

# Wpływ zderzaków na odpowiedź kolidujących ze sobą konstrukcji stalowych poddanych obciążeniom sejsmicznym

Mgr inż. Barbara Sołtysik, prof. dr hab. inż. Robert Jankowski, prof. nadzw. PG  
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Wysoki poziom urbanizacji w XXI wieku staje się coraz większym wyzwaniem dla projektantów, którzy w wyniku wysokiego zagęszczenia budynków na niewielkich terenach muszą brać pod uwagę wzajemne oddziaływanie na siebie konstrukcji – szczególnie na obszarach leżących w strefach zagrożonych wstrząsami sejsmicznymi. Na przestrzeni ostatnich lat wielokrotnie zaobserwowano zderzenie się, pod wpływem trzęsień ziemi, sąsiadujących z sobą konstrukcji. Zjawisko kolizji pomiędzy budynkami może prowadzić do znacznych zniszczeń, a nawet zawalenia się budynków [8, 13]. Zderzenia wynikają z różnic w parametrach dynamicznych poszczególnych budynków [2, 5, 6, 12]. Różnice w częstotliwościach drgań własnych konstrukcji wpływają na przesunięte w fazie drgania, które podczas wstrząsów sejsmicznych mogą powodować interakcje pomiędzy budynkami [3, 11].

Raporty po trzęsieniach ziemi w Polsce w 2004 roku wskazują, że interakcja pomiędzy oddzielnymi częściami konstrukcji budowlanych może prowadzić do uszkodzeń w miejscach kontaktu [17, 18]. Trzęsienie ziemi San Fernando, które miało miejsce w 1971 roku, spowodowało ogromne zniszczenia w miejscach, w których budynek główny Szpitala Olive View uderzał o wolnostojącą klatkę schodową [9]. Skutkiem trzęsienia ziemi w Meksyku w 1985 roku były ogromne zniszczenia, w przypadku których wskazano, że fakt zderzenia się budynków z sobą był czynnikiem decydującym o wielkości zniszczeń [13]. Znaczne zniszczenia kolidujących z sobą budynków szkolnych zaobserwowano podczas trzęsienia ziemi w Atenach w 1999 roku. Z kolei, w 1989 roku, trzęsienie ziemi Loma Prieta doprowadziło do znaczących zniszczeń w budynkach mieszkalnych [8].

Zjawisko zderzeń pomiędzy konstrukcjami budowlanymi jest intensywnie badane od wielu lat, wykorzystując do tego różne modele zderzeń oraz modele konstrukcji. Fundamentalnym modelem (liniowym, lepkosprężystym) zderzeń pomiędzy konstrukcjami jest model o jednym stopniu swobody [1]. Kolejne analizy przeprowadzono na dokładniejszych modelach konstrukcji, między innymi przy użyciu modeli dyskretnych o wielu stopniach swobody [10, 12] oraz stosując Metodę Elementów Skończonych [7]. Na podstawie badań eksperymentalnych [4, 16] można stwierdzić, że wielkość siły oddziałującej pomiędzy konstrukcjami zależy od wielu czynników, między innymi od: masy konstrukcji, prędkości przed zderzeniem, właściwości materiałowych poszczególnych konstrukcji oraz elementów, które podlegają zderzeniu, a także często od historii poprzednich zderzeń. Z kolei, wyniki nieliniowych analiz numerycznych potwierdzają, że zderzenia mogą prowadzić do znacznego wzrostu odpowiedzi konstrukcji, ale również i do jej spadku. Potwierdzono również, że w wyniku kolizji może dojść do zniszczeń elementów konstrukcji, np. uplastycznienia słupów. Ponadto, uwzględnienie dodatkowo wpływu efektu prędkości odkształcenia we właściwościach stali może prowadzić do istotnej zmiany odpowiedzi konstrukcji wynikającej ze zderzeń [14, 15].

