



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

Imię i nazwisko autora rozprawy: **Daniel Burkacki**
Dyscyplina naukowa: **Inżynieria lądowa, geodezja i transport**

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim: **Badania eksperymentalne i numeryczne zachowania się zbiorników stalowych poddanych wstrząsom górniczym i sejsmicznym**

Tytuł rozprawy w języku angielskim: **Experimental and numerical investigation on behaviour of steel tanks subjected to mining tremors and earthquakes**

Promotor

podpis

prof. dr hab. inż. Robert Jankowski

*Autor pragnie podziękować wszystkim osobom,
bez których ta praca nie mogłaby powstać.*

*Promotorowi prof. dr. hab. inż. Robertowi Jankowskiemu
za wszelką pomoc, poświęcony czas, wyrozumiałość i cenne rady.*

Pracę dedykuję moim kochanym dzieciom i śp. babci Teresce.



OŚWIADCZENIE

Autor rozprawy doktorskiej: **Daniel Burkacki**

Ja, niżej podpisany(a), oświadczam, iż jestem świadomy(a), że zgodnie z przepisem art. 27 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (t.j. Dz.U. z 2021 poz. 1062), uczelnia może korzystać z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej:

Badania eksperymentalne i numeryczne zachowania się zbiorników stalowych poddanych wstrząsom górniczym i sejsmicznym

do prowadzenia badań naukowych lub w celach dydaktycznych.¹

Świadomy(a) odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce (Dz.U.2021.478 t.j.), a także odpowiedzialności cywilnoprawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem **prof. dr hab. inż. Robertem Jankowskim**.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami, zgodnie z przepisem art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia

.....

podpis doktoranta

Ja, niżej podpisany(a), wyrażam ~~zgody~~ ~~wyrażam zgodę~~ ~~nie wyrażam zgody~~* na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej.

Gdańsk, dnia

.....

podpis doktoranta

¹ Art. 27. 1. Instytucje oświatowe oraz podmioty, o których mowa w art. 7 ust. 1 pkt 1, 2 i 4-8 ustawy z dnia 20 lipca 2018 r. - Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce, mogą na potrzeby zilustrowania treści przekazywanych w celach dydaktycznych lub w celu prowadzenia działalności naukowej korzystać z rozpowszechnionych utworów w oryginale i w tłumaczeniu oraz zwielokrotnić w tym celu rozpowszechnione drobne utwory lub fragmenty większych utworów.

2. W przypadku publicznego udostępniania utworów w taki sposób, aby każdy mógł mieć do nich dostęp w miejscu i czasie przez siebie wybranym korzystanie, o którym mowa w ust. 1, jest dozwolone wyłącznie dla ograniczonego kręgu osób uczących się, nauczających lub prowadzących badania naukowe, zidentyfikowanych przez podmioty wymienione w ust.





OPIS ROZPRAWY DOKTORSKIEJ

Autor rozprawy doktorskiej: Daniel Burkacki

Tytuł rozprawy doktorskiej w języku polskim: Badania eksperymentalne i numeryczne zachowania się zbiorników stalowych poddanych wstrząsom górniczym i sejsmicznym

Tytuł rozprawy w języku angielskim: Experimental and numerical investigation on behaviour of steel tanks subjected to mining tremors and earthquakes

Język rozprawy doktorskiej: polski

Promotor rozprawy doktorskiej: Robert Jankowski

Data obrony:

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku polskim: zbiorniki stalowe walcowe, wstrząs górniczy, trzęsienie ziemi, badania doświadczalne, analizy numeryczne, stół sejsmiczny, badania zniszczeniowe, niejednorodne wymuszenie dynamiczne

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku angielskim: cylindrical steel tanks, mining tremor, earthquake, experimental investigation, numerical analysis, shaking table, damage diagnosis, non-uniform dynamic excitation

Streszczenie rozprawy w języku polskim: W niniejszej dysertacji opisano wyniki kompleksowych badań zachowania się zbiorników stalowych poddanych wstrząsom górniczym i umiarkowanym trzęsieniom ziemi. Badania prowadzono dla dwóch zbiorników rzeczywistych zlokalizowanych na terenie Polski. W pierwszym etapie badań przeprowadzono badania eksperymentalne na specjalnym stanowisku laboratoryjnym dla modeli doświadczalnych zbiorników. Badania prowadzono dla różnego poziomu wypełnienia obiektów substancją magazynowaną (całkowicie wypełnione, częściowo wypełnione i puste). W ramach tych badań wykonano testy impulsowe, testy sweep-sine, testy sejsmiczne i parasejsmiczne oraz testy zniszczeniowe. W drugim etapie badań przeprowadzono analizy numeryczne z wykorzystaniem MES dla modeli rzeczywistych zbiorników. Również te badania przeprowadzono dla różnego poziomu wypełnienia obiektów. W ramach tych badań wykonano analizy modalne, kompleksowe numeryczne testy sejsmiczne i parasejsmiczne (dla jednorodnego i niejednorodnego wymuszenia dynamicznego) oraz testy zniszczeniowe. Wyniki otrzymane z badań eksperymentalnych i numerycznych pokazały, iż poziom wypełnienia wpływa w sposób znaczny na wartości parametrów dynamicznych badanych obiektów oraz ma istotny wpływ na dynamiczne zachowanie się zbiorników.

Streszczenie rozprawy w języku angielskim: This dissertation presents the results of comprehensive studies focused on the behaviour of steel tanks subjected to mining tremors and moderate earthquakes. The research has been carried out for two steel tanks located in Poland. The first stage of the research has been carried out on a special laboratory stand for experimental testing of models of tanks. The investigations have been carried out for different levels of filling



the objects (completely filled, partially filled and empty). As part of these analysis, impact tests, swee-sinme tests, seismic and paraseismic tests and destructive tests have been performed. The second stage of the research has concerned numerical analyzes carried out using FEM for models of real tanks. Also, these tests have been carried out for various cases of filling the objects. As part of these analysis, modal analysis, comprehensive seismic and paraseismic numerical tests (for uniform and non-uniform dynamic excitations) and damage tests have been performed. The results obtained from experimental and numerical investigations have shown that the level of filling has a significant influence on the values of dynamic parameters of the tested structures and also has a significant impact on the dynamic behaviour of tanks.

Spis treści

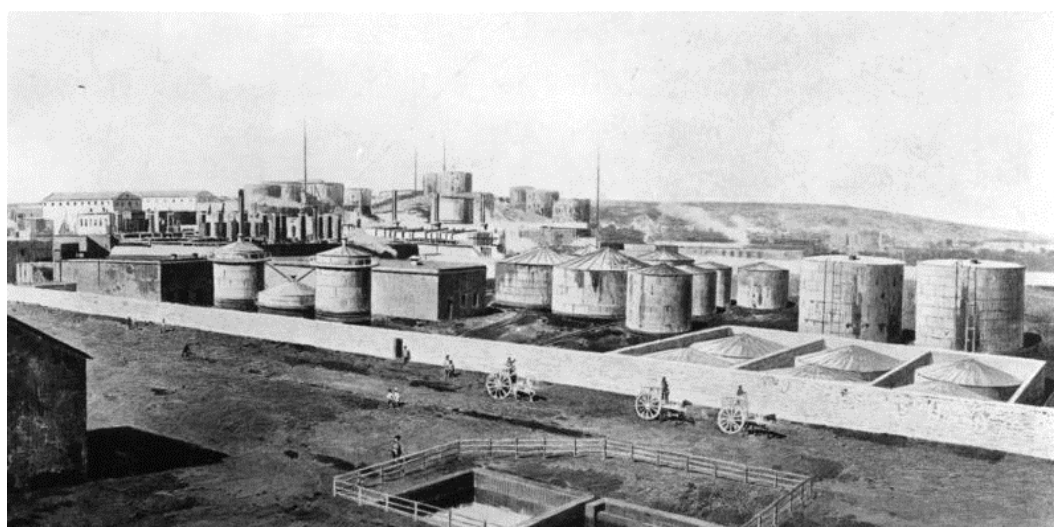
1. WSTĘP	8
1.1 Wprowadzenie	8
1.2 Cel, teza i struktura pracy	12
2. ZBIORNIKI STALOWE JAKO KONSTRUKCJE O SPECJALNYM ZNACZENIU	15
2.1 Typy zbiorników na paliwa płynne i ich charakterystyka	15
2.2 Uszkodzenia zbiorników wywołane wpływami sejsmicznymi	20
2.3 Projektowanie zbiorników na obciążenia sejsmiczne	23
2.3.1 <i>Modele mechaniczne</i>	23
2.3.2 <i>Rozkład ciśnienia hydrodynamicznego wywołanego poziomym wymuszeniem</i>	25
2.3.3 <i>Odpowiedź na pionowe wymuszenie podstawy</i>	25
2.3.4 <i>Wysokość fali</i>	25
2.4 Projektowanie zbiorników na terenach górniczych	26
3. BADANIA EKSPERYMENTALNE	28
3.1 Obiekty badań	28
3.2 Stanowisko badawcze i warianty wypełnienia obiektów	31
3.3 Testy impulsowe z analizą modalną	33
3.3.1 <i>Aparatura pomiarowa i program badań</i>	33
3.3.2 <i>Analiza modalna pomiarów impulsowych</i>	35
3.3.3 <i>Wyniki testów impulsowych</i>	36
3.4 Badania sweep-sine	38
3.4.1 <i>Aparatura pomiarowa i program badań</i>	38
3.4.2 <i>Analiza pomiarów przyspieszeń</i>	42
3.4.3 <i>Wyniki testów harmonicznyc</i>	42
3.5 Testy sejsmiczne i parasejsmiczne	57
3.5.1 <i>Aparatura pomiarowa i program badań</i>	57
3.5.2 <i>Analiza pomiarów przyspieszeń</i>	64
3.5.3 <i>Analiza pomiarów odkształceń</i>	64
3.5.4 <i>Wyniki testów sejsmicznych i parasejsmicznych</i>	65
3.6 Badania zniszczeniowe	85
3.6.1 <i>Aparatura pomiarowa i program badań</i>	85
3.6.2 <i>Wyniki badań zniszczeniowych</i>	89
3.7 Podsumowanie	99
4. ANALIZY NUMERYCZNE	101

4.1	Obiekty badań	101
4.2	Warianty wypełnienia obiektów	104
4.3	Walidacja modeli numerycznych	105
4.4	Analiza modalna	107
4.4.1	Wstęp	107
4.4.2	Wyniki	107
4.5	Testy sejsmiczne i parasejsmiczne	136
4.5.1	Wstęp do badań dla wymuszeń równomiernych	136
4.5.2	Wyniki analiz dla wymuszeń równomiernych	138
4.5.3	Wstęp do badań dla wymuszenia nierównomiernego	171
4.5.4	Wyniki analiz dla wymuszenia nierównomiernego	174
4.6	Badania zbiornika z zadanymi uszkodzeniami	185
4.6.1	Wstęp	185
4.6.2	Wyniki	187
4.7	Podsumowanie	200
5.	PODSUMOWANIE KOŃCOWE	202
5.1	Wnioski końcowe	202
5.2	Oryginalne elementy pracy	203
	LITERATURA	205
	STRESZCZENIE	213
	ABSTRACT	216

1. Wstęp

1.1 Wprowadzenie

Stalowe zbiorniki walcowe o osi pionowej, z powłoką wykonaną z cienkich blach, są konstrukcjami stosowanymi w wielu dziedzinach związanych z działalnością człowieka. Używane były już na początku XX w. (Rys. 1.1), co wiązało się bezpośrednio ze znacznym wzrostem popularności konstrukcji stalowych na skutek dynamicznego rozwoju hutnictwa. Ze względu na swoje parametry, zbiorniki można często spotkać w różnych gałęziach współczesnego przemysłu. Dotyczy to przede wszystkim przemysłu naftowego czy chemicznego, gdzie ze względu na specyfikę produktu, konstrukcje te znakomicie sprawdzają się w roli obiektów magazynujących (zob. np. Ziółko 1986, Godoy 1996, Magnucki 1998, DiGrado i Thorp 2004). Rola zbiorników jest kluczowa, ponieważ zarówno w rafineriach jak i w zakładach chemicznych muszą one spełniać szereg restrykcyjnych norm i przepisów dotyczących m.in. bezpieczeństwa, niezawodności czy też ograniczonej do minimum awaryjności. Zapewnienie spełnienia wymienionych kryteriów to istotne wyzwanie, przed którym stoją współcześni inżynierowie oraz naukowcy różnych specjalności. Przez ostatnie lata prowadzone są



Bundesarchiv, Bild 183-R00738
Foto: o. Ang. | 1912

Rys. 1.1. Jedna z najstarszych na świecie rafinerii w Baku około roku 1912

(<http://www.wikipedia.org>)

intensywne badania mające na celu znalezienie metod służących do minimalizowania negatywnych efektów wywołanych uszkodzeniami zbiorników. Nawet najmniejsze nieszczelności czy mikrouszkodzenia konstrukcji mogą bowiem prowadzić do nieprzewidywalnych w skutkach strat ekonomicznych. Co więcej, ewentualny wyciek magazynowanej substancji może spowodować również zagrożenie dla środowiska naturalnego terenów bezpośrednio sąsiadujących z obiektem, a w skrajnych przypadkach może dojść nawet do katastrofy ekologicznej. Do najbardziej niebezpiecznych i nieprzewidywalnych zjawisk naturalnych, jakie mogą oddziaływać na zbiorniki, zalicza się wstrząsy związane z trzęsieniami ziemi (zob. Rys. 1.2). Badania dotyczące odporności sejsmicznej zbiorników prowadzone są na świecie od wielu lat, a wyniki tych badań



Rys. 1.2. Pożar zbiorników w Tupras Oil Refinery wywołany trzęsieniem ziemi z dnia 17.08.1999, Izmit, Turcja (<https://www.worldpressphoto.org>)

szeroko opisane są w istniejącej literaturze (zob. np. Niwa i Clough 1982, Manos i Clough 1985, Cooper 1997). Jednak liczba analiz, które dotyczyłyby umiarkowanych trzęsień ziemi mogących występować na terenie Polski (zob. Zembaty i inni 2005a, 2005b), jest dość ograniczona. Co więcej, oddziaływania na zbiorniki związane z ruchami podłoża wynikającymi z intensywnej eksploatacji górniczej (zob. Zembaty 2004, Maciąg i inni 2016) nie były dotychczas kompleksowo analizowane przez badaczy. W tej tematyce brak jest zarówno badań eksperymentalnych jak i numerycznych. Niemniej, temat oddziaływania wstrząsów górniczych na konstrukcje zbiorników pojawiał się m.in. w dyskusjach na cyklicznych sympozjach „Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na

budowle” (zob. Ciesielski i Kawecki 1978-2009). Powszechnie uważa się, że wstrząsy górnicze są mniej groźne ze względu na osiągnięte mniejsze wartości przyspieszeń (por. np. Kwiatek 1997 lub Tatar 2002), niemniej również one mogą prowadzić do uszkodzeń konstrukcji budowlanych.

Zachowanie się stalowych zbiorników poddanych obciążeniu w postaci trzęsienia ziemi było tematem wielu prac naukowych. W początkowych badaniach opierano się na teorii, zgodnie z którą zbiornik jest sztywną konstrukcją, a sama analiza skupiała się na dynamicznej odpowiedzi cieczy wypełniającej obiekt. Jedne z pierwszych prac, prowadzonych w latach trzydziestych XX wieku przez Hoskinsa i Jacobsena (1934), opisują rezultaty analitycznych i eksperymentalnych badań dotyczących zmian hydrodynamicznego ciśnienia w prostokątnym zbiorniku poddanym poziomemu wymuszeniu w postaci ruchów podłoża. W późniejszych analizach Jacobsen (1949) rozpatrywał dynamiczne zachowanie się sztywnego zbiornika walcowego.

Autorem pierwszych modeli mechanicznych sztywnego zbiornika był Housner (zob. Housner 1954, Housner 1957 czy Housner 1963). Zaproponował on uproszczone modele dla sztywnych zbiorników walcowych i prostokątnych, które z pewnymi modyfikacjami są szeroko stosowane w analizach stalowych zbiorników również w obecnych czasach. Wozniak i Mitchell (1978) uogólnili model Housnera dla niskich i smukłych zbiorników. Analityczne podejście do zagadnień związanych z badaniami podatnych konstrukcji zbiorników zostało zapoczątkowane przez Veletsosa (1974). Wówczas to zaproponowana została procedura wyznaczania hydrodynamicznych sił dla zbiornika wypełnionego cieczą charakteryzującego się podatną strukturą. W kolejnych latach Veletsos i Yang (1977) zastosowali różne podejścia w celu uzyskania analogicznego modelu mechanicznego dla sztywnych zbiorników walcowych. Z kolei Haroun i Housner (1981) rozszerzyli model mechaniczny o uwzględnienie odkształcalności ściany zbiornika. Model ten miał szerokie zastosowanie, ponieważ wszystkie poprzednie podejścia były albo zbyt skomplikowane do wykorzystania w praktyce inżynierskiej, albo nie dawały wystarczająco dokładnych wyników przy głębszych analizach. Następnie Veletsos (1984) wykorzystał model uwzględniający zbiornik jako konstrukcję podatną. Po wprowadzeniu późniejszych uproszczeń w tym modelu, wykonanych przez Malhotrę i innych (2000), został on użyty w normie europejskiej Eurokod 8 (1998), w części dotyczącej uproszczonej analizy zbiorników wypełnionych cieczą.

