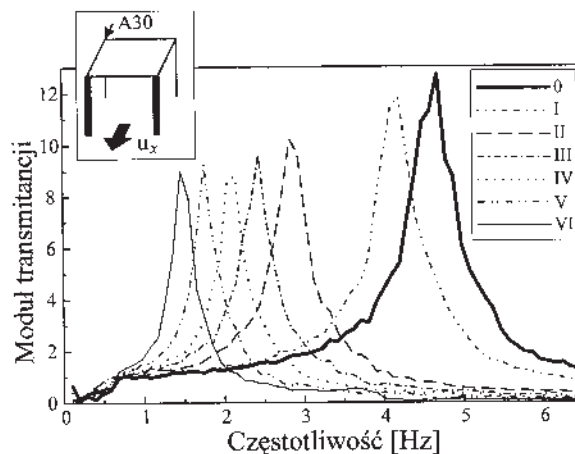
Rys. 4. Zapis drgań swobodnych zarejestrowanych akcelerometrem A30 (a) oraz wykres odpowiedniej gęstości widmowej (b), przy wymuszeniu impulsowym w punkcie F2

Tablica 1

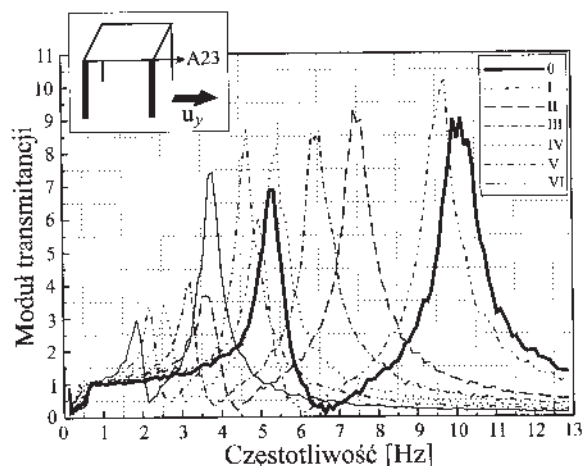
Częstotliwości rezonansowe [Hz] ram w stanie nieuszkodzonej, otrzymane na podstawie zapisów przyspieszeń z czujnika A30 dla testów impulsowych w punkcie F2

	f_1 kierunek x	f_2 kierunek y	f_3 „torsion”
Rama A (nieuszkodzona)	4,79	5,96	10,45
Rama B (nieuszkodzona)	4,88	5,96	10,55

wzajemną i własną gęstość widmową odpowiedzi $q_i(t)$ oraz wymuszeń kinematycznych $u(t)$ na kierunkach x oraz y. Kolejne wykresy I–VI (por. rys. 5–6) przedstawiają przebiegi transmitancji rama B dla różnych stanów jej uszkodzeń, wyrażonych przez maksymalne przyspieszenia wymuszeń PGA od 0,1 do 0,63 g. W tablicy 2 przedstawiono odpowiednie częstotliwości drgań własnych wraz z krótkim komentarzem dotyczącym zaobserwowanych uszkodzeń w konstrukcji. Można zauważyć niewielkie różnice wyjściowych częstotliwości rezonansowych (stan „0”) otrzymanych z testów impulsowych i rezonansowych (tabl. 1 i 2). Obrazem rozwoju uszkodzeń konstrukcji jest rys. 7, przedstawiający fragment protokołu uszkodzeń dwóch ścian jednego ze słupów. Na rysunku 8 zilustrowano zmniejszanie się częstotliwości drgań własnych w miarę postępu uszkodzeń. Częstotliwości unormowano dzieląc je przez ich największą (początkową) wartość w celu porównania tempa ich zmniejszania się. Na rysunku 9 przedstawiono zależność ułamka tłumienia ξ od stopnia uszkodzenia rama, wyrażonego przez maksymalne przyspieszenia ruchu stołu (PGA) przy wymuszeniach uszkadzających. Wartości ξ otrzymano z wykresów transmitancji dla pierwszego rezonansu przy wykorzystaniu metody połowy mocy (por. np. [3]). Analizowano odpowiedź rama na wymuszenia słabym białym szumem na kierunku x (pomiar z czujnika A30). Można zauważyć, że otrzymano stosunkowo duże tłumienie



Rys. 5. Przebieg transmitancji otrzymanej z pomiarów odpowiedzi czujnikiem A30 na podstawie wymuszenia losowego na kierunku x