Pomimo faktu, że zjawisko zderzeń pomiędzy konstrukcjami budowlanymi podczas trzęsień ziemi jest intensywnie badane od wielu lat, istnieje potrzeba dalszych badań i analiz. Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie wyników badań eksperymentalnych zderzeń trzech modeli konstrukcji wież o różnych charakterystykach dynamicznych poddanych wymuszeniom sejsmicznym. Modele wież obciążano w dwóch wariantach, zmieniając ich parametry dynamiczne za pomocą przyłożonego obciążenia na szczytach modeli oraz badano wpływ umieszczenia pomiędzy konstrukcjami dodatkowych zderzaków wykonanych z gumy (grubość 21 mm) oraz styropianu (grubość 20 mm). W niniejszej pracy przedstawiono wyniki zapisów dwóch trzęsień ziemi: Northridge oraz Loma Prieta.

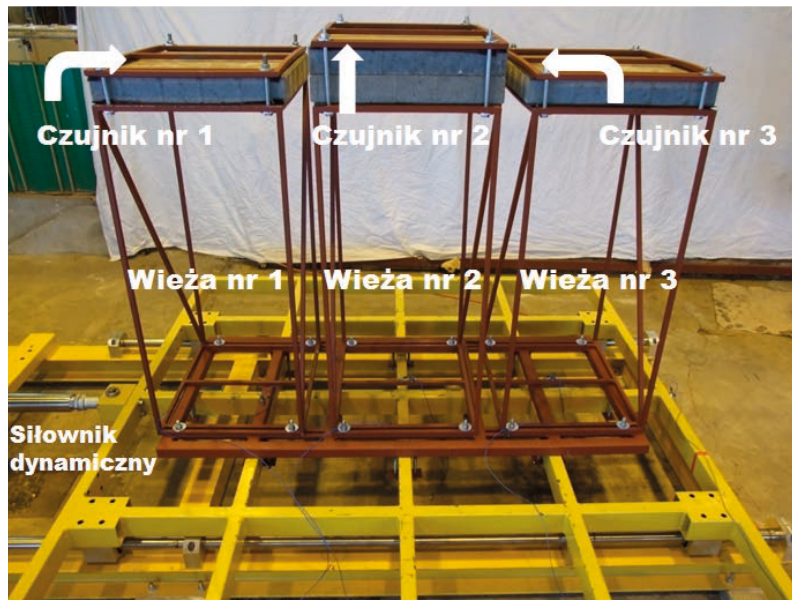
## STANOWISKO BADAWCZE

W celu przeprowadzenia badań eksperymentalnych wykonano modele trzech wież o wysokości 1000 mm, o różnych charakterystykach dynamicznych. Zmienne parametry dynamiczne otrzymano poprzez zainstalowanie na szczytach wież różnej liczby płyt betonowych o wymiarach 400×400×70 mm i masie 42,2 kg (rys. 1). Każdą z wież zbudowano z czterech stalowych (stal S235JR) prętów pionowych połączonych prętami poziomymi u podstawy i na szczycie wież. Dodatkowo, w celu zwiększenia sztywności konstrukcji oraz zminimalizowania drgań poprzecznych i skrętnych, zastosowano pręty skośne w płaszczyznach prostopadłych do wymuszenia sejsmicznego. Pręty pionowe połączono w odstępnie 571 mm w kierunku działania wymuszenia sejsmicznego (kierunek podłużny) oraz z odstępem 465 mm w kierunku prostopadłym do działania obciążenia (kierunek poprzeczny). Modele wież wykonano z prętów o przekroju rurowym kwadratowym 15×15×1,5 mm.