Edwards (1969) zapoczątkował analizy numeryczne zagadnień związanych ze zbiornikami wypełnionymi płynami. Bazując na Metodzie Elementów Skończonych

(MES) i zagadnieniach związanych z teorią powłok, zajmował się wyznaczaniem naprężeń i przemieszczeń w stalowym zbiorniku walcowym poddanym działaniu wymuszeń sejsmicznych. W dalszych badaniach, Fenves i Vargas-Loli (1988) zastosowali mieszane podejście bazujące na przemieszczeniach i wartościach ciśnienia wypełnienia zbiornika. W ten sposób wyznaczali dynamiczne odpowiedzi zarówno konstrukcji jak i samej cieczy. Spora liczba badaczy stosowała połączenie MES z Metodą Elementów Brzegowych (MEB) (zob. np. Hwang i Ting 1989, Lay 1993 czy Kim i inni 2002). Ogólny algorytm do analiz numerycznych sejsmicznej odpowiedzi stalowego zbiornika walcowego wypełnionego cieczą został zaproponowany przez Cho i Cho (2007). Aby zniwelować ograniczenia związane z MES i MEB, elementy struktury zbiornika oraz wypełniającej go cieczy zostały sparowane przy użyciu odpowiednich warunków zgodności. Z kolei Virella i inni (2003) zajęli się analizą wpływu kształtu i konstrukcji dachu na wartości okresów drgań własnych pustych zbiorników stalowy przy użyciu programu ABAQUS. Ponadto, badania zachowania się konstrukcji zbiorników wypełnionych materiałami płynnymi prowadzili Dong i Redekop (2007) przy wykorzystaniu oprogramowania ADINA.

Obecnie naukowcy skupiają swoją uwagę na efektywnym wykorzystaniu oprogramowania komputerowego do uzyskania bardziej dokładnych i kompleksowych rezultatów, związanych z zachowaniem się samej konstrukcji zbiornika jak i cieczy wypełniającej, podczas oddziaływań sejsmicznych. W związku z tym, wiele uwagi poświęca się dokładnemu opisowi interakcji ciecz-konstrukcja w czasie trzęsienia ziemi (zob. np. Bayraktar 2010, Ozdemir 2010 czy Buratti i Tavano 2014). Innym ciekawym i popularnym kierunkiem współczesnych badań jest numeryczna weryfikacja założeń normowych. Hosseinzadeh (2013) prowadził numeryczne sprawdzenie standardów normy API 650. Nachtigall i inni (2003), Maraveas (2011) oraz Djermane (2014) skupili się na dynamicznej nośności zbiorników z cieczą poddanych oddziaływaniom sejsmicznym, porównując przy tym podejścia różnych norm. Wielu badaczy analizowało również wpływ zastosowania różnego typu wibroizolatorów na odpowiedzi dynamiczne konstrukcji zbiorników stalowych (zob. np. Shekari i inni 2010, Seleemah i El-Sharkawy 2011, Moeindarbari i inni 2014, Shahrjerdi i Bayat 2018 czy Sun i inni 2018). Zaawansowane analizy prowadzone były również przez Ormeño (2015b). Testował on możliwość użycia poślizgowo-ciernych łączników, służących do mocowania konstrukcji zbiornika w fundamencie, które miały znacząco wpływać na sejsmiczne zachowanie się modelu zbiornika. Ostatnim popularnym kierunkiem współczesnych analiz są badania

związanie z sejsmicznym projektowaniem zbiorników na ciecze przy uwzględnieniu elastyczności podłoża gruntowego (zob. np. Minoglou i inni 2013, Spritzer i Guzey 2017, Shekari 2018, Shekari i inni 2019).

W porównaniu do badań analitycznych oraz numerycznych, liczba opracowań zawierających kompleksowe analizy eksperymentalne zbiorników poddanych działaniu wstrząsów sejsmicznych jest ograniczona. Chen i inni (2007) zajmowali się przeskalowanymi modelami doświadczalnymi, zarówno prostokątnymi jak i walcowymi, obciążonymi wymuszeniami harmonicznymi i sejsmicznymi. Z kolei De Angelis i inni (2010) byli autorami badań prowadzonych na specjalnym stole sejsmicznym na modelach zbiornika z dachem pływającym, który był wyposażony w wibroizolację. Ormeño i inni (2014) badali wpływ różnego podejścia do definiowania wymuszeń sejsmicznych przy testach prowadzonych doświadczalnie. Ponadto, Ormeño i inni (2015a) analizowali wpływ zjawiska podnoszenia się zbiorników wywołanego wymuszeniami sejsmicznymi na zachowanie się konstrukcji wypełnionych cieczą.

1.2 Cel, teza i struktura pracy

Cel pracy:

Przegląd literatury wskazuje na niewielką liczbę badań doświadczalnych prowadzonych na modelach zbiorników poddanych wymuszeniom dynamicznym w postaci umiarkowanych trzęsień ziemi. Ponadto, brak jest badań, czy to eksperymentalnych, czy też prowadzonych za pomocą programów komputerowych, które obejmowałyby swym zakresem zbiorniki stalowe poddane wstrząsom górniczym. Dlatego też celem naukowym niniejszej pracy jest przeprowadzenie dokładnych i kompleksowych badań, zarówno doświadczalnych jak i numerycznych, zachowania się stalowych zbiorników walcowych stosowanych w Polsce poddanych działaniu wstrząsów górniczych i sejsmicznych. Wyniki badań pozwolą ocenić zakres i skalę potencjalnych uszkodzeń spowodowanych tymi nietypowymi zjawiskami dynamicznymi. Z tego względu mają one szczególne znaczenie przy ocenie skutków wspomnianych oddziaływań. Dodatkowym efektem badawczym jest opracowanie metody detekcji uszkodzeń zbiorników poprzez pomiary ich drgań. Metoda ta umożliwi diagnozowanie stanu konstrukcji w warunkach jej eksploatacji z możliwością określenia miejsca i wielkości ewentualnego uszkodzenia.

Teza pracy:

Na podstawie wstępnie przeprowadzonych badań i analiz postawiono następującą tezę: „Dynamiczne zachowanie się walcowych zbiorników stalowych poddanych działaniu wstrząsów górniczych i umiarkowanych trzęsień ziemi zależy w sposób znaczny od poziomu wypełnienia magazynowaną cieczą”.

Struktura pracy:

Praca składa się z następujących rozdziałów:

W **rozdziale 1** opisano analizowane zagadnienie, przytoczono dotychczasowe badania dotyczące zachowania się zbiorników stalowych poddanych wymuszeniom sejsmicznym oraz przedstawiono cel, tezę i strukturę pracy.

Rozdział 2 obejmuje zagadnienia związane z opisem zbiorników stalowych jako konstrukcji o specjalnym przeznaczeniu we współczesnym budownictwie. W rozdziale przedstawiono typy zbiorników jakie są używane do magazynowania różnych substancji na potrzeby różnych gałęzi przemysłu. Ponadto, opisano podstawowe typy uszkodzeń mogących wystąpić w tego typu konstrukcjach. Na koniec, zaprezentowano różne podejścia do projektowania zbiorników, które są poddane obciążeniom związanym z oddziaływaniami sejsmicznymi i parasejsmicznymi.

W **rozdziale 3** opisano badania eksperymentalne. Pierwszy etap badań przeprowadzono na specjalnym stanowisku laboratoryjnym dla modeli doświadczalnych zbiorników znajdujących się na terenie Polski. Badania prowadzono dla różnego poziomu wypełnienia obiektów substancją magazynowaną (całkowicie wypełnione, częściowo wypełnione i puste). W ramach tych badań początkowo wykonano testy impulsowe przy użyciu młota modalnego, które służyły do wyznaczenia dominujących częstotliwości drgań własnych. Następnie wykonano tzw. testy sweep-sine w celu wyznaczenia charakterystyk dynamicznych modeli doświadczalnych zbiorników. W dalszej kolejności przeprowadzono testy sejsmiczne i parasejsmiczne, w wyniku których otrzymano szereg wyników w postaci przyspieszeń i naprężeń badanych modeli. W ostatniej części badań eksperymentalnych wykonano testy zniszczeniowe jednego z modeli w celu opracowania metody detekcji uszkodzeń zbiorników poprzez pomiary ich drgań.

Rozdział 4 zawiera wyniki analiz numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem MES dla modeli rzeczywistych zbiorników znajdujących się na terenie Polski. Również te badania prowadzono dla różnych poziomów wypełnienia obiektów. W pierwszej kolejności wykonano analizy modalne, aby dokonać walidacji stworzonych

modeli numerycznych poprzez porównanie wartości częstotliwości drgań własnych otrzymanych z analizy numerycznej i badań doświadczalnych. Następnie przeprowadzono kompleksowe numeryczne testy sejsmiczne i parasejsmiczne zbiorników poddanych różnym wymuszeniom. Analizy te wykonano dla jednorodnego i niejednorodnego wymuszenia dynamicznego. Drugi przypadek uwzględnia tzw. efekty przestrzenne związane z propagacją fali sejsmicznej, ze względu na znaczną wielkość obiektów badań. Ostatnim etapem analiz były testy zniszczeniowe przeprowadzone w analogiczny sposób jak w przypadku badań eksperymentalnych.

Praca kończy się **rozdziałem 5**, który zawiera wnioski końcowe i oryginalne elementy pracy.

2. Zbiorniki stalowe jako konstrukcje o specjalnym znaczeniu

2.1 Typy zbiorników na paliwa płynne i ich charakterystyka

Zbiorniki stalowe zajmują wysokie miejsce w bilansie wszystkich budowlanych konstrukcji stalowych wykonywanych w Polsce (por. Ziółko 1986). Obiekty te służą przede wszystkim do przechowywania cieczy lub gazów. Najlichniesza grupa zbiorników wykorzystywana jest do magazynowania produktów naftowych, skroplonych gazów, cieczy pochodzenia organicznego oraz wody. Zbiorniki na ropę naftową i jej pochodne w postaci paliw płynnych (Rys. 2.1) są ważnymi elementami rafinerii oraz



Rys. 2.1. Największy w Polsce zbiornik na ropę surowcową o pojemności $V=100.000 \text{ m}^3$ znajdujący się w Bazie Adamowo PERN S.A. (<http://www.mostostal-plock.com.pl>)

baz paliw, które pełnią kluczową rolę w procesie magazynowania i przeładunku tych produktów. Wspomniane surowce są bardzo istotne dla wielu gałęzi współczesnej gospodarki, m.in. mają szerokie zastosowanie w przemyśle chemicznym czy energetycznym.

Brak jest jednego kryterium, na podstawie którego można dokonać podziału zbiorników na ciecze i gazy. Wynika to z faktu, iż obiektom przeznaczonym do składowania materiałów o różnych właściwościach fizyczno-chemicznych stawia się różne wymagania dla konstrukcji czy osprzętu. Podstawowe kryteria znane z literatury (por. Ziółko 1986) rozpatrują podziały ze względu na:

- a) nadciśnienie eksploatacyjne:
 - zbiorniki niskociśnieniowe,
 - zbiorniki ciśnieniowe,
- b) miejsce posadowienia:
 - zbiorniki naziemne,
 - zbiorniki podziemne,
- c) kształt zbiornika:
 - zbiorniki cylindryczne (pionowe i poziome),
 - zbiorniki kroplokształtne,
 - zbiorniki kuliste.

Zbiorniki na ropę naftową i paliwa płynne wykonuje się przede wszystkim jako stalowe, naziemne, walcowe o osi pionowej (por. Ziółko 1986). Możliwe są następujące warianty konstrukcyjne tych obiektów:

- a) jednopłaszczkowe,
- b) dwupłaszczkowe,
- c) z dachem stałym,
- d) z dachem pływającym,
- e) z dachem stalowym i pokryciem pływającym.

Zbiorniki z dachami stałymi (zob. Rys. 2.2) projektuje się głównie do magazynowania olei napędowych i opałów oraz naft. Dno zbiornika, którego składowymi są blachy ułożone w nakładkę wzdłuż dłuższych krawędzi oraz na styk wzdłuż krawędzi krótszych, układa się na podsypce piaskowej. Z kolei podsypkę układa się bezpośrednio na gruncie lub na odpowiednim fundamencie. W niektórych przypadkach obiekt posiada również dodatkowy fundament pierścieniowy, zlokalizowany na obwodzie dna. Płaszcz zbiornika składa się z blach łączonych czołowo na stykach pionowych i poziomych (alternatywnie styki poziome można wykonać na zakład). Dach zbiornika stanowi kopuła żebrowa, której konstrukcja nośna to elementy pełnościenne lub dźwigary ustawione promieniście. Ustrój ten jest dodatkowo wzmocniony elementami obwodowymi oraz stężeniami wiatrowymi. Blachy poszycia

mogą być przyspawane na obrzeżach do elementów nośnych. Natomiast poszycia w strefie środkowej nie spawa się do konstrukcji, dzięki czemu na ustrój nośny przekazywane są jedynie obciążenia pionowe (por. Łubiński i Żółtowski 2007). Rozpór występujący w zamocowaniu dachu kopulastego jest przenoszony przez górny pierścień usztywniający.



Rys. 2.2. Zbiornik z dachem stałym zlokalizowany na terenie Bazy Paliw nr 2 OLPP Sp. z o.o. w Nowej Wsi Wielkiej (<http://pomorska.pl>)

Zbiorniki wyposażone w dach pływający (zob. Rys. 2.3), którego głównymi elementami są pierścieniowy ponton i płaska membrana wewnętrzna z blach, służą do przechowywania lekkich paliw płynnych. Zadaniem pontonu, podzielonego przeponami na szczelne segmenty, jest zapewnienie odpowiedniej wyporności dachu. W przestrzeni pomiędzy płaszczem zbiornika i dachem pływającym stosuje się urządzenia uszczelniające. Dno zbiornika i jego posadowienie wykonuje się analogicznie jak w przypadku zbiorników z dachami stałymi. Z kolei w płaszczu zbiornika, blachy mogą być łączone wyłącznie na spoiny czołowe (zob. Łubiński i Żółtowski 2007). Usztywnienie górnej krawędzi płaszcza, które służy jako stężenie wiatrowe, wykorzystuje się najczęściej jako pomost roboczy.

W przypadku obiektów narażonych na działanie obciążeń atmosferycznych o znacznych wartościach wykorzystuje się rozwiązanie w postaci podwójnego dachu (stałego oraz pływającego). Z kolei zbiorniki dwupłaszczowe (zob. Rys. 2.1) stosuje się,

aby zmniejszyć niebezpieczeństwo skażenia gruntu i wód gruntowych przez ewentualne wycieki produktów naftowych z nieszczelności płaszcza zbiornika wewnętrznego.



Rys. 2.3. Zbiorniki z dachami pływającymi znajdujące się w Chalmette, Luizjana, USA (<http://www.hazmatnation.com>)

Zbiorniki cylindryczne podziemne pionowe wykorzystuje się do długotrwałego magazynowania benzyn. Dach jest z reguły podparty w środku rozpiętości słupem, a po zewnętrznej stronie płaszcza występuje obudowa żelbetowa, która odpowiada za przenoszenie obciążeń związanych z parciem gruntu. Pokrycie dna i dachu wykonuje się tak jak w zbiornikach naziemnych.

Zbiorniki cylindryczne poziome mają zastosowanie głównie przy przechowywaniu paliw płynnych w małych bazach (zob. Rys. 2.4). Występują jako naziemne i podziemne. Zbiorniki naziemne opierają się na dwóch podporach betonowych lub ceglanych, a zbiorniki podziemne układa się na gruncie. Mogą one być posadowione bezpośrednio na podsypce piaskowej (jeżeli w gruncie nie występuje woda) lub też na dodatkowej płycie betonowej (jeżeli występują grunty wilgotne) (Łubiński i Żółtowski 2007). W zbiornikach podziemnych mogą ponadto występować elementy uzupełniające, w postaci przepon lub żeber, w celu zwiększenia sztywności płaszcza na parcie gruntu.

Rzadziej występującymi typami zbiorników są zbiorniki kroplokształtne i kuliste. Pierwsze z nich mogą być osiowo symetryczne lub walcowe i mają swoje zastosowanie przy magazynowaniu lekkich paliw płynnych. Ich główna zaleta polega na występowaniu jednakowych naprężeń we wszystkich kierunkach w stanie napełnionym, co optymalizuje



Rys. 2.4. Zbiornik cylindryczny poziomy do magazynowania paliw płynnych klasy III – oleju napędowego i opałowego lub benzyn (<https://petroconsulting.pl>)

koszty materiałowe (zob. Łubiński i Żółtowski 2007). Z drugiej strony, wysokie koszty wykonawstwa powodują, że tego typu obiekty nie były dotychczas stosowane na terenie Polski. Natomiast w zbiornikach kulistych (Rys. 2.5) przechowuje się gazy techniczne w stanie lotnym lub skroplonym. Płaszcz wykonuje się z blach wytłoczonych w kształcie wycinka kuli, a arkusze łączone są ze sobą na spoiny czołowe (por. Łubiński i Żółtowski 2007). Ponadto, ważnym elementem ustroju nośnego jest konstrukcja wsporcza, której zadaniem jest bezpieczne przeniesienie obciążeń z części kulistej na fundament zbiornika. Jeżeli magazynowana jest duża ilość produktu, to zbiorniki łączy się w grupy, zachowując pomiędzy poszczególnymi obiektami odległości, które zapewniają bezpieczną eksploatację.