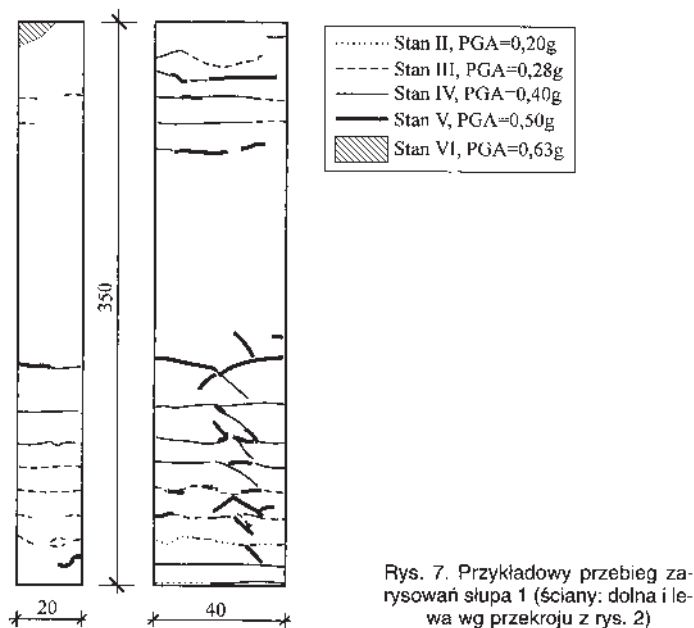
Rys. 6. Przebieg transmitancji otrzymanej z pomiarów odpowiedzi czujnikiem A23 na podstawie wymuszenia losowego na kierunku y

Tablica 2

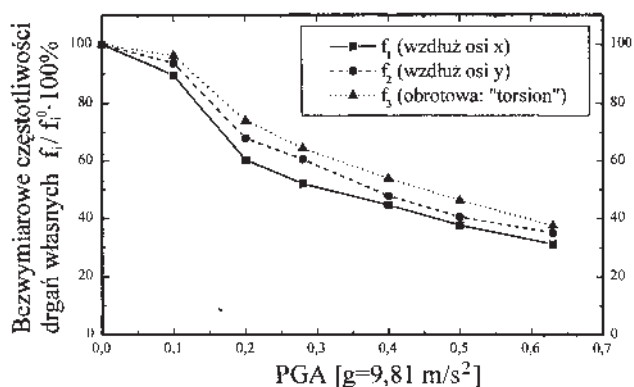
Zmiany częstotliwości rezonansowych [Hz] (z testów „sweep sine”) w miarę rozwoju uszkodzeń konstrukcji (rama B)

Poziom wymuszeń (PGA) i opis uszkodzeń	f_1	f_2	f_3
Rama nieuszkodzona (stan „0”)	4,69	5,32	10,16
Stan I – PGA = 0,1g (brak widocznych uszkodzeń)	4,20	4,98	9,77
Stan II – PGA = 0,2g (pojawienie się pierwszych dostrzegalnych zarysowań: dla słupów o większych przekrojach tylko w pobliżu podstawy, dla słupów o mniejszych przekrojach także w górnej części)	2,83	3,61	7,52
Stan III – PGA = 0,28g (dalsza propagacja rys istniejących, pojawienie się nowych rys: w górnej części słupów o większych przekrojach)	2,44	3,22	6,54
Stan IV – PGA = 0,4g (dalsza propagacja rys istniejących i pojawienie się rys coraz bliżej środka słupów – średni odstęp rys około 15 cm)	2,09	2,54	5,47
Stan V – PGA = 0,5g (dalsza propagacja rys istniejących i pojawienie się rys ukośnych)	1,76	2,15	4,69
Stan VI – PGA = 0,63g (oprócz pogłębienia rys występują wyraźne ubytki betonu)	1,46	1,86	3,81

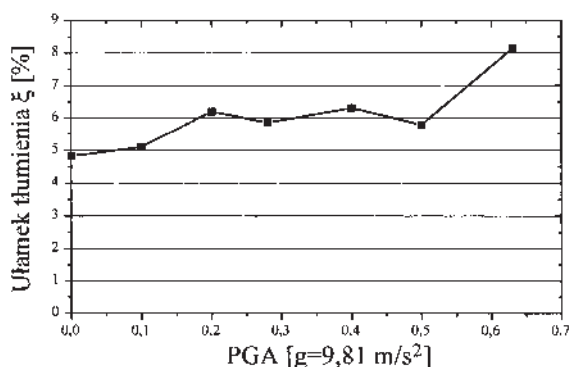
($\xi = 4,8\%$ w stanie nieuszkodzonej) w porównaniu z wynikami badań drgań swobodnych. Można to wytłumaczyć z jednej strony innym rodzajem drgań w obu przypadkach oraz, co istotniejsze, występującym w drganiach masywnych konstrukcji na stołach wstrząsowych efektem interakcji konstrukcja – stół. O ile wylimitowanie wpływu takiej interakcji na częstotliwości i po-



Rys. 7. Przykładowy przebieg zarysowań słupa 1 (ściany: dolna i lewa wg przekroju z rys. 2)



Rys. 8. Zmniejszanie się znormalizowanych częstotliwości drgań własnych w miarę postępu zarysowań (rama B). f_i^0 – częstotliwości w stanie nieuszkodzonym



Rys. 9. Zależność ułamka tłumienia ξ od postępu zarysowań (rama B).