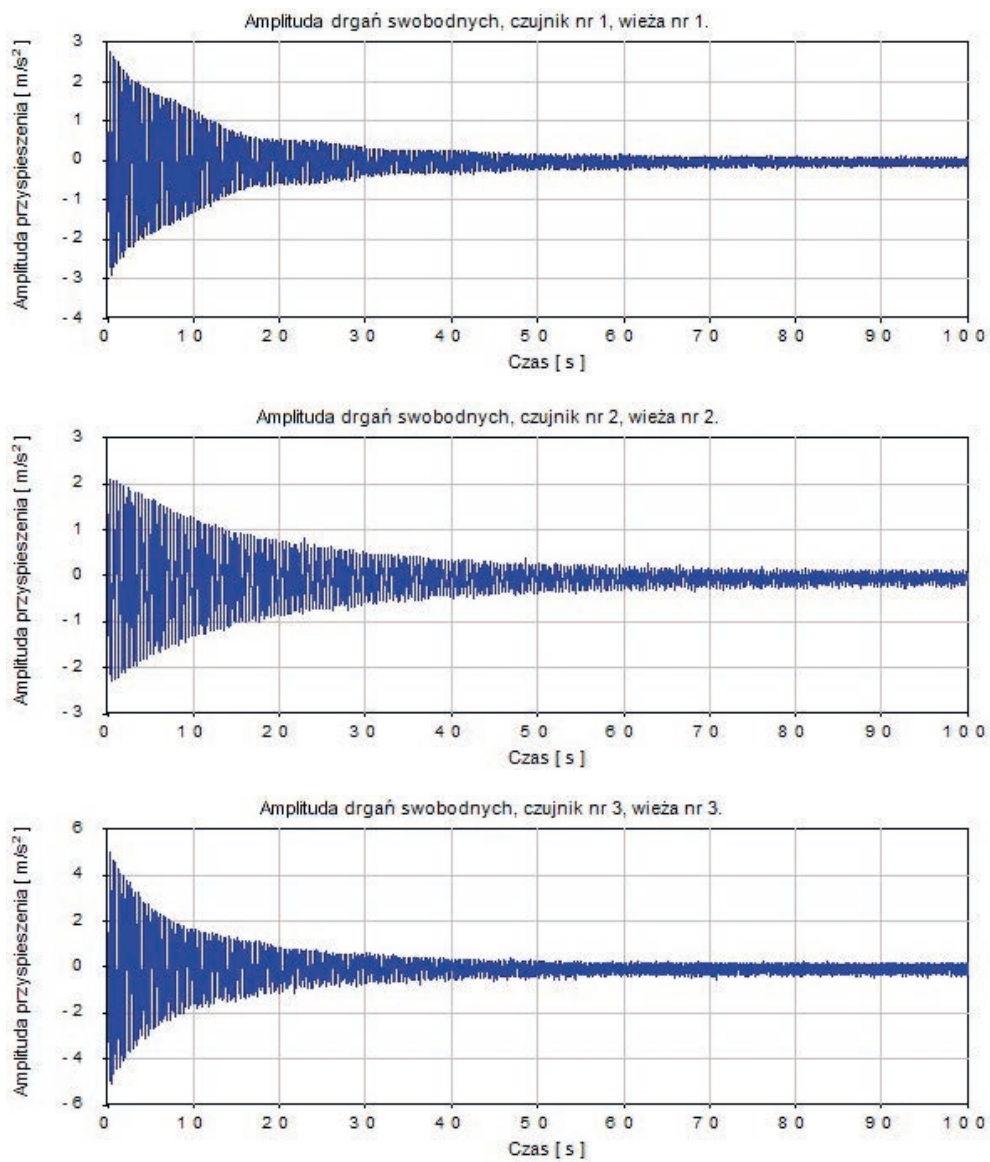
W badaniach eksperymentalnych wykorzystano specjalny stół sejsmiczny znajdujący się w Laboratorium Katedry Konstrukcji Metalowych i Zarządzania w Budownictwie Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej (rys. 1). Urządzenie jest wyposażone w platformę o wymiarach 2000×2000 mm. Stół umożliwia badanie modeli konstrukcji o maksymalnej masie 1000 kg. Platforma jest poruszana przez siłownik dynamiczny o skoku ±25 cm, o maksymalnym przyspieszeniu 10 m/s<sup>2</sup> i maksymalnej sile 44500 N. Dzięki swoim parametrom stół może być wykorzystywany do uzyskiwania wymuszeń sejsmicznych powstających podczas największych trzęsień ziemi. Ze względu na fakt, że konstrukcje wież są symetryczne, wymuszenia drgań modeli wykonano tylko w kierunku zgodnym z kierunkiem ruchu platformy stołu sejsmicznego.