Rys. 2.5. Zbiorniki kuliste znajdujące się na terenie terminalu LPG w Swarzędzu
(<http://www.petrolnet.pl>)

2.2 Uszkodzenia zbiorników wywołane wpływami sejsmicznymi

Obciążenia sejsmiczne zbiorników są zaliczane do oddziaływań i sytuacji wyjątkowych (por. Eurokod 1, część 4 1998). Skutki tych oddziaływań były i są stale obserwowane i poddawane dokładnym analizom, ponieważ w wielu przypadkach następstwa są bardzo niebezpieczne. Trzęsienia ziemi mogą prowadzić do uszkodzeń konstrukcji, w konsekwencji czego może dojść do wycieku substancji magazynowanej, pożaru czy nawet wybuchu (zob. Rys. 2.6). Z tego też względu, bezpieczeństwo oraz niezawodność zbiorników to aspekty kluczowe. Co więcej, polskie przepisy w sposób precyzyjny określają w jaki sposób i jak często należy monitorować stan techniczny zbiorników (patrz Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 21 listopada 2005 r., Dz.U. 2005 nr 243 poz. 2063).



Rys. 2.6. Uszkodzenia zbiornika na benzynę w rafinerii Tüpraş podczas trzęsienia ziemi z dnia 17.09.1999, Kocaeli, Turcja (<http://www.researchgate.net>)

Oddziaływania dynamiczne, związane z trzęsieniami ziemi, zaliczane są do jednych z najbardziej niebezpiecznych, a zarazem najmniej przewidywalnych zjawisk naturalnych, jakie mogą oddziaływać na zbiorniki stalowe (zob. De Angelis i inni 2010). Bezpośrednio z nimi związane są różne typy uszkodzeń, które mogą wystąpić na skutek tych obciążeń wyjątkowych (Rohovsky 2003):

- a) zniszczenie dna zbiornika w strefie połączenia z płaszczem – bezpośrednią przyczyną tego uszkodzenia jest zniszczenie struktury gruntu wskutek oddziaływań sejsmicznych,
- b) poziome przemieszczenie zbiornika – to uszkodzenie wywołane jest nadmiernymi poziomymi ruchami sejsmicznymi, które mogą powodować uszkodzenia dna zbiornika (dla obiektów niezakotwionych) oraz zniszczenia elementów kotwiących do fundamentu (dla obiektów zakotwionych); również ten typ awarii może powodować powstanie nieszczelności w systemie rurociągów połączonych ze zbiornikiem,

- c) całkowite przechylenie się zbiornika – to uszkodzenie jest spowodowane przekroczoną wartością momentu wywracającego, który wynika ze składowej poziomej wymuszenia sejsmicznego przy niedostatecznym zakotwieniu obiektu,
- d) wyboczenie płaszcza zbiornika niezakotwionego typu *elephant foot* – przyczyną tego uszkodzenia jest współdziałanie ze sobą różnych naprężeń – rozciągających w strefie płyty dennej i osiowych spowodowanych podniesieniem obiektu (tzw. *uplifting*, który dotyczy bezpośrednio obiektów niezakotwionych),
- e) utrata stateczności płaszcza zbiornika – na wystąpienie tego typu uszkodzenia wpływają nadmierne wartości membranowych naprężeń ściskających,
- f) pęknięcie w płaszczu zbiornika – to uszkodzenie może wynikać z nadmiernego ciśnienia od cieczy wypełniającej zbiornik, co spowodowane jest bezpośrednio wpływem składowych (poziomej i pionowej) oddziaływania sejsmicznego,
- g) nadmierne uniesienie (*uplifting*) dna zbiornika skutkujące pęknięciem dna w strefie połączenia z płaszczem – uszkodzenie tego typu wynika z pionowych ruchów sejsmicznych,
- h) zerwanie śrub kotwiących konstrukcję zbiornika do fundamentu – awaria ta spowodowana jest zbyt dużymi wartościami momentu wywracającego,
- i) zerwanie króćców lub przyłączonych rurociągów – te uszkodzenia wywołane są różnicami w odpowiedzi sejsmicznej zbiornika i rurociągów przyłączonych do konstrukcji,
- j) uszkodzenie pokrycia dachu zbiornika – ta awaria może być spowodowana zbyt wysokim falowaniem (tzw. *sloshing*) wewnątrz obiektu, które wynika ze składowej poziomej wymuszenia sejsmicznego,
- k) uszkodzenie konstrukcji nośnej dachu zbiornika – nadmierne oddziaływania sejsmiczne mogą doprowadzić również do awarii czy nawet zniszczenia konstrukcji samonośnej dachu,
- l) uszkodzenie wewnętrznych elementów wyposażenia zbiornika – te uszkodzenia są spowodowane poziomymi i obwodowymi ruchami cieczy wypełniającej zbiornik, które powstają w czasie ruchów podłoża związanych z oddziaływaniem sejsmicznym.

Przedstawione rodzaje uszkodzeń można podzielić, z uwagi na ich wagę i wpływ na cały obiekt, na cztery kategorie (Rohovsky 2003):

- a) kategoria 1 – uszkodzenia niemające wpływu na straty materiałowe, takie jak uszkodzenie konstrukcji, pokrycia dachu czy uszkodzenie wyposażenia



- wewnętrznego lub zewnętrznego zbiornika (dotyczy to m.in. rurociągów, których króćce występują powyżej poziomu wypełniania obiektu),
- b) kategoria 2 – uszkodzenia, które mogą (ale nie muszą) powodować wyciek zawartości zbiornika, jak np. uszkodzenie typu *elephant foot*,
 - c) kategoria 3 – uszkodzenia powodujące wyciek części substancji wypełniającej, które związane są m. in. z pęknięciami rurociągów poza strefą zaworów odcinających czy przelewaniem się zawartości przez ściany zbiornika,
 - d) kategoria 4 – uszkodzenia prowadzące do znaczącego lub całkowitego wycieku cieczy magazynowanej, wynikające z pęknięć poszycia zbiornika w dnie lub płaszczu, a także związane z nieszczelnościami rurociągów łączonych z obiektem w strefach pomiędzy ścianą obiektu a zaworem odcinającym lub nieszczelnościami króćców zlokalizowanych w okolicy dna zbiornika lub w samym dnie.

Aby zapobiec samym uszkodzeniom, czy też zminimalizować negatywny wpływ różnego rodzaju awarii na cały obiekt jak i bezpośrednie otoczenie, zbiorniki poddawane są kompleksowym analizom sejsmicznym, opisanym szerzej w rozdziale 2.3 niniejszej pracy.

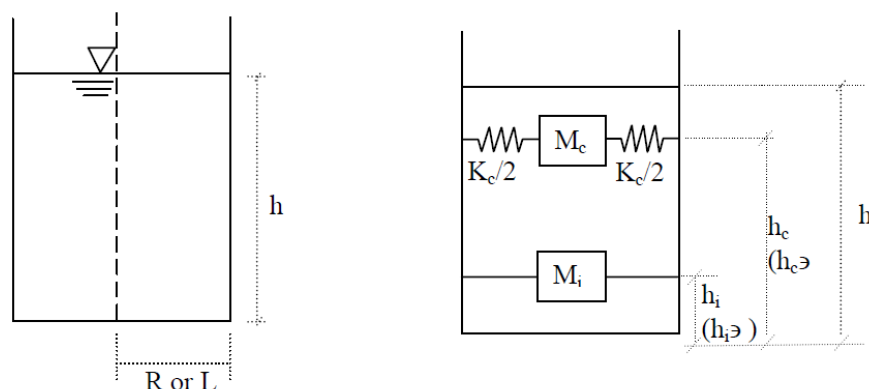
2.3 Projektowanie zbiorników na obciążenia sejsmiczne

Na świecie istnieje wiele norm, na podstawie których sprawdza się odporność sejsmiczną zbiorników. Jednymi z najbardziej rozpowszechnionych są: Eurokod 8 (1998) (norma odnosząca się do obiektów zlokalizowanych w Europie), API Standard 650 (1998) (norma amerykańska) oraz wytyczne NZSEE (1986) (przepisy nowozelandzkie). Normy te różnią się nieco w podejściu do analizy sejsmicznej zbiorników. Należy przy tym podkreślić, że typy rozpatrywanych obiektów w normach są różne. W przypadku normy europejskiej i nowozelandzkiej można dokonać analizy zbiorników utwierdzonych do fundamentu oraz zbiorników wieżowych. Z kolei, norma amerykańska bierze pod uwagę zbiorniki posadowione na terenie, bez doprecyzowania typu połączenia z fundamentem.

2.3.1 Modele mechaniczne

Normy bazują na wykorzystaniu w analizie sejsmicznej prostego modelu mechanicznego zbiornika. Model ten służy do zamiany układu zbiornik-wypełnienie na

układ sprężyna-masa, dzięki czemu można w sposób uproszczony wyznaczyć siły hydrodynamiczne. Rozpatrywane są dwie składowe wypełnienia: impulsowa (poruszająca się zgodnie z konstrukcją) oraz konwekcyjna (podlegająca efektowi falowania, tzw. *sloshing*). Na Rys. 2.7 przedstawiono schemat modelu mechanicznego zbiornika. Wielkości opisane na tym schemacie są zdefiniowane jako: M_i – masa impulsowa, M_c – masa konwekcyjna, h_i – wysokość masy impulsowej, h_c – wysokość masy konwekcyjnej.



Rys. 2.7. Podstawowe wymiary (lewa strona)

oraz model mechaniczny (prawa strona) zbiornika (Jaiswal i inni 2004)

Normy projektowe bazują na różnych modelach mechanicznych. Eurokod 8 (1998) oraz wytyczne NZSEE (1986) wykorzystują model zaproponowany przez Veletsosa i Yanga (1977) jako dopuszczalny dla zbiorników walcowych sztywnych. Z kolei, dla zbiorników walcowych podatnych, norma nowozelandzka bazuje na modelu mechanicznym Harouna i Housnera (1981). Dla tego typu konstrukcji, norma europejska proponuje zastosowanie modeli Veletsosa (1984) oraz Harouna i Housnera (1981), uwzględniając przy tym uproszczenia zaproponowane przez Malhotrę i innych (2000). Przy wyznaczeniu impulsowych i konwekcyjnych mas w pionowych zbiornikach walcowych, Eurokod 8 (1998) opiera się na wytycznych NZSEE (1986).

Z drugiej strony, norma API 650 (1998) wykorzystuje model mechaniczny autorstwa Housnera (1963), uwzględniający przy tym modyfikacje zaproponowane przez Woźniaka i Mitchella (1978). Sama norma skupia się na podatnych zbiornikach walcowych. Z racji tego, że brak jest znaczącej różnicy w modelach mechanicznych

obiektów podatnych i sztywnych, parametry impulsowe i konwekcyjne wyznaczone są w API 650 (1998) jak dla zbiornika sztywnego.

2.3.2 Rozkład ciśnienia hydrodynamicznego wywołanego poziomym wymuszeniem

Naprężenia w ścianie zbiornika zależą od rozkładu ciśnienia hydrodynamicznego wzdłuż wysokości ściany. Housner (1963) wyprowadził wzór na rozkład tego ciśnienia na sztywnej ścianie zbiornika. Z kolei Veletsos (1984) opisał rozkład ciśnienia hydrodynamicznego na ścianie sztywnej i podatnej. Należy podkreślić, że podatność ścian zbiornika nie wpływa na konwekcyjne ciśnienie hydrostatyczne (Jaiswal i inni 2004). Niemniej, podatność wpływa w sposób znaczący na rozkład impulsowego ciśnienia hydrodynamicznego, szczególnie w przypadku smukłych zbiorników (Jaiswal i inni 2004). Ocena rozkładu ciśnienia impulsowego w zbiornikach podatnych jest skomplikowana i może być wykonana wyłącznie za pomocą procedur iteracyjnych (Veletsos 1984). Stosując tę metodę wyznacza się rozkład ciśnienia hydrostatycznego w Eurokodzie 8 (1998) oraz w wytycznych NZSEE (1986). Norma API 650 (1998) nie opisuje rozkładu ciśnienia hydrostatycznego.

2.3.3 Odpowiedź na pionowe wymuszenie podstawy

Wymuszenie pionowe podstawy powoduje, że wypełnienie wywiera osiowosymetryczne ciśnienie hydrostatyczne na ściany zbiornika (Jaiswal i inni 2004). Znajomość tego ciśnienia jest niezbędna do oceny bezpieczeństwa i wytrzymałości ściany zbiornika na wyboczenie. Uproszczona metoda wyznaczania tej wielkości została zaproponowana przez Veletsosa (1984) oraz Harouna i Tayela (1985). Pierwsze podejście wykorzystano w wytycznych NZSEE (1986). Z kolei, drugą metodę wykorzystano w Eurokodzie 8 (1998). Norma API 650 (1998) nie zawiera przepisów związanych z odpowiedzią zbiornika przy wymuszeniu pionowym.

2.3.4 Wysokość fali

Falująca składowa wypełnienia zbiornika ulega pionowym ruchom i konieczne jest zapewnienie odpowiedniej wolnej przestrzeni wewnątrz, aby zapobiec rozlewaniu się płynu. W normie Eurokod 8 (1998) oraz wytycznych NZSEE (1986) podane są wzory do wyznaczenia maksymalnej wysokości fali, zaś norma API 650 (1998) nie zawiera wytycznych dla tego zagadnienia (zob. Tabela 2.1).

Tabela 2.1. Maksymalna wysokość fali sloshing'owej

Eurokod 8 / NZSEE	$0,84 \cdot A_c \cdot R$
API 650	Brak wytycznych

A_c – przyspieszenie konwekcyjne, R – promień zbiornika

2.4 Projektowanie zbiorników na terenach górniczych

Tematyka związana z odpornością sejsmiczną zbiorników jest szeroko opisana w literaturze (patrz Rozdział 1, punkt 1.1) oraz w różnych normach projektowych (patrz punkt 2.3). Z drugiej strony należy podkreślić, iż do obiektów tych odnoszą się jedynie ogólne wytyczne krajowe w zakresie projektowania na wstrząsy górnicze (por. Kwiatek 1997, Instrukcja ITB nr 364/2007). Ruchy podłoża związane z działalnością wydobywczą człowieka są uważane powszechnie za mniej groźne, ze względu na osiąganie niższych wartości przyspieszeń (zob. np. Kwiatek 1997, Zembaty 2004 czy Zembaty i Wiejacz 2007), niemniej mogą również prowadzić do uszkodzeń konstrukcji budowlanych (zob. np. Kwiatek 1997, Tataro 2002 czy Ziółko i inni 2012). Problem nierównomiernego osiadania zbiorników na terenach szkód górniczych był przedmiotem szeregu analiz (zob. np. Ziółko 2008). Zjawisko to jednak związane jest z długotrwałą deformacją podłoża gruntowego niepowodującą wstrząsów górniczych przenoszonych się na konstrukcje budowlane.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w Instrukcji ITB nr 364/2007 zbiorniki, które mają być stosowane na terenach górniczych muszą mieć sztywność i wytrzymałość wystarczającą do przeniesienia przewidywanych oddziaływań górniczych. Ich konstrukcja musi być niezależna od innych obiektów oraz budynków. Posadawiać je należy na płaskich fundamentach, ale dopuszcza się lokalne zagłębienia w środkowej części rzutu zbiornika. Jeżeli mają występować lokalne zagłębienia w dozwolonych miejscach dna, wówczas muszą one mieć głębokość nie większą niż 20 cm i ścianki zewnętrzne nachylone pod kątem 30° w stosunku do płaszczyzny dna. W zbiornikach, które mają być częściowo lub całkowicie zagłębione w gruncie należy stężyć górne krawędzie ścian bocznych przy zastosowaniu płyty lub ramy poziomej. Wszelkie

połączenia instalacyjne zbiorników muszą zapewniać kompensację spowodowaną wzajemnym przemieszczaniem się elementów. Jeżeli zbiornik ma być posadowiony na stropie budynku, wówczas należy uwzględnić deformację stropu wynikającą z wpływów eksploatacji górniczej.

W analizie zbiorników na terenach górniczych można pominąć wpływ wygięcia terenu, jeżeli spełnione są następujące warunki (Instrukcji ITB nr 364/2007):

- a) prognozowana wartość wygięcia terenu $R \geq 6$ km,
- b) wymiary długości przekątnej lub średnicy rzutu zbiornika nie przekraczają wartości $R/1000$,
- c) moduł ścisłości gruntu pod dnem zbiornika nie jest większy niż 50 MPa, a jeżeli występują grunty mało ścisłe o module ścisłości większym niż 50 MPa, to należy zastosować warstwę podsypki piaskowej o grubości nie mniejszej niż 50 cm.

Dodatkowo, w zbiornikach należy uwzględniać wpływ deformacji poziomych podłoża na dno zbiornika. Dla zbiorników zagłębionych częściowo lub całkowicie w gruncie należy ponadto wziąć pod uwagę zwiększone parcie gruntu na jego ściany. Co więcej, zbiorniki o dużych rzutach powinny posiadać dylatacje dna oraz ścian, a przerwy dylatacyjne należy rozmieszczać w sposób wynikający z użytkowania obiektu oraz umożliwiający jego naprawę. Szczególną uwagę i dokładność należy zachować przy wykonaniu uszczelnień tych miejsc.