stanie drgań jest możliwe po zastosowaniu odpowiedniego oprogramowania kontrolującego ruch stołu, o tyle trudniej jest pozbyć się dodatkowego tłumienia. Mimo to zwiększenie względnego tłumienia konstrukcji w miarę postępu uszkodzeń może być jednak efektywnie badane. Problematyka tłumienia drgań w opisywanym eksperymencie jest przedmiotem dalszych szczegółowych analiz. Na podstawie rys. 5–9, a także tabl. 2, można zauważyć, jak wraz z postępem uszkodzeń konstrukcji zmniejszają się częstotliwości rezonansowe badanej ramy i zwiększa się tłumienie drgań. Można zauważyć, że najszybciej

zmniejsza się pierwsza częstotliwość drgań własnych, nieco wolniej druga, a najwolniej trzecia. Tempo tych zmian jest jednak bardzo zbliżone, co świadczy o tym, że w wyniku uszkodzeń spowodowanych wymuszeniami kinematycznymi zarysowania rozkładają się stosunkowo „równomiernie” na wszystkie cztery słupy. Co ciekawe, zanim uszkodzenia możliwe były do wizualnej obserwacji, zmniejszenie częstotliwości drgań własnych wyniosło około 20–25%.

Wnioski i uwagi końcowe

Zmniejszenie sztywności konstrukcji żelbetowych wraz ze zwiększeniem ich zarysowania jest zjawiskiem powszechnie znanym [4] i badanym od wielu lat (por. np. [1, 2]). Z kolei szczegółowe badania wpływu tych zmian na charakterystyki dynamiczne konstrukcji żelbetowych są przedmiotem różnych, także aktualnie wykonywanych eksperymentów (np. [5]).

Zaobserwowana podczas eksperymentu w ISMES zależność między częstotliwościami drgań własnych i tłumieniem a stopniem uszkodzenia konstrukcji żelbetowych pozwala pozytywnie oceniać możliwości dynamicznej diagnostyki tych konstrukcji. Konieczne jest jednak wypracowanie odpowiednich, szczegółowych technik eksperymentalnych, które umożliwiłyby przeprowadzanie dynamicznej diagnostyki konstrukcji żelbetowych w ustalonych przedziałach czasu (np. co 1 rok) lub gdy zachodzi podejrzenie, że mogło dojść do przeciążenia konstrukcji. Dotyczy to w szczególności mostów żelbetowych, konstrukcji narażonych na częste uszkodzenia, tak pod wpływem różnorodnych obciążeń eksploatacyjnych [6], jak i sił natury (np. sejsmicznych [7]). Nierzadko występuje też potrzeba dalszej eksploatacji mostów żelbetowych, które uległy różnorodnym, lokalnym uszkodzeniom [6]. Dlatego odpowiednio prowadzone obserwacje dynamicznych charakterystyk tych konstrukcji sygnalizowałyby konieczność dokładniejszej ich inspekcji, pozwalając zmniejszyć ryzyko wystąpienia niesygnalizowanych awarii.

Wyniki opisanego tu eksperymentu są przedmiotem dalszych, szczegółowych badań w ramach projektu badawczego KBN pt. *Identyfikacja dynamiczna konstrukcji żelbetowych na podstawie eksperymentu modelowego* (nr rejestracyjny: 8-T07E-008-20).

Zapisy drgań wykorzystane w niniejszym artykule pochodzą z eksperymentu „*Damage Estimation using Dynamic Excitations*” finansowanego z funduszy ECOEST-PECO Wspólnoty Europejskiej. Eksperyment był zorganizowany przez zespół w składzie: *Stanislav Pospizil, Shota Urusadze* (Instytut Mechaniki Teoretycznej i Stosowanej w Pradze, Czechy), *Hans Giese, Andreas Kayser* (Uniwersytet w Wuppertalu, Niemcy), *Zbigniew Zembaty, Marcin Kowalski* (Politechnika Opolska).

PIŚMIENNICTWO

- [1] Franz G., Brener H.: Verformungsversuche an Stahlbetonbalken mit hochfesten Bewehrungsstahl, „Deutscher Ausschus für Stahlbeton”, H. 188/1967.
- [2] Jędrzejczak M., Knauff M.: Flexural rigidity of RC elements with randomized concrete tensile strength. „Archives of Civil Engineering”, No 1/1997.
- [3] Clough R., Penzien J.: Dynamics of Structures. McGraw-Hill, New York 1993.
- [4] Kamiński M., Szechiński M., Ubysz A.: Teoretyczne i praktyczne podstawy obliczania ugięć elementów żelbetowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław 1997.
- [5] Wang Z., Man X-T. C., Finch R. D., Jansen B. H.: The dynamic behavior and vibration monitoring of reinforced concrete beams, „Journal of Testing and Evaluation”, No 5/1998.
- [6] Rzyżyński A.: Serviceability problems of locally damaged concrete bridges, „Archives of Civil Engineering”, No 3–4/1994.
- [7] Zembaty Z.: Vibrations of bridge structure under kinematic wave excitations. „Journal of Structural Engineering ASCE”, No 4/1997.
- [8] Zembaty Z., Kowalski M.: Dynamic identification of a model of brick masonry building. „Archives of Civil Engineering”, No 1/2000.