Do realizacji pomiarów wykorzystano aparaturę:

- cztery jednoosiowe czujniki przyspieszeń z mechanicznym ograniczeniem częstotliwości do 4 kHz (trzy zamontowane na wieżach, natomiast czwarty na poziomie



Rys. 1. Stanowisko badawcze



Rys. 2. Amplitudy drgań swobodnych zmienne w czasie w przypadku wieży 1, 2 oraz 3

stołu sejsmicznego, w celu kontroli jego ruchu – zob. rys. 1),

- dwunastokanałowy wzmacniacz z filtrem dolnoprzepustowym 100 Hz (wykorzystano cztery kanały),
- analogowo-cyfrową kartę pomiarową,
- komputer do rejestracji pomiarów.

Wieże obciążano w dwóch wariantach, zmieniając ich parametry dynamiczne za pomocą przyłożonego obciążenia na szczytach wież. W jednym z wariantów, dwie skrajne wieże obciążono pojedynczymi płytami betonowymi, natomiast środkowa wież obciążono dwiema płytami (rys. 1). W poniższej pracy przedstawiono wyniki do tego wariantu ustawienia wież.

## BADANIA EKSPERYMENTALNE

### Badanie drgań swobodnych konstrukcji

Pierwszy etap badań obejmował wykonanie pomiarów wartości gasnącej amplitudy przyspieszenia drgań każdej z wież. Drgania wygenerowano poprzez zwolnienie wstępnie odchylnych wież. Pomierzone sygnały o długości 50000 próbek zarejestrowano z częstotliwością próbkowania 500 Hz w czasie 100 sekund. Wyniki analizy w postaci amplitudy drgań zmiennej w czasie przedstawiono na rys. 2. Na podstawie analizy drgań swobodnych konstrukcji zweryfikowano charakterystyki dynamiczne poszczególnych wież. Wartości częstotliwości drgań własnych zestawiono w tabl. 1.

Tabl. 1. Wartości naturalnych częstotliwości drgań własnych konstrukcji

Naturalne częstotliwości drgań własnych konstrukcji [Hz]	
Wieża 1	3,190
Wieża 2	2,450
Wieża 3	3,120

### Badanie sweep sine

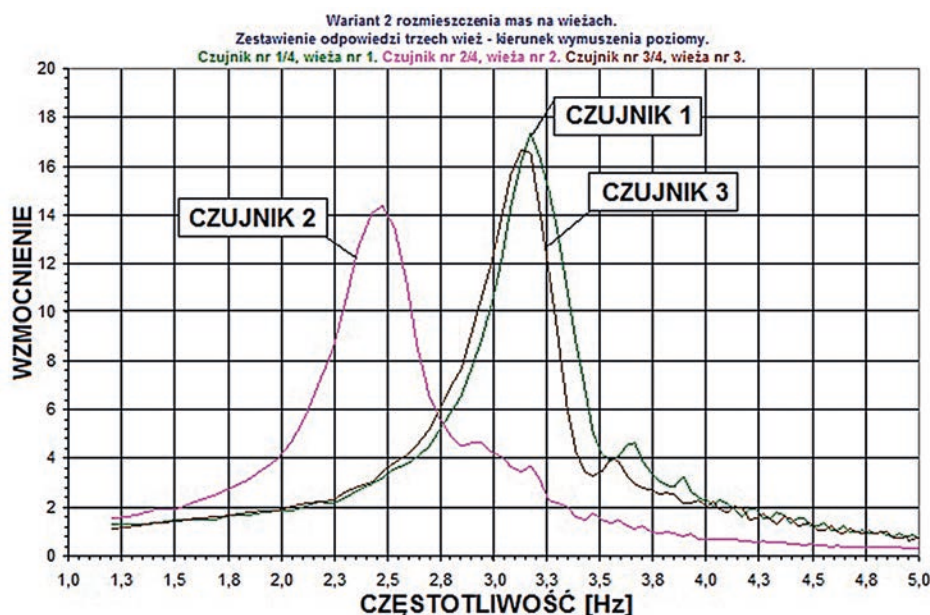
Kolejnym etapem badań eksperymentalnych był pomiar wartości amplitudy przyspieszenia drgań poszczególnych wież wzbudzonych u podstawy drganiami o częstotliwości cyklicznie zmiennej sinusoidalnej (*sweep sine*). Wymuszenie drgań zrealizowano siłownikiem dynamicznym, zaś pomiary wykonano w tych samych czterech punktach jak podczas badania drgań swobodnych. Pomierzone sygnały o długości 30000 próbek zarejestrowano z częstotliwością próbkowania 500 Hz w czasie 60 sekund. W wyniku analizy otrzymano współczynniki wzmocnienia amplitud drgań zmiennych w dziedzinie częstotliwości, obrazujących krzywe rezonansowe charakterystyczne dla poszczególnych wież (rys. 3 i tabl. 2).