Jeżeli projektowany obiekt nie spełnia wyżej opisanych warunków, to należy go posadowić na fundamencie specjalnym (np. zastosować ruszt fundamentowy), którego zadaniem jest przejście negatywnych wpływów wynikających z oddziaływań górniczych. Dzięki temu sam zbiornik będzie miał zapewnione bezpieczeństwo i niezawodność w czasie użytkowania.

3. Badania eksperymentalne

3.1 Obiekty badań

Na potrzeby badań eksperymentalnych wykonano dwa modele doświadczalne zbiorników rzeczywistych z dachami stałymi, które zlokalizowane są na terenie Polski. Modele wykonano na podstawie dokumentacji projektowej zaprezentowanej na Rys. 3.1 oraz Rys. 3.2.

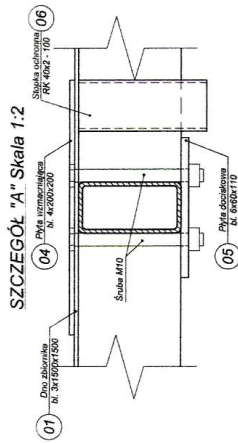
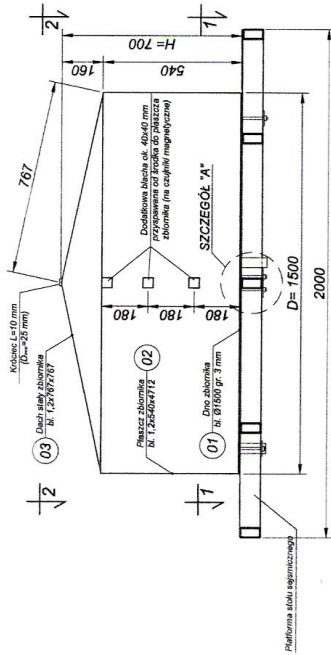
Pierwszy model odwzorowuje w skali 1:33,33 zbiornik o całkowitej pojemności 32.000 m³ znajdujący się w Rafinerii Gdańskiej należącej do Grupy Lotos S.A. Średnica modelu i wysokość wynoszą odpowiednio: 1,5 m oraz 0,7 m (zob. Fot. 3.1). Masa pustego modelu jest równa 86 kg, podczas gdy zbiornik wypełniony do poziomu maksymalnego dopuszczalnego wypełnienia waży 945 kg.

Drugi z modeli odwzorowuje w skali 1:22,69 zbiornik o całkowitej pojemności 10.000 m³ znajdujący się w Bazie Paliw nr 1 w Koluszkach, wchodzącej w skład Operatora Logistycznego Paliw Płynnych Sp. z o.o. Średnica modelu i wysokość wynoszą odpowiednio: 1,25 m oraz 0,84 m (zob. Fot. 3.2). Pusty zbiornik waży 71,4 kg, natomiast masa modelu przy pełnym dopuszczalnym wypełnieniu jest równa 922 kg.

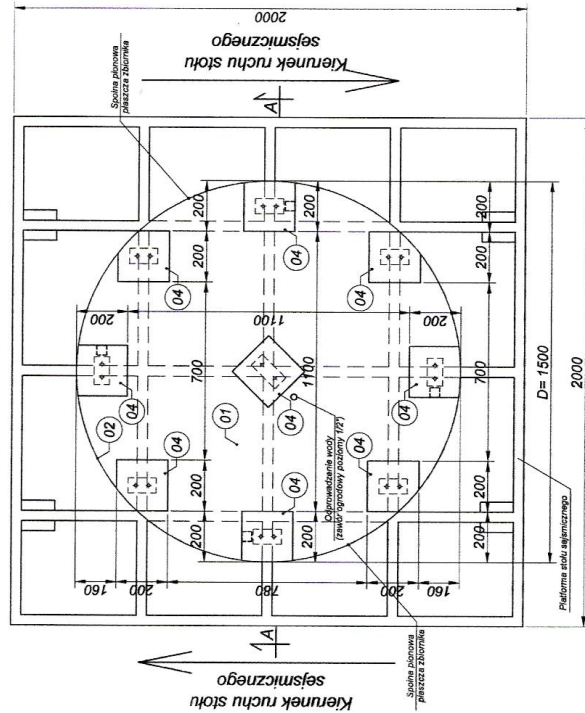
Dla obu obiektów badawczych grubości blach dna, płaszcza oraz dachu wynoszą odpowiednio: 3 mm, 1,2 mm oraz 1,2 mm. Modele wykonano ze stali nierdzewnej z grupy Cr-Ni (kwasoodpornej), która charakteryzuje się modułem odkształcalności podłużnej (modułem Young'a) o wartości $E=200$ GPa w temperaturze 20°C (zgodnie z informacją od producenta oraz normą PN-EN 10088 dla tej grupy stali). Zamocowanie zbiorników do stanowiska badawczego zrealizowano poprzez użycie dziewięciu stalowych płyt dociskowych osiemnastoma śrubami M10 (dla modelu o średnicy $D=1,5$ m) oraz siedmiu stalowych płyt dociskowych czternastoma śrubami M10 (dla modelu o średnicy $D=1,25$ m), co zostało przedstawione na Rys. 3.1 ÷ 3.2.

MODEL ZBIORNIKA D=1,5 m Skala 1:10

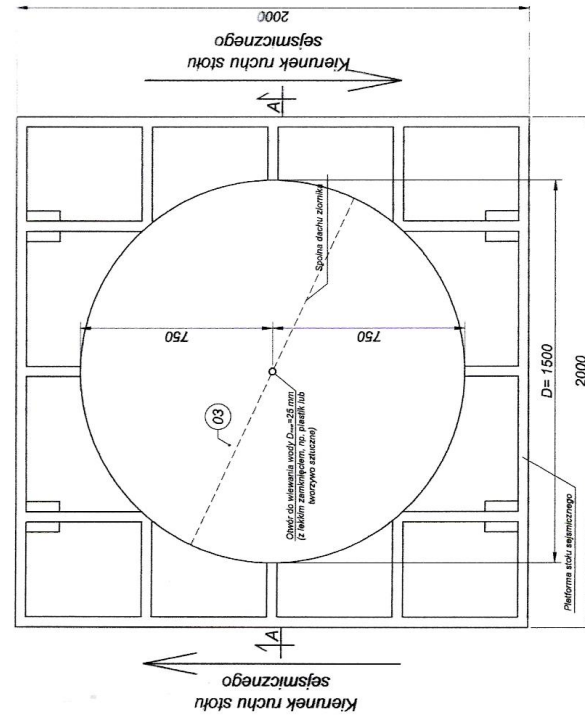
PRZEKRÓJ A-A



PRZEKRÓJ 1-1

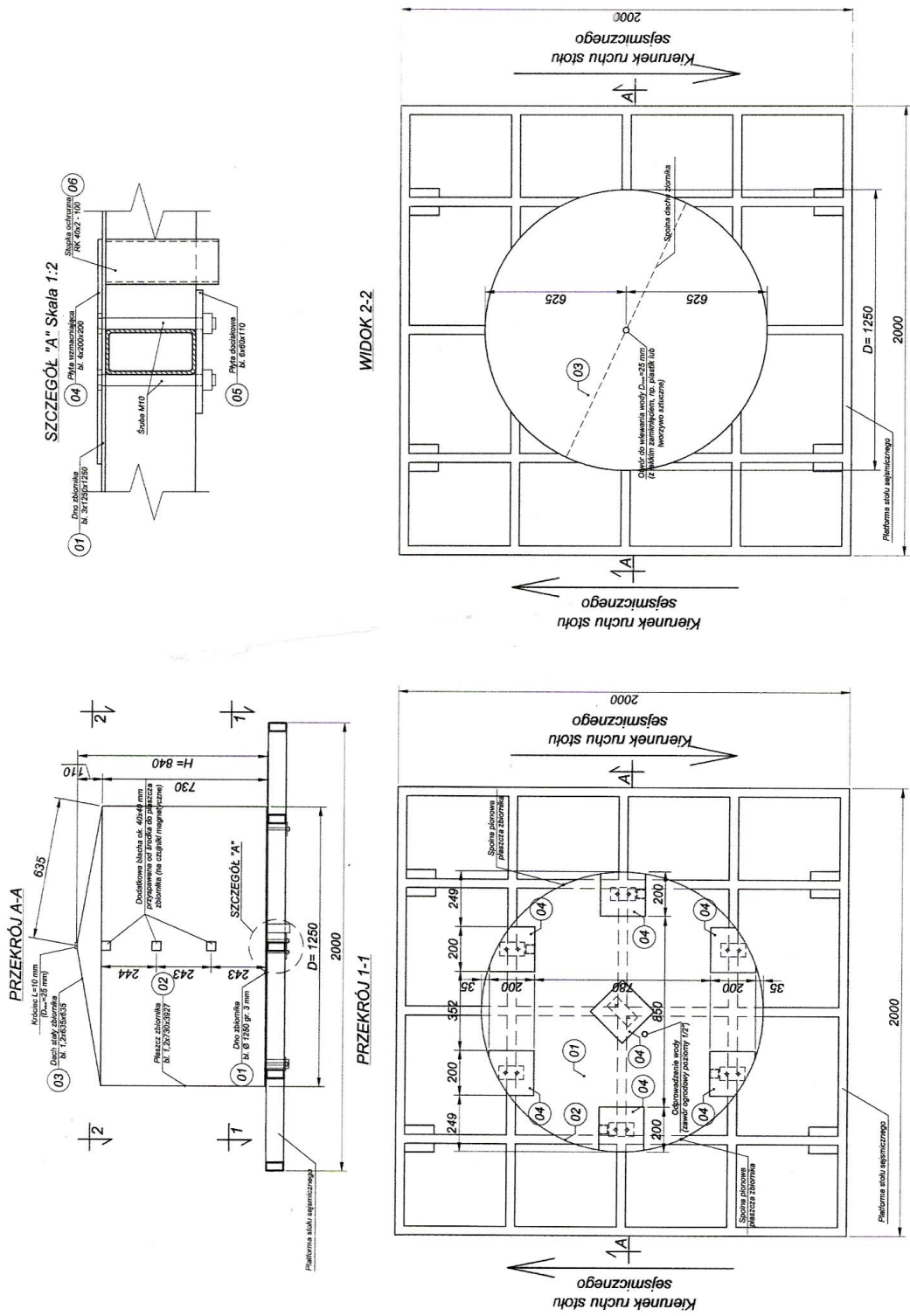


WIDOK 2-2

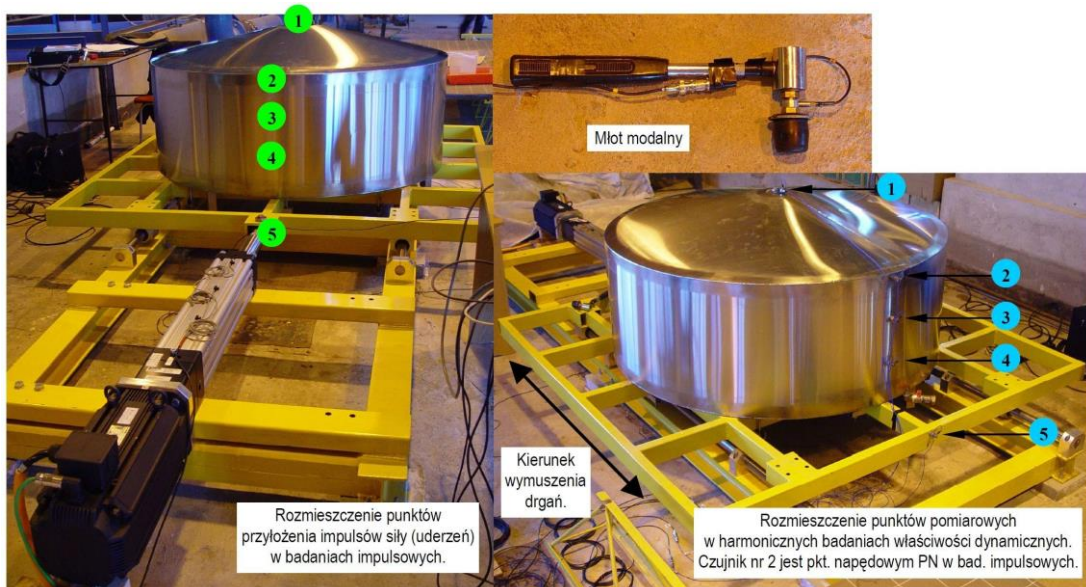


Rys. 3.1. Projekt modelu zbiornika o średnicy D=1,5 m

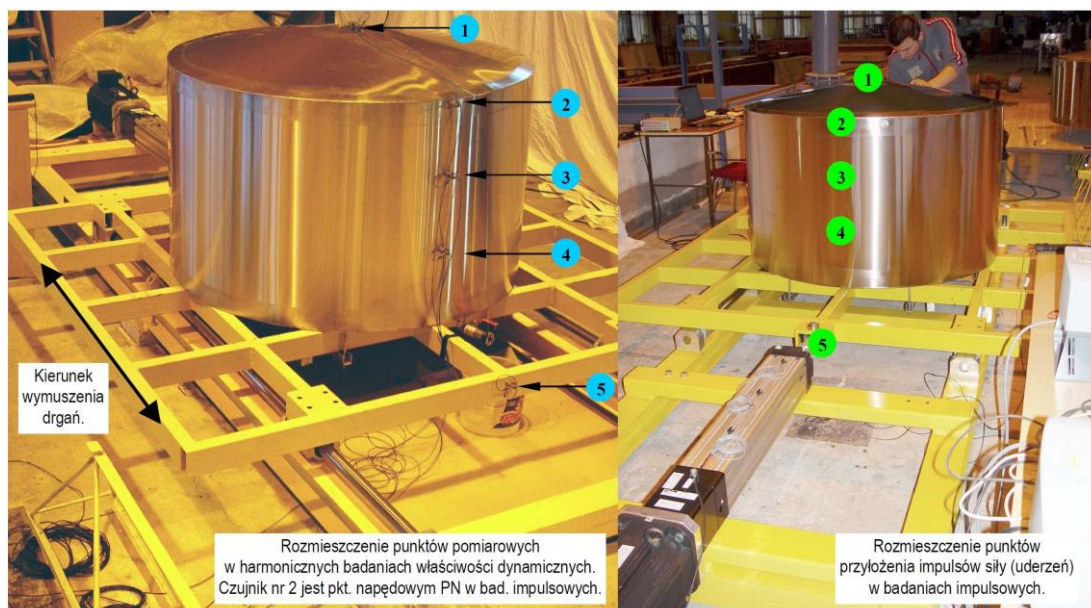
MODEL ZBIORNIKA D=1,25 m Skala 1:10



Rys. 3.2. Projekt modelu zbiornika o średnicy D=1,25 m



Fot. 3.1. Konstrukcja modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m podczas testów impulsowych i sweep-sine



Fot. 3.2. Konstrukcja modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m podczas testów impulsowych i sweep-sine

3.2 Stanowisko badawcze i warianty wypełnienia obiektów

Badania doświadczalne prowadzono na specjalnie do tego celu wykonanym stanowisku badawczym, tzw. stole sejsmicznym (Fot. 3.3), w laboratorium znajdującym się na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej. W skład tego

stanowiska wchodziły następujące elementy: podstawa, do której zamocowane były dwa łożyska poruszające się na prowadnicach liniowych, platforma stołu (o wymiarach 2,0 × 2,0 m), siłownik dynamiczny PARKER ETB 125 wraz z systemem sterowania, 16-kanalowa aparatura pomiarowa do pomiarów przyspieszeń oraz 64-kanałowy mostek tensometryczny do dynamicznego pomiaru odkształceń.



Fot. 3.3. Stanowisko badawcze do badań eksperymentalnych

Z powodu trudności prowadzenia badań przy wykorzystaniu oryginalnego wypełnienia rzeczywistych obiektów (w postaci paliw płynnych) oraz związanymi z tym większymi kosztami i względami bezpieczeństwa, badania eksperymentalne wykonano z wypełnieniem w postaci wody. Zbiorniki wypełniano wodą z sieci wodociągowej używając węża elastycznego o średnicy 3/4" wprowadzanego do zbiorników przez króćce znajdujące się na szczytach ich dachów. Poziom słupa wody w modelach kontrolowano za pomocą przezroczystej rurki z podziałką podłączanej do zaworów spustowych. Sposób wypełniania zbiorników oraz kontrolowania poziomu słupa wody przedstawiono na Fot. 3.4. W badaniach modeli zbiorników nieuszkodzonych rozpatrzono cztery warianty wypełnienia:

- a) pusty zbiornik,
- b) zbiornik wypełniony wodą do 1/3 dopuszczalnej wysokości (162 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m oraz 231 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m),

- c) zbiornik wypełniony wodą do 2/3 dopuszczalnej wysokości (324 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m oraz 462 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m),
- d) zbiornik wypełniony wodą do poziomu dopuszczalnego wypełnienia (486 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m oraz 693 mm słupa wody dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m).

Wartości dopuszczalnego wypełnienia poszczególnych modeli przyjęto na podstawie dokumentacji projektowej dla rzeczywistych obiektów.



Fot. 3.4. Metoda wypełniania modeli oraz kontrolowania poziomu słupa wody

3.3 Testy impulsowe z analizą modalną

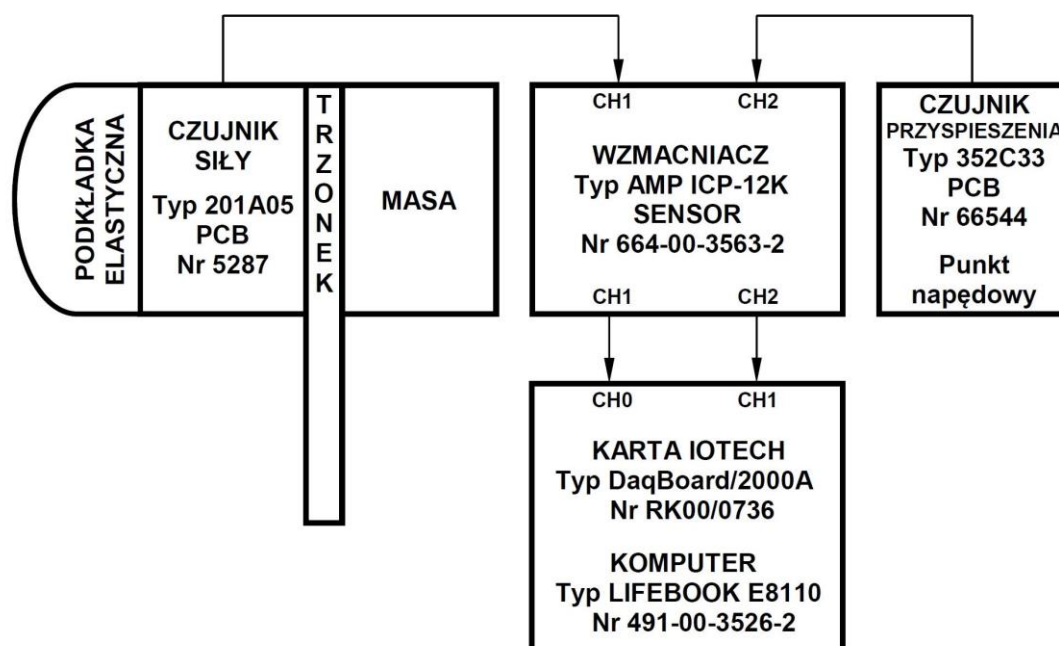
3.3.1 Aparatura pomiarowa i program badań

W pierwszym etapie badań wykonano testy impulsowe przy wykorzystaniu następującej aparatury pomiarowej (zob. Fot. 3.1 ÷ 3.2):

- a) młot modalny (czujnik siły z podkładką elastyczną ograniczającym wymuszenie częstotliwości do 300 Hz),

- b) jednokierunkowy czujnik przyspieszeń z mechanicznym ograniczeniem częstotliwości do 4 kHz,
- c) 16-kanałowy wzmacniacz z filtrem dolnoprzepustowym 100 Hz (dwa kanały aktywne),
- d) analogowo-cyfrowa karta pomiarowa,
- e) komputer do rejestracji pomiarów.

Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji przedstawiono na Rys. 3.3.



Rys. 3.3. Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji badań impulsowych

Pomiary wartości amplitudy przyspieszenia w stałym punkcie pomiarowym na konstrukcji modelu zbiornika, wykonano zadając szereg impulsów siły (uderzeń) młotem modalnym z pomiarem amplitudy siły w punktach stanowiących siatkę pomiarową na konstrukcji modelu zbiornika i platformy stołu sejsmicznego w czterech wariantach pomiarowych (zgodnie z rozdziałem 3.2). Rozmieszczenie punktów pomiarowych przedstawiono na Fot. 3.1 ÷ 3.2 oraz na Rys. 3.4 ÷ 3.5. Pomiary zarejestrowano z jednoznacznym wygaśnięciem drgań. Rejestracja pomiarów impulsowych charakteryzowała się następującymi parametrami:

- a) całkowity czas rejestracji pomiarów 15 i 20 sekund,
- b) pre-trigger ustawiono na 0,5 sekundy,
- c) częstotliwość próbkowania rejestracji pomiarów 4000 Hz,

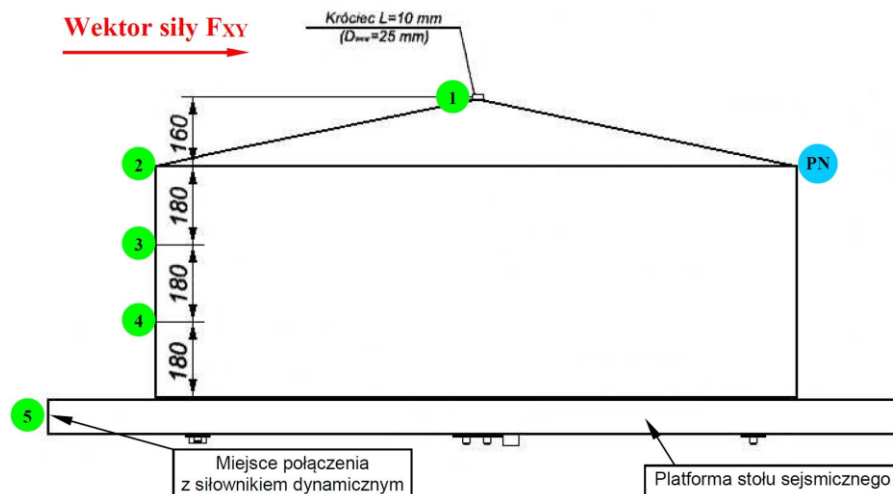
d) 5 impulsów siły (uderzeń).

Dla każdego modelu eksperymentalnego wykonano 100 pomiarów, rejestrując jednocześnie impulsy siły oraz odpowiedzi przyspieszenia.

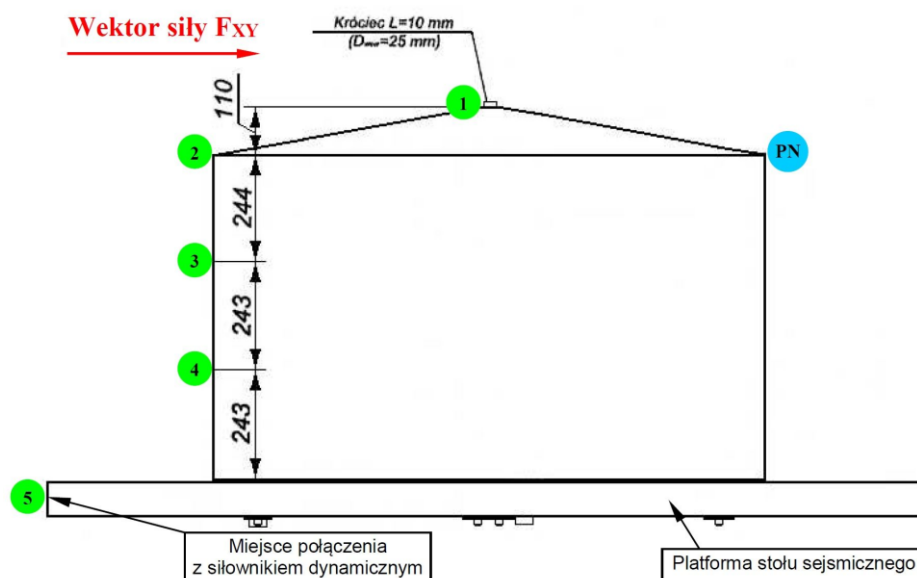
3.3.2 Analiza modalna pomiarów impulsowych

Sygnaly pomiarowe zarejestrowane podczas badań impulsowych konstrukcji modeli zbiorników poddano wstępnej ocenie i obróbce danych, a następnie analizie modalnej za pomocą zespołu makr działających w środowisku oprogramowania DADISP. Wstępna ocena polegała na dokonaniu przeglądu zarejestrowanych sygnałów w poszczególnych kanałach pomiarowych oraz obliczonych na ich podstawie charakterystyk widmowych w celu sprawdzenia prawidłowości wykonania samych rejestracji oraz wybrania toku postępowania przy wstępnej obróbce danych, tj. rodzaju i rzędu filtracji cyfrowej.

W analizie modalnej wykonano obliczenia estymacyjne wstępnie obrobionych sygnałów pomiarowych, których efektem było wyznaczenie estymat charakterystyk FRF (Frequency Response Function) konstrukcji modeli zbiorników w poszczególnych punktach siatki pomiarowej oraz estymacja parametrów modalnych w rezonansach. Parametry modalne w rezonansach posłużyły do określenia częstotliwości drgań własnych badanych obiektów.



Rys. 3.4. Rozmieszczenie punktów przyłożenia impulsu siły (kolor zielony) i punktu napędowego (kolor błękitny) w badaniach impulsowych modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m



Rys. 3.5. Rozmieszczenie punktów przyłożenia impulsu siły (kolor zielony) i punktu napędowego (kolor błękitny) w badaniach impulsowych modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

3.3.3 Wyniki testów impulsowych

Tabele 3.1 ÷ 3.2 prezentują zestawienia częstotliwości drgań własnych wraz z wyznaczonymi liczbami tłumienia. W wynikach analizy przedstawiono częstotliwości rezonansowe konstrukcji, dla których możliwe było uzyskanie parametrów modalnych.

Tabela 3.1. Rezultaty badań impulsowych dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m

	Częstotliwość rezonansowa f_R [Hz]
Zbiornik pusty	43,64
Zbiornik wypełniony 162 mm słupem wody	32,88
Zbiornik wypełniony 324 mm słupem wody	29,32
Zbiornik wypełniony 486 mm słupem wody	25,20

Tabela 3.2. Rezultaty badań impulsowych dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

	Częstotliwość rezonansowa f_R [Hz]
Zbiornik pusty	63,34
Zbiornik wypełniony 231 mm słupem wody	45,89
Zbiornik wypełniony 462 mm słupem wody	35,53
Zbiornik wypełniony 693 mm słupem wody	21,81

Wyniki przedstawione w Tabelach 3.1 ÷ 3.2 pokazują, iż wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia wodą następuje znaczny spadek częstotliwości drgań własnych konstrukcji. W przypadku modelu o średnicy $D=1,5$ m wzrost wypełnienia do poziomu 162 mm, 324 mm i 486 mm spowodował spadek częstotliwości drgań własnych konstrukcji

odpowiednio o 24,7%, 32,8%, 42,2% w stosunku do parametrów dla zbiornika pustego. Z kolei dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m wzrost wypełnienia do poziomu 231 mm, 462 mm i 693 mm spowodował spadek częstotliwości drgań własnych konstrukcji odpowiednio o 27,5%, 43,9%, 65,6% w stosunku do parametrów dla zbiornika pustego.

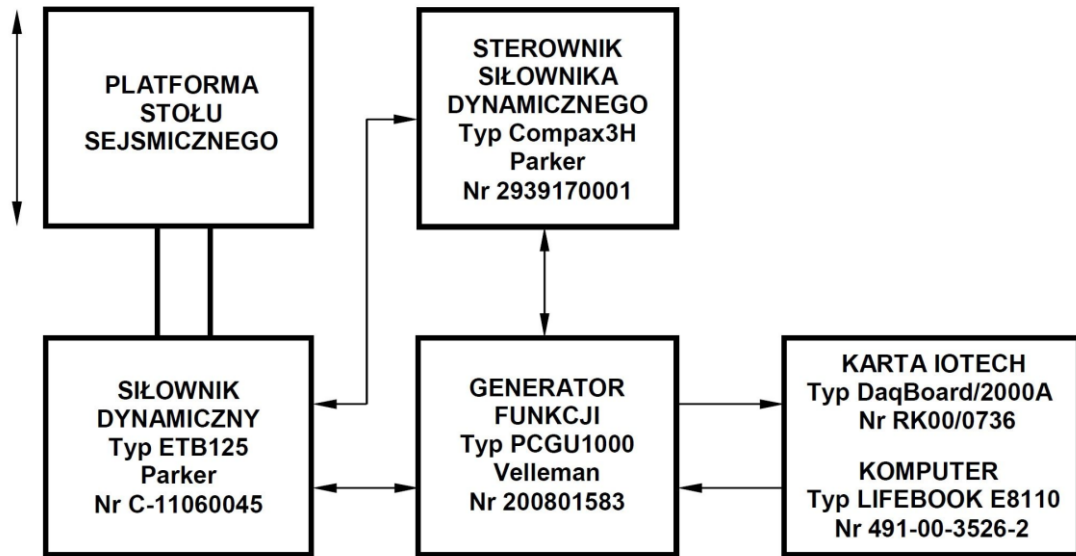
3.4 Badania sweep-sine

3.4.1 Aparatura pomiarowa i program badań

Testy impulsowe opisane w rozdziale 3.3 umożliwiły ogólne oszacowanie zależności pomiędzy poziomem wypełnienia, a częstotliwością drgań własnych konstrukcji i liczbą tłumienia drgań. Testy te jednak umożliwiają wyznaczenie w zasadzie jedynie dominującej częstotliwości drgań własnych i mogą być obarczone błędami w przypadku, gdy występują rezonanse dla bliskich sobie częstotliwości (Chopra 1995). Dlatego też, w celu dokładnego wyznaczenia wszystkich częstotliwości drgań własnych i odpowiadających im liczb tłumienia, w drugim etapie badań eksperymentalnych wykonano precyzyjne testy harmoniczne dla zmiennej (rosnącej) częstotliwości, tzw. sweep-sine (zob. np. Chopra 1995, Jankowski 2010). Badania charakteryzowały się następującymi parametrami:

- a) zakres częstotliwości wymuszenia drgań $1,0 \text{ Hz} \div 60 \text{ Hz}$,
- b) wymuszenie drgań częstotliwością cyklicznie zmienną sinusoidalną (sweep-sine) z prędkością przestrajania liniową w czasie 60 i 120 sekund,
- c) amplituda przyspieszenia platformy stołu sejsmicznego dobrana tak, aby ujawnić rezonanse.

Ze względu na fakt, iż konstrukcje analizowanych modeli zbiorników były symetryczne (dla kierunku poziomego poprzecznego X oraz poziomego wzdłużnego Y) wymuszenia dynamiczne zadano tylko dla jednego kierunku – zgodnego z ruchem platformy stołu sejsmicznego (zob. Fot 3.1 oraz 3.2), opisanego jako kierunek wymuszenia drgań (kierunek poziomy XY). Schemat blokowy układu do generowania drgań sinusoidalnych przedstawiono na Rys. 3.6.

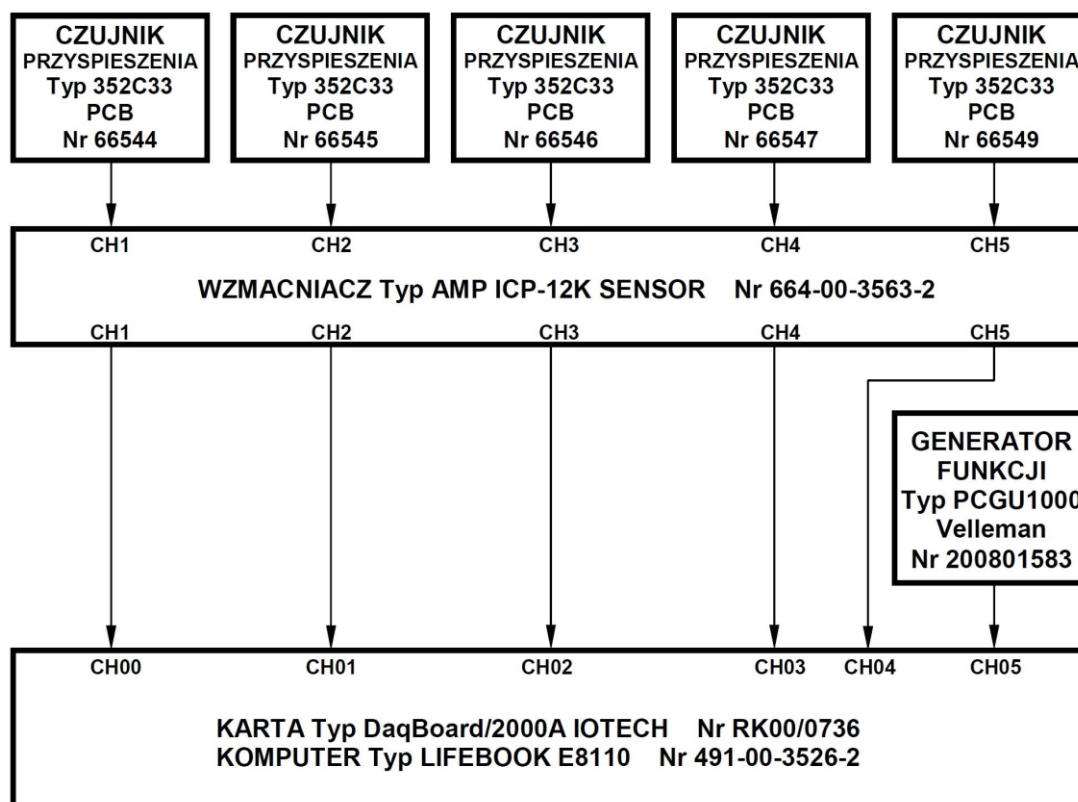


Rys. 3.6. Schemat blokowy układu do generowania drgań sinusoidalnych

Badania właściwości dynamicznych modeli zbiorników przeprowadzono przy wykorzystaniu następującej aparatury pomiarowej:

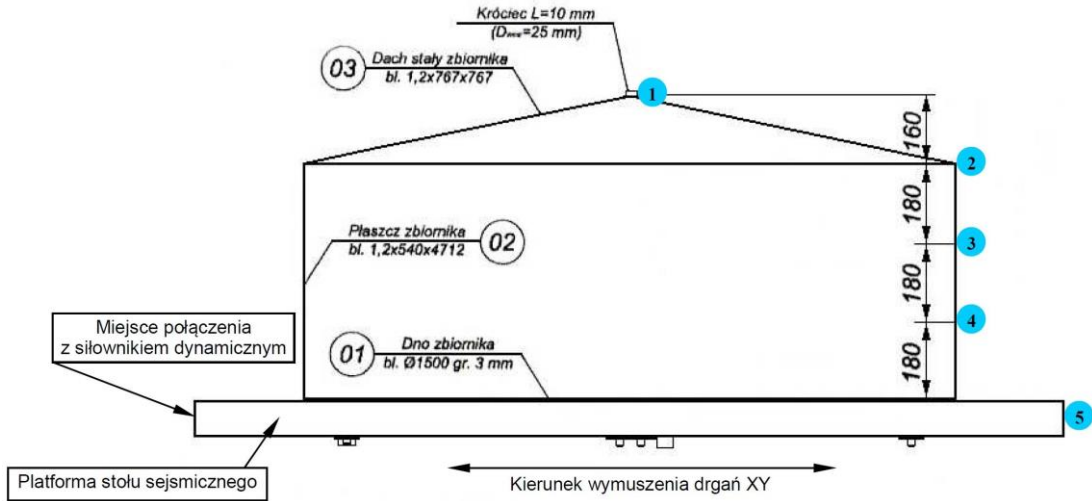
- pięć jednokierunkowych czujników przyspieszeń z mechanicznym ograniczeniem częstotliwości do 4 kHz,
- 16-kanałowy wzmacniacz z filtrem dolnoprzepustowym 100 Hz (pięć kanałów aktywnych),
- analogowo cyfrowa karta pomiarowa,
- komputer do rejestracji pomiarów.

Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji przedstawiono na Rys. 3.7.

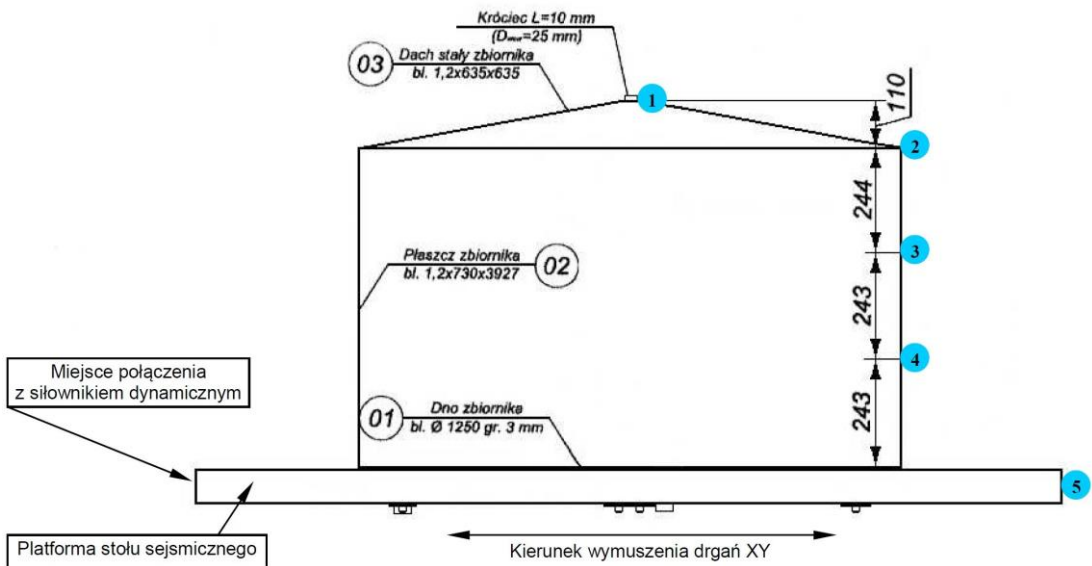


Rys. 3.7. Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji przyspieszeń

Pomiary wartości amplitudy przyspieszenia drgań wykonano jednocześnie w pięciu punktach. Cztery akcelerometry rozmieszczono na konstrukcjach modeli doświadczalnych, natomiast jeden zamocowano bezpośrednio do platformy stołu sejsmicznego (punkt kontrolny). Lokalizację czujników przyspieszeń przedstawiono na Fot. 3.1 ÷ 3.2 oraz Rys. 3.8 ÷ 3.9. Badania prowadzono dla czterech wariantów wypełnienia wodą modeli zbiorników, które opisano w rozdziale 3.2.



Rys. 3.8. Rozmieszczenie punktów pomiarowych przyspieszeń w badaniach modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m



Rys. 3.9. Rozmieszczenie punktów pomiarowych przyspieszeń w badaniach modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

3.4.2 Analiza pomiarów przyspieszeń

Sygnały pomiarowe zarejestrowane podczas harmoniczných badań właściwości dynamicznych konstrukcji modeli zbiorników poddano wstępnej ocenie i obróbce danych, a następnie analizie. Do tego celu wykorzystano zespół makr działających w środowisku oprogramowania DADISP. Wstępna ocena i obróbka danych polegała na dokonaniu przeglądu zarejestrowanych sygnałów w poszczególnych kanałach pomiarowych oraz obliczonych na ich podstawie charakterystyk dynamicznych w celu sprawdzenia prawidłowości wykonania rejestracji.

Zarejestrowane sygnały przyspieszeń poddano cyfrowej filtracji filtrem nadążnym (śledzącym) w dziedzinie częstotliwości. Następnie obliczono dynamiczne charakterystyki przyspieszenia RMS w dziedzinie częstotliwości. Na podstawie analizy otrzymanych charakterystyk określono występowanie rezonansów i powiększenia drgań. Wykorzystano metodę, w myśl której poszukiwane wielkości były wyznaczane za pomocą ilorazu wielkości wyjściowej przez wartość wejściową (zob. Chopra 1995). Wielkością wejściową był poziom zadanego wymuszenia stołu sejsmicznego, natomiast wielkościami wyjściowymi były przyspieszenia w punktach pomiarowych zlokalizowanych na badanych obiektach. Na podstawie wyników występowania rezonansów i powiększenia drgań wyznaczono liczby tłumienia w odniesieniu do maksimum powiększenia drgań i szerokości rezonansu stosując metodę połowy pasma (zob. Clough i Penzien 1993, Chopra 1995). W rezultacie analizy otrzymano dynamiczne charakterystyki przyspieszenia RMS i dynamiczne charakterystyki powiększenia drgań w dziedzinie częstotliwości w zakresie $1,52 \div 58,82$ Hz z parametrami rezonansów dla poszczególnych punktów pomiarowych konstrukcji modeli zbiorników. Jako kryterium występowania rezonansów przyjęto powiększenie drgań większe od 2.

3.4.3 Wyniki testów harmoniczných

W Tabelach 3.3 ÷ 3.4 zestawiono wyniki testów sweep-sine dla obu modeli zbiorników w postaci częstotliwości rezonansowych i odpowiadającymi im wartościami powiększenia drgań oraz liczbami tłumienia.

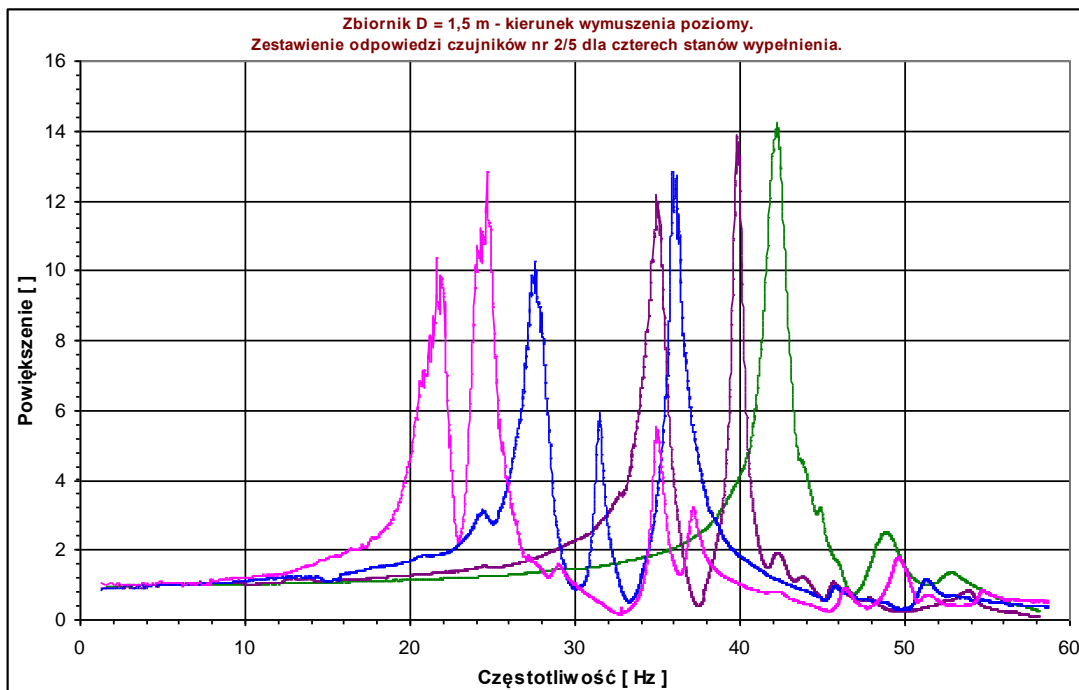
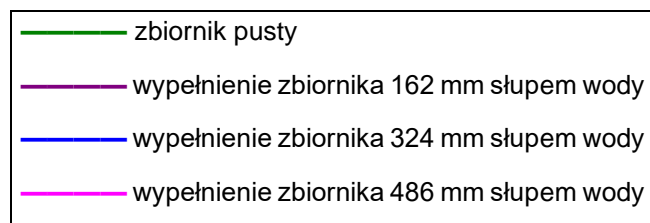
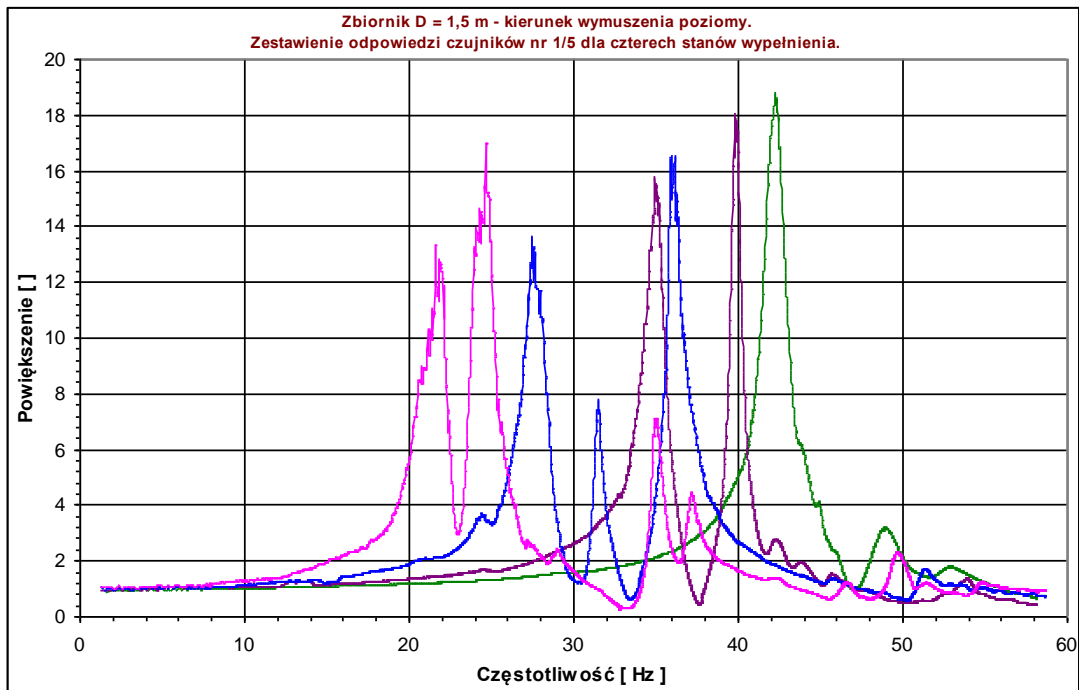
Tabela 3.3. Dynamiczne charakterystyki dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m

	Punkt pomiarowy	Częstotliwość rezonansowa f_R [Hz]	Powiększenie drgań [-]	Liczba tłumienia ξ [%]
Zbiornik pusty	1	42,22	18,81	1,39
	2	42,17	14,22	1,40
	3	42,03	5,01	1,52
	4	42,14	10,23	1,43
Zbiornik wypełniony 162 mm słupem wody	1	34,95	15,81	1,56
	2	34,91	12,16	1,69
	3	34,68	4,31	1,85
	4	34,90	8,76	1,72
Zbiornik wypełniony 324 mm słupem wody	1	27,64	13,62	2,05
	2	27,59	10,28	2,15
	3	27,44	4,21	2,20
	4	27,52	7,24	2,23
Zbiornik wypełniony 486 mm słupem wody	1	21,69	13,34	2,42
	2	21,59	10,37	2,58
	3	21,47	4,37	2,64
	4	21,58	7,28	2,81

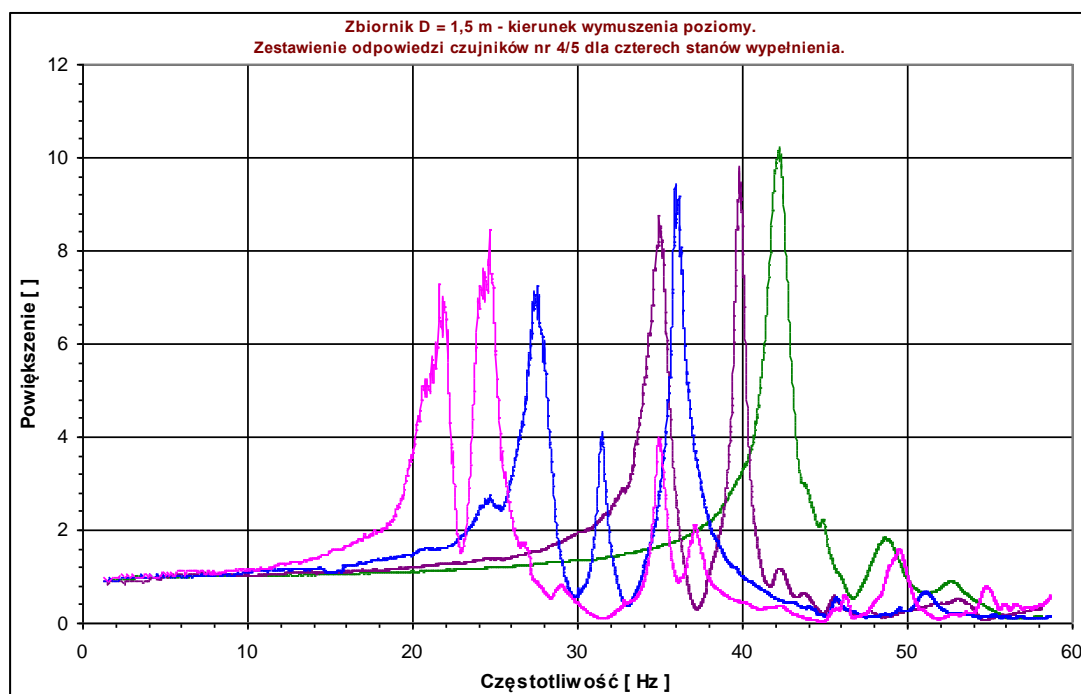
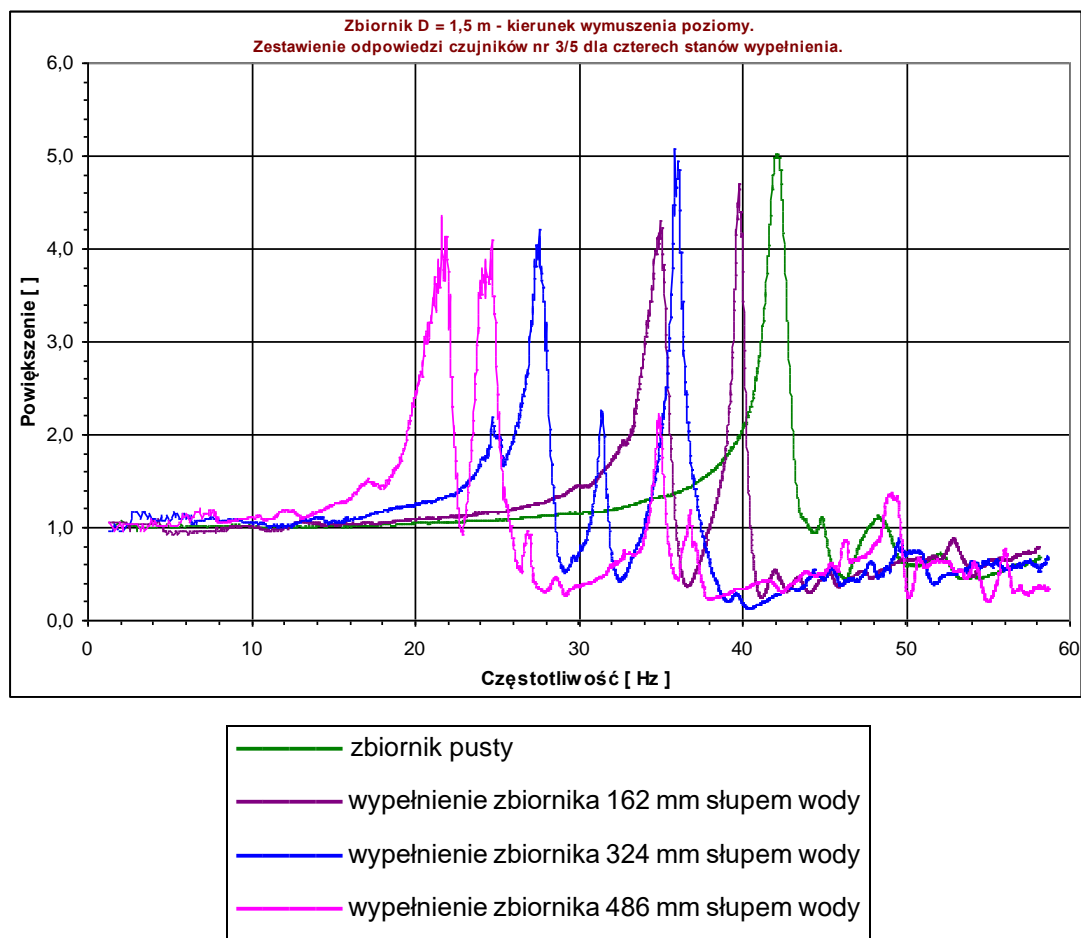
Tabela 3.4. Dynamiczne charakterystyki dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