Tabl. 2. Ekstremalne wartości przyspieszeń dla Wariantu 2 rozmieszczenia mas na wieżach

Ekstremalne wartości przyspieszeń [m/s <sup>2</sup> ]		
	Max	Min
Wieża 1	10,996	-10,918
Wieża 2	7,950	-8,034
Wieża 3	10,127	-10,122

### Badania sejsmiczne

Ostatnim etapem badań było przeprowadzenie pomiarów odpowiedzi poszczególnych konstrukcji, które pod wpływem obciążeń sejsmicznych zderzają się z sobą. Wymuszenie drgań zrealizowano przy użyciu siłownika dynamicznego generującego drgania o charakterystykach przebiegów zarejestrowanych wstrząsów sejsmicznych i górniczych. Do potrzeb realizacji badań wytypowano pięć przebiegów czasowych wstrząsów sejsmicznych, z czego dwa omówiono w poniższej pracy: Loma Prieta (18.10.1989) – składowa NS, Northridge (17.01.1994)



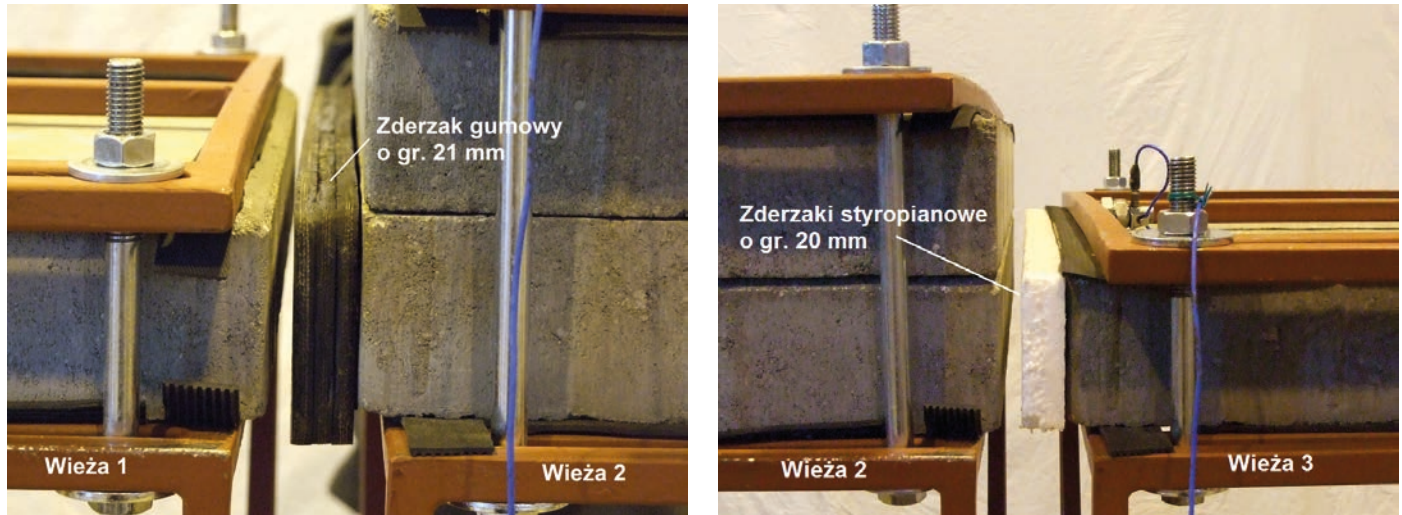
Rys. 3. Współczynniki wzmocnienia amplitud drgań zmiennych w dziedzinie częstotliwości

– składowa EW. W celu eliminacji ewentualnych zniszczeń konstrukcji w wyniku zderzeń wartości nominalnych amplitud poszczególnych trzęsień ziemi przeskalowano do wartości 50% w przypadku trzęsienia ziemi Loma Prieta ( $PGA = 3,16 \text{ m/s}^2$ ) oraz wartości 75% w przypadku trzęsienia ziemi Northridge ( $PGA = 6,5 \text{ m/s}^2$ ).

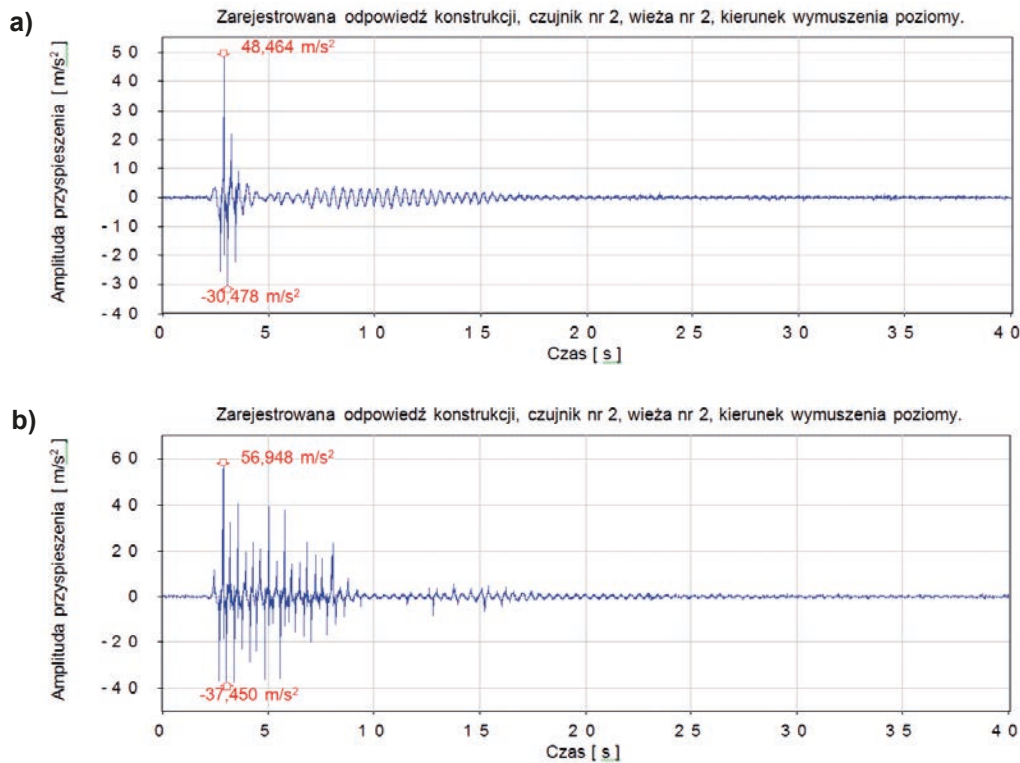
Ostatni etap badań podzielono na dwie fazy. W fazie pierwszej przeprowadzono pomiary wartości przyspieszeń poszczególnych wież, które ustawiono w odległości 30 mm od siebie. W fazie drugiej w przerwie pomiędzy konstrukcjami umieszczono zderzaki gumowe o grubości 21 mm, a następnie zderzaki styropianowe o grubości 20 mm (rys. 4).

Na rys. 5 przedstawiono przykładowe wyniki odpowiedzi wieży 2 podczas trzęsienia ziemi Loma Prieta bez uwzględnienia zderzaków gumowych oraz z ich uwzględnieniem. Natomiast w tabl. 3 i 4 zestawiono zmiany ekstremalnych wartości przyspieszeń.