	Punkt pomiarowy	Częstotliwość rezonansowa f_R [Hz]	Powiększenie drgań [-]	Liczba tłumienia ξ [%]
Zbiornik pusty	1	57,61	28,37	1,27
	2	57,61	25,17	1,33
	3	57,60	18,56	1,34
	4	57,56	11,11	1,35
Zbiornik wypełniony 231 mm słupem wody	1	43,84	16,15	1,96
	2	43,81	14,08	2,04
	3	43,80	10,16	2,05
	4	43,71	6,45	2,17
Zbiornik wypełniony 462 mm słupem wody	1	35,57	16,06	2,47
	2	35,57	13,92	2,50
	3	35,55	9,90	2,53
	4	35,53	6,02	2,63
Zbiornik wypełniony 693 mm słupem wody	1	21,76	9,48	4,88
	2	21,76	8,18	4,98
	3	21,65	5,55	5,49
	4	21,53	3,55	5,97

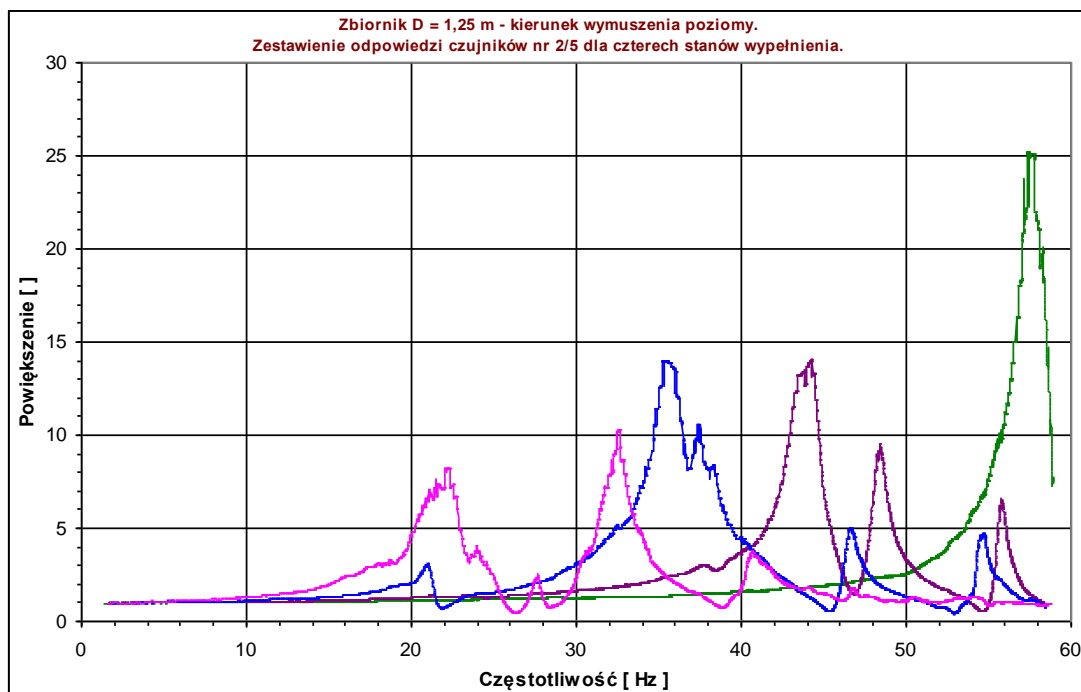
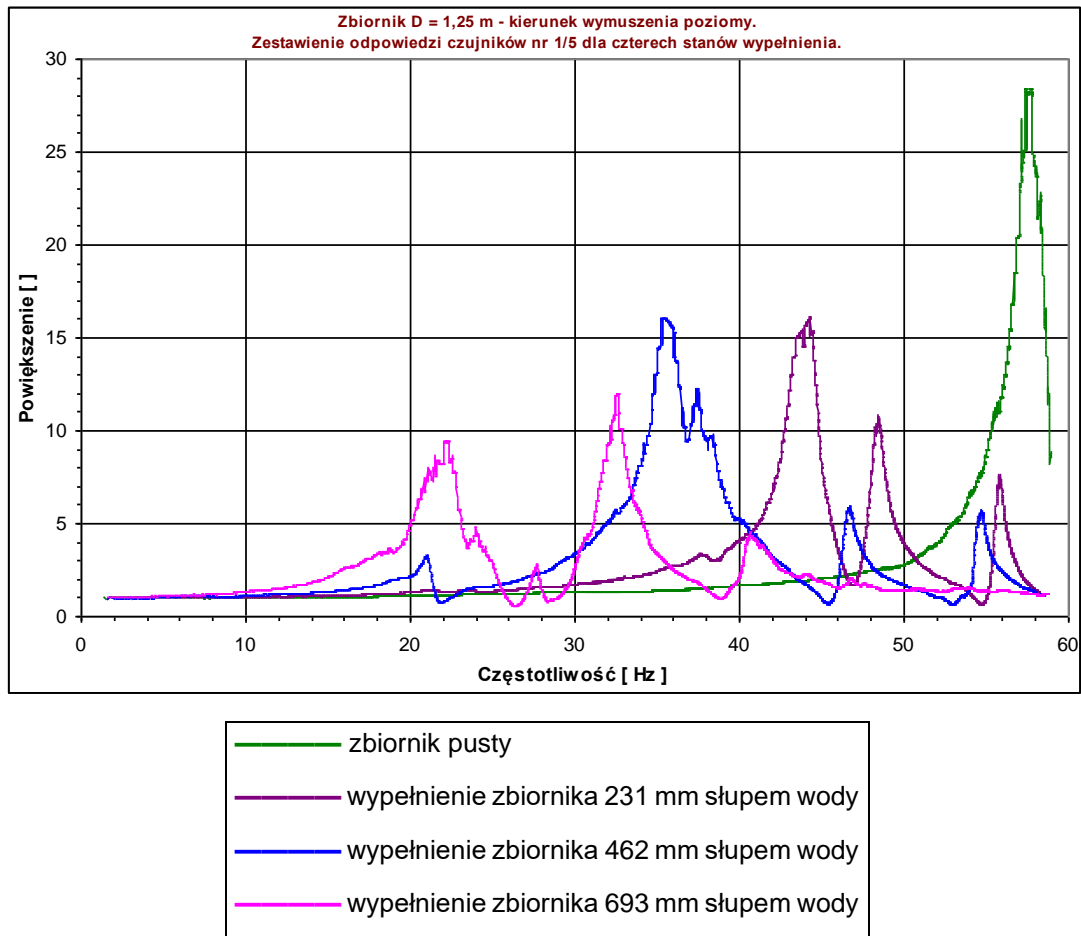
Zestawienia odpowiedzi czujników przyspieszeń znajdujących się na konstrukcjach badanych modeli, w postaci powiększenia drgań, dla czterech wariantów wypełnienia wodą przedstawiono na Rys. 3.10 ÷ 3.13.



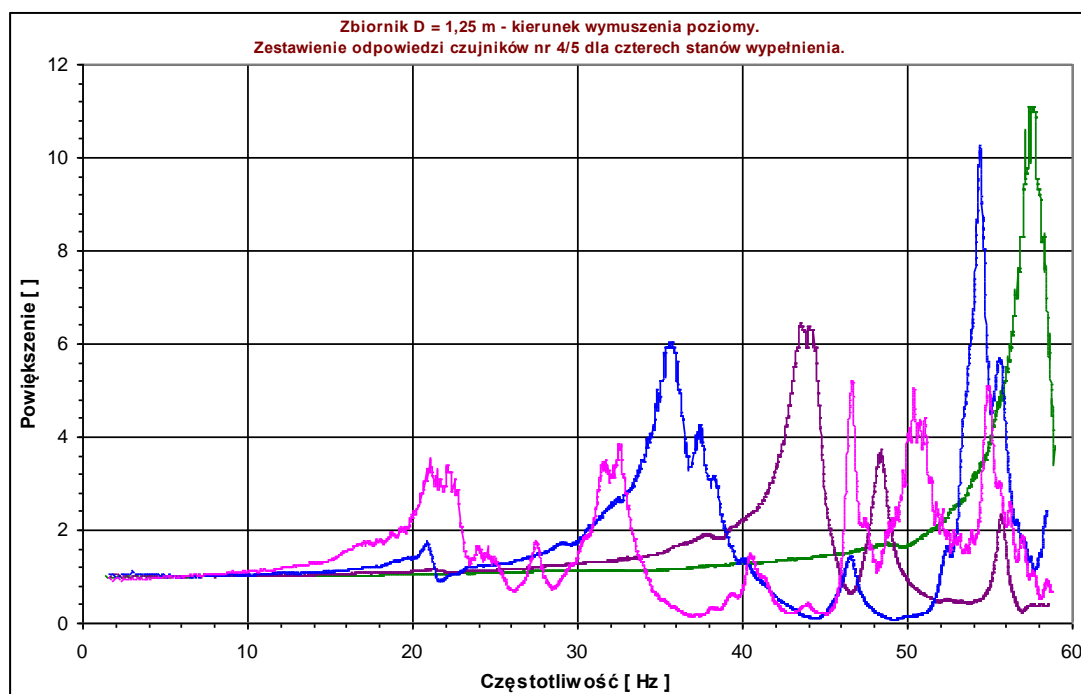
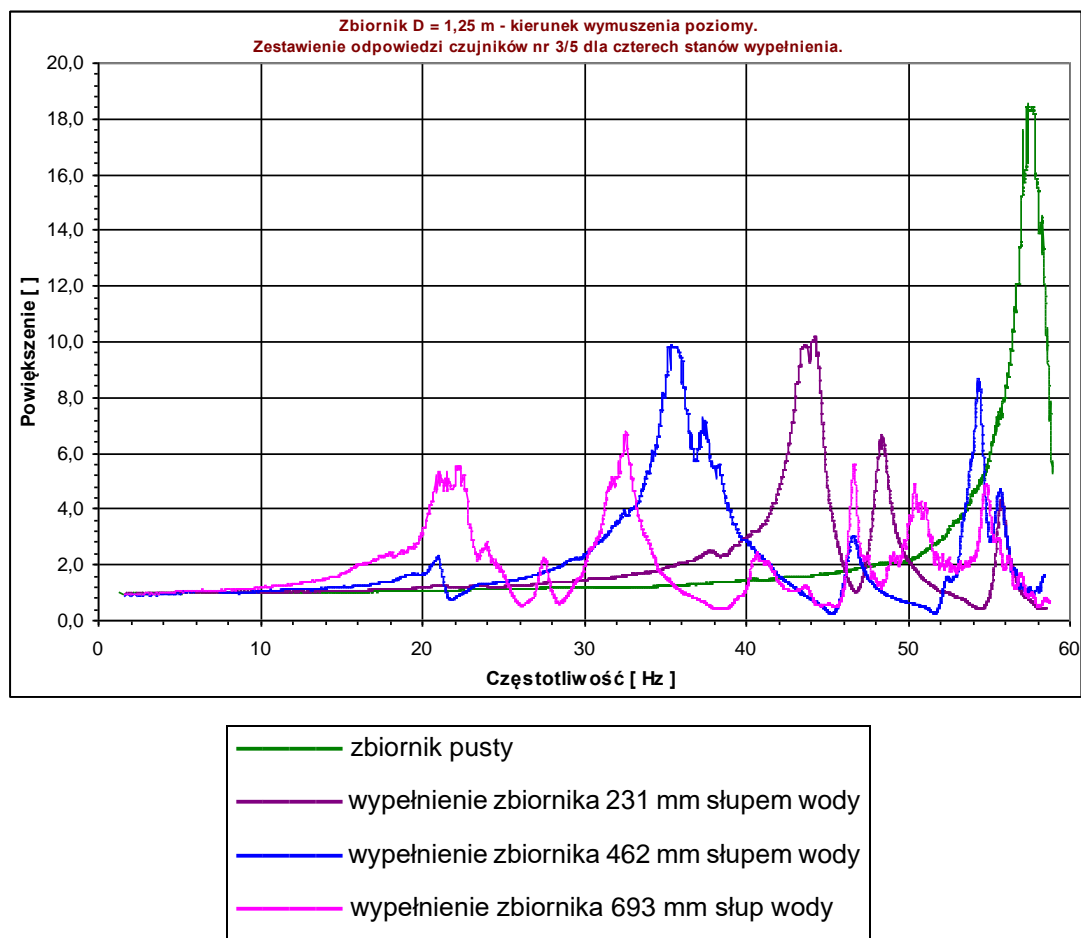
Rys. 3.10. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnych poziomach wypełnienia (powyżej – akcelerometr nr 1, poniżej – akcelerometr nr 2)



Rys. 3.11. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnych poziomach wypełnienia
(powyżej – akcelerometr nr 3, poniżej – akcelerometr nr 4)

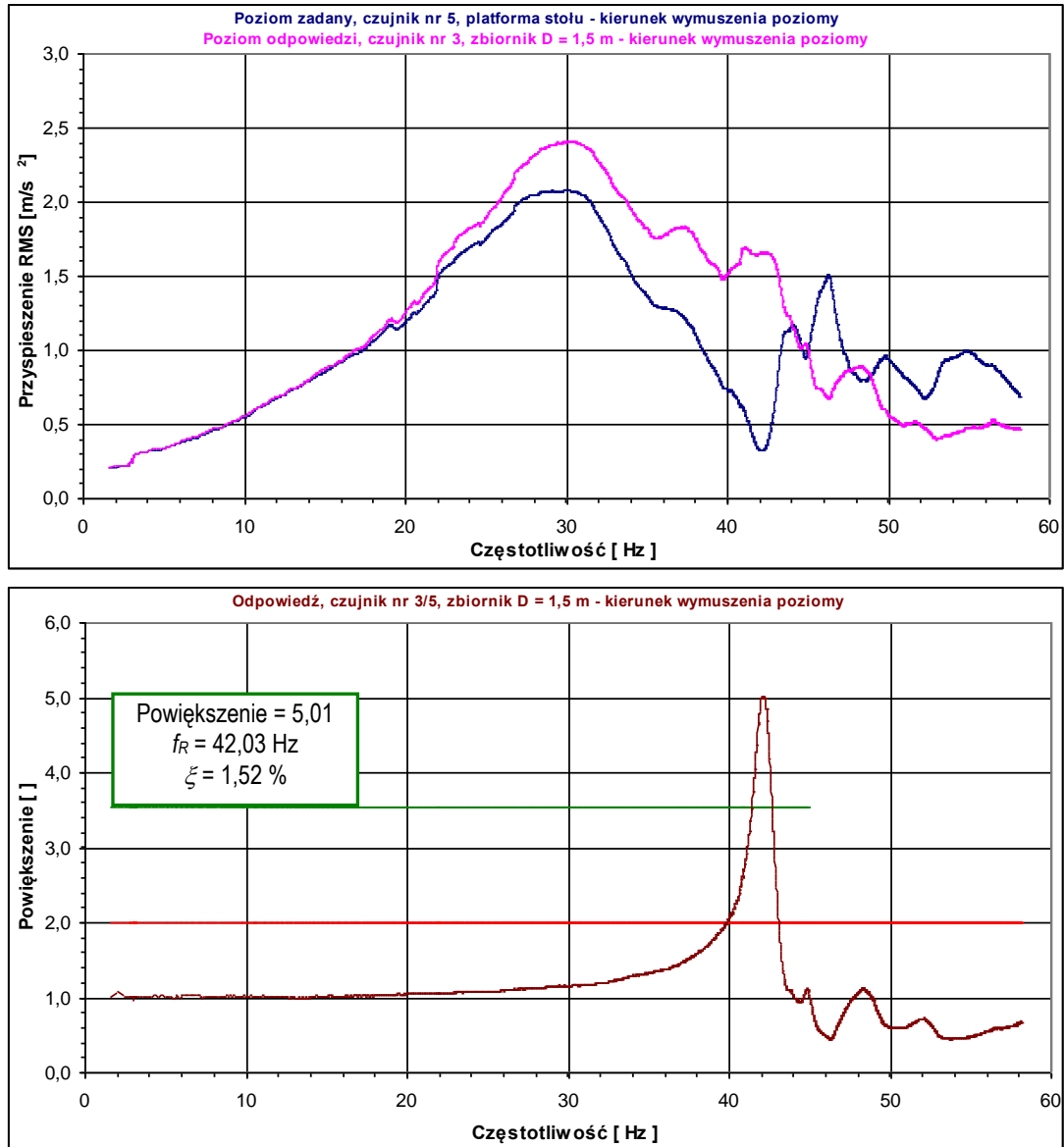


Rys. 3.12. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnych poziomach wypełnienia (powyżej – akcelerometr nr 1, poniżej – akcelerometr nr 2)