Analiza zderzeń pod wpływem obciążeń sejsmicznych pozwoliła na potwierdzenie istotnego wpływu zderzeń na zachowanie się konstrukcji. Zastosowanie zderzaków gumowych doprowadziło zarówno do wzrostu amplitudy drgań (nawet o 17,80% w przypadku wieży 1), jak i zmniejszenia amplitudy (nawet o 39,19% w przypadku wieży 3), które poddano wymuszeniu sejsmicznemu Northridge. W przypadku trzęsienia ziemi



Rys. 4. Zderzaki gumowe (21 mm) i styropianowe (20 mm)



Rys. 5. Przebiegi czasowe przyspieszeń w przypadku wieży 2 poddanej trzęsieniu ziemi Loma Prieta  
a) brak zderzaków (odległość między wieżami 30 mm), b) zderzaki gumowe o grubości 21 mm

**Tabl. 3. Wartości ekstremalne przyspieszeń poszczególnych wież dla trzęsienia ziemi Loma Prieta i Northridge z uwzględnieniem zderzaków gumowych**

Ekstremalne wartości przyspieszeń [m/s <sup>2</sup> ]			
	Brak zderzaków (odległość między wieżami 30 mm)	Zderzaki gumowe o grubości 21 mm	Różnica [%]
Trzęsienie ziemi Loma Prieta (1989)			
Wieża 1	46,520	51,314	Wzrost o 10,31%
Wieża 2	48,464	56,948	Wzrost o 17,51%
Wieża 3	93,363	94,430	Wzrost o 1,14%
Trzęsienie ziemi Northridge (1994)			
Wieża 1	56,439	66,486	Wzrost o 17,80%
Wieża 2	66,384	56,811	Spadek o 14,42%
Wieża 3	143,776	87,426	Spadek o 39,19%

**Tabl. 4. Wartości ekstremalne przyspieszeń poszczególnych wież dla trzęsienia ziemi Loma Prieta i Northridge z uwzględnieniem zderzaków styropianowych**

Ekstremalne wartości przyspieszeń [m/s <sup>2</sup> ]			
	Brak zderzaków (odległość między wieżami 30 mm)	Zderzaki styropianowe o grubości 20 mm	Różnica [%]
Trzęsienie ziemi Loma Prieta (1989)			
Wieża 1	46,520	70,994	Wzrost o 52,61%
Wieża 2	48,464	50,648	Wzrost o 1,97%
Wieża 3	93,363	75,006	Spadek o 19,66%
Trzęsienie ziemi Northridge (1994)			
Wieża 1	56,439	79,897	Wzrost o 41,56%
Wieża 2	66,384	57,292	Spadek o 13,70%
Wieża 3	143,776	82,560	Spadek o 42,58%

Loma Prieta, której wartość ekstremalnego przyspieszenia była ponad dwukrotnie niższa, zastosowanie zderzaków gumowych doprowadziło wyłącznie do wzrostu odpowiedzi każdej z konstrukcji, nawet o 17,52% w przypadku wieży 2. Wyniki analizy opartej na wartościach ekstremalnych przyspieszeń trzech konstrukcji w przypadku zastosowania zderzaków styropianowych o grubości 20 mm pokazały, że odpowiedź konstrukcji w przypadku trzęsienia ziemi Loma Prieta wzrosła nawet o 52,61% w przypadku wieży 1 (jest to wzrost amplitudy drgań wyższy o 35,1% w stosunku do zastosowania zderzaków gumowych podczas tego samego trzęsienia ziemi). Ponadto ich zastosowanie doprowadziło również w przypadku wieży 3 do spadku odpowiedzi, co nie miało miejsca w przypadku zastosowania zderzaków gumowych. Z drugiej strony, w przypadku trzęsienia ziemi Northridge zastosowanie zderzaków styropianowych doprowadziło do wzrostu amplitudy drgań wieży 1 o 41,56% oraz do spadku amplitudy drgań wież 2 i 3, nawet o 42,58%. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że badanie nie wykazało jednoznacznego wpływu zastosowania zderzaków gumowych o grubości 21 mm oraz styropianowych o grubości 20 mm na odpowiedź konstrukcji.

### UWAGI KOŃCOWE

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych dotyczące zderzeń pomiędzy trzema modelami wież stalowych, które przeprowadzono na stole sejsmicznym. W badaniach tych uwzględniono zmniejszenie odległości pomiędzy poszczególnymi wieżami poprzez umieszczenie dodatkowych elementów gumowych i styropianowych oraz przeanalizowano zachowanie się wież podczas trzęsienia ziemi Northridge i Loma Prieta. Pierwszy etap badań pozwolił na wyznaczenie częstotliwości drgań własnych poszczególnych wież. Kolejnym etapem badań było wyznaczenie współczynników wzmocnienia amplitud drgań zmiennych w dziedzinie częstotliwości. Ostatni etap badań obejmował analizę odpowiedzi zderzających się konstrukcji stalowych oddalonych od siebie o 30 mm poddanych obciążeniom sejsmicznym. W etapie tym, pomiędzy kon-

strukcjami, umieszczono zderzaki gumowe o grubości 21 mm, a następnie styropianowe o grubości 20 mm.

Wyniki badań nie wskazały jednoznacznego wpływu zderzaków na odpowiedź kolidujących z sobą konstrukcji podczas trzęsienia ziemi. Zaobserwowano, że mogą one mieć zarówno pozytywny, jak i negatywny wpływ.

### LITERATURA

1. Anagnostopoulos S.A.: Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, 1988, 443-456.
2. Anagnostopoulos S. A., Spiliopoulos K. V.: An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol. 21, 1992, 289-302.
3. Anagnostopoulos S. A.: Earthquake induced pounding: State of the art. *Proceedings of 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, 1994, 897-905.
4. Goldsmith W.: *Impact: The theory and physical behavior of colliding solids*. Edward Arnold Ltd., London, UK, 1960.
5. Jankowski R.: Impact force spectrum for damage assessment of earthquake-induced structural pounding. *Key Engineering Materials*, Vol. 293-294, 2005, 711-718.
6. Jankowski R.: Theoretical and experimental assessment of parameters for the non-linear viscoelastic model of structural pounding. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, vol. 45, no. 4, 2007, 931-942.
7. Jankowski R.: Non-linear FEM analysis of pounding-involved response of buildings under non-uniform earthquake excitation. *Engineering Structures* Vol. 37, 2012, 99-105.
8. Kasai K., Maison B.: Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. *Engineering Structures* Vol. 19, 1997, 195-207.
9. Mahin S. A., Bertero V. V., Chopra A. K., Collins R. G.: Response of the Olive View Hospital main building during the San Fernando earthquake. Report No. EERC 76-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA, 1976.

10. Mahmoud S., Austrell P-E., Jankowski R.: Simulation of the response of base-isolated buildings under earthquake excitations considering soil flexibility. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* Vol. 11, 2012, 359-374.
11. Mahmoud S., Jankowski R.: Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding. *Iranian Journal of Science and Technology*, Vol. 35, no. C1, 2011, 51-62.
12. Maison B. F., Kasai K.: Dynamics of pounding when two building collide. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 1992, 771-786.
13. Rosenblueth E., Meli R.: The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City. *Concrete International, American Concrete Institute* Vol. 8, 1986, 23-34.
14. Sołtysik B., Jankowski R.: Earthquake-induced pounding between asymmetric steel buildings. In: *Seismic Behaviour and Design of Irregular and Complex Structures II, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* Vol. 40, 2016, 255-261.
15. Sołtysik B., Jankowski R.: Non-linear strain rate analysis of earthquake-induced pounding between steel buildings. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, Vol. 06, 2013, 429-433.
16. van Mier J. G. M., Pruijssers A. F., Reinhardt H. W., Monnier T.: Load-time response of colliding concrete bodies. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, 1991, 354-374.
17. Zembaty Z., Cholewicki A., Jankowski R., Szulc J.: Trzęsienia ziemi 21 września 2004 r. w Polsce północno-wschodniej oraz ich wpływ na obiekty budowlane, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/2005, 3-9.
18. Zembaty Z., Jankowski R., Cholewicki A., Szulc J.: Trzęsienie ziemi 30 listopada 2004 r. na Podhalu oraz jego wpływ na obiekty budowlane, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 9/2005, 507-511.