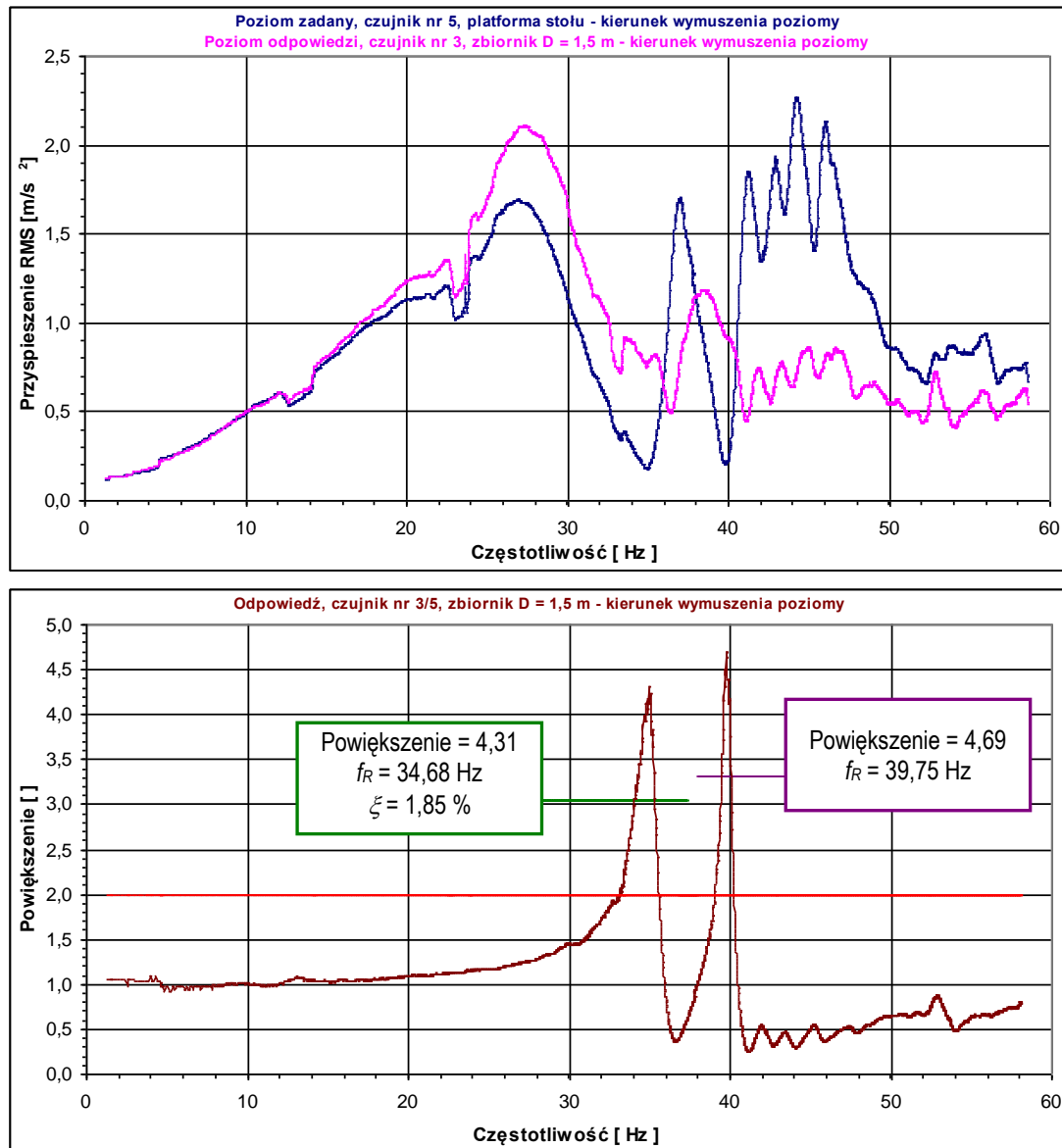


Rys. 3.13. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnych poziomach wypełnienia
(powyżej – akcelerometr nr 3, poniżej – akcelerometr nr 4)

Przykładowe wykresy charakterystyk dynamicznych, w postaci przyspieszeń RMS oraz powiększeń drgań w funkcji częstotliwości przy różnych poziomach wypełnienia dla punktu pomiarowego nr 3 obu modeli zbiorników pokazano na Rys. 3.14 ÷ 3.21.

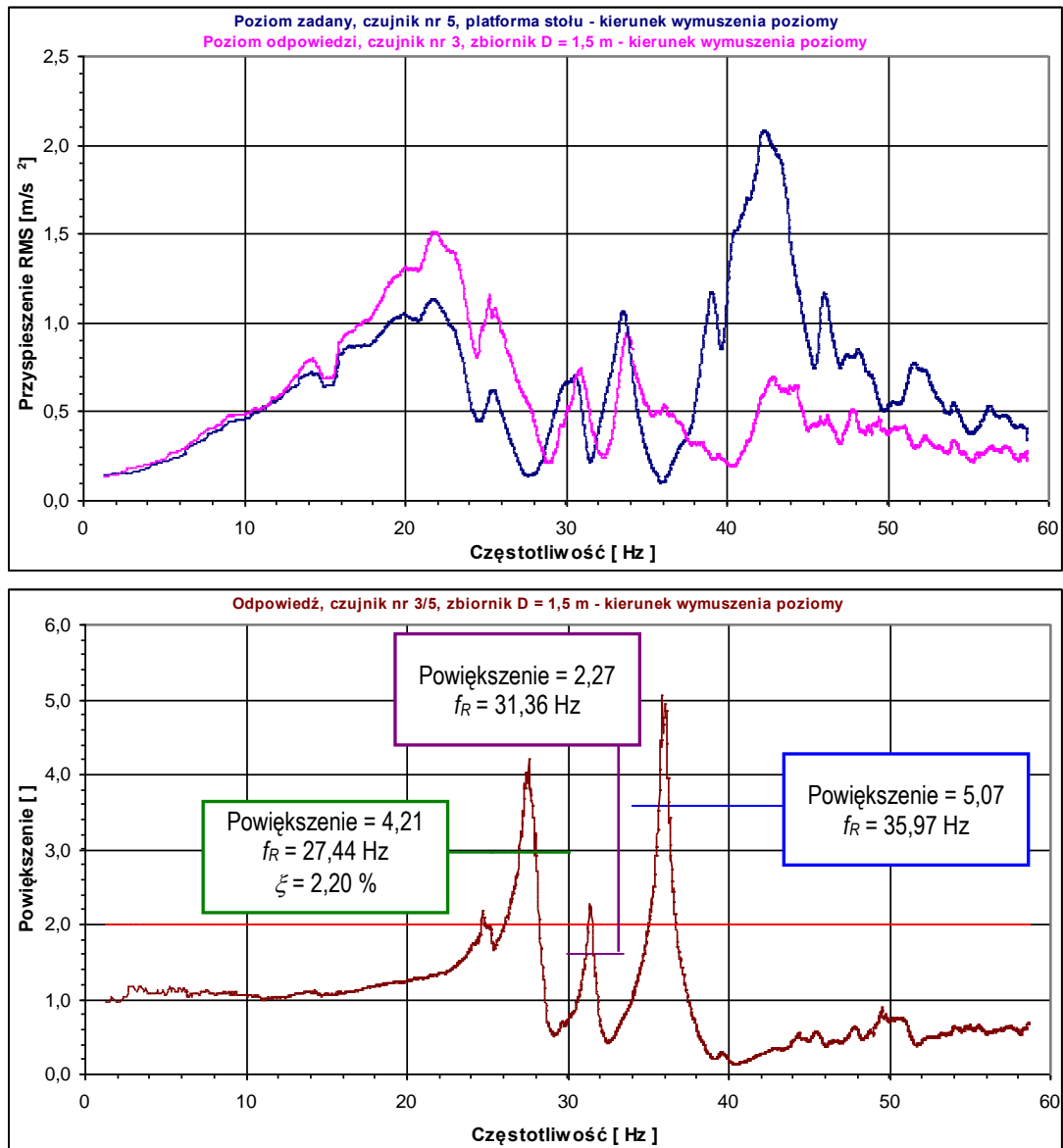


Rys. 3.14. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – pusty model (akcelerometr nr 3)

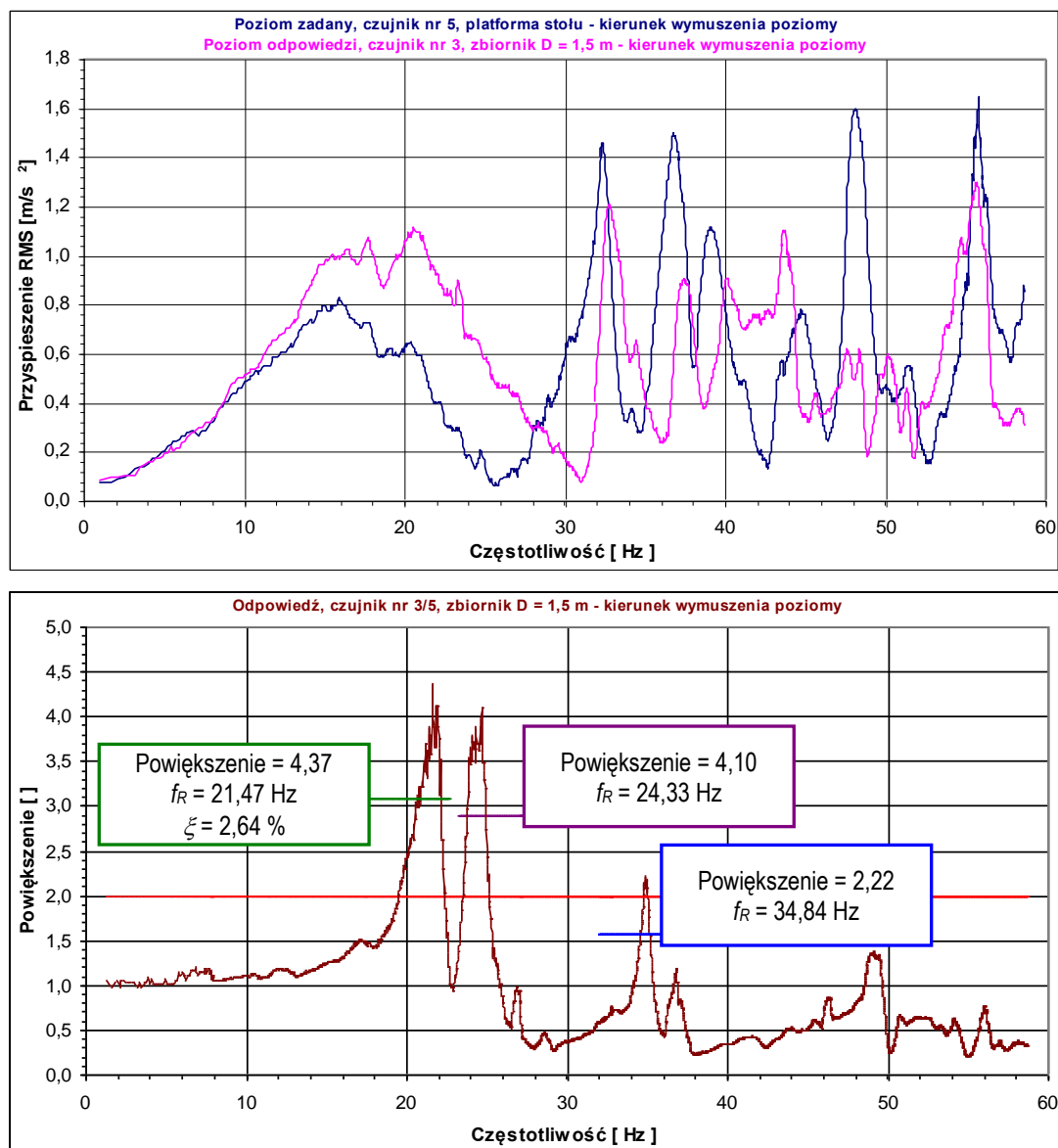


Rys. 3.15. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne

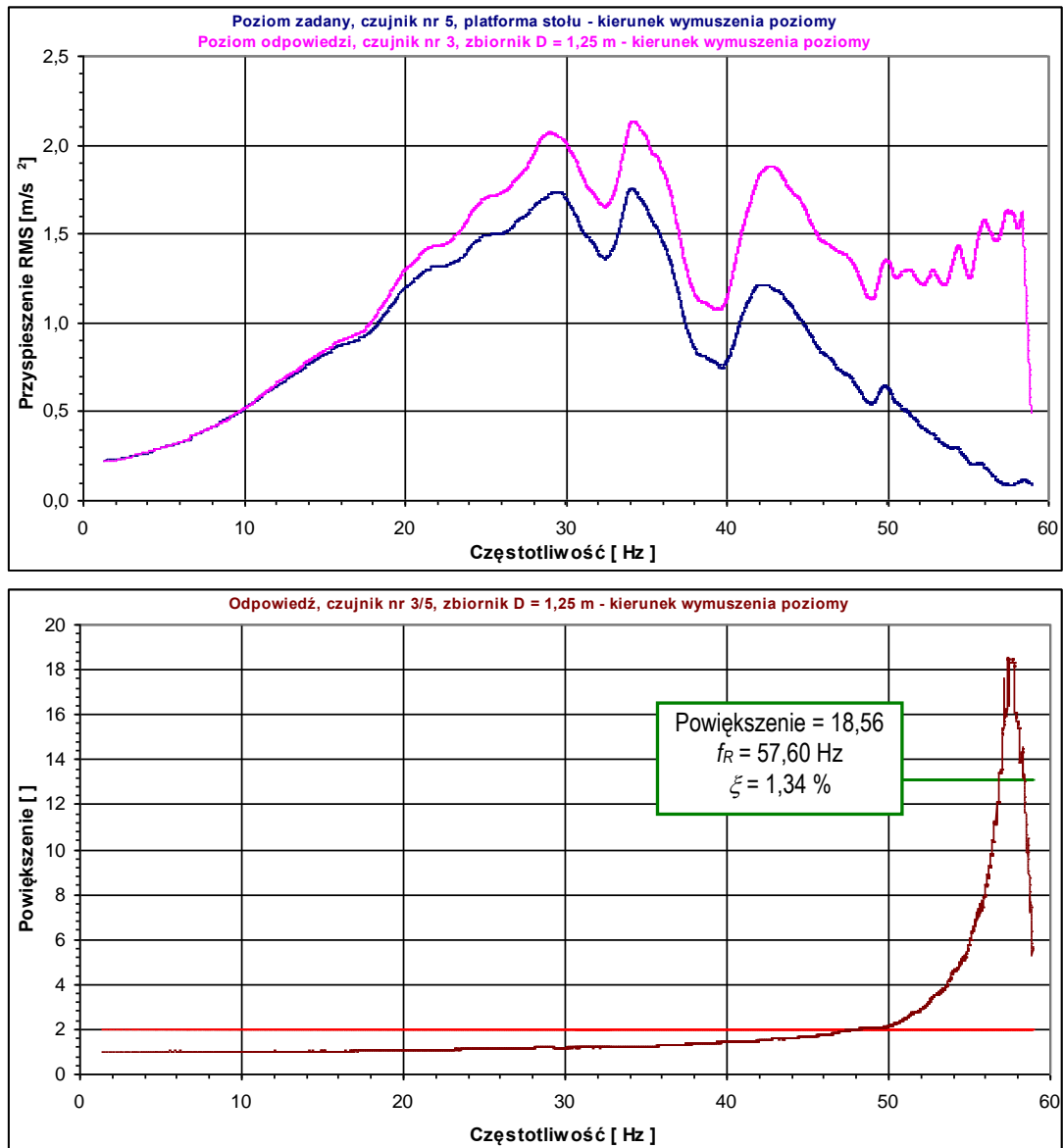
dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – model wypełniony 162 mm słupem wody
(akcelerometr nr 3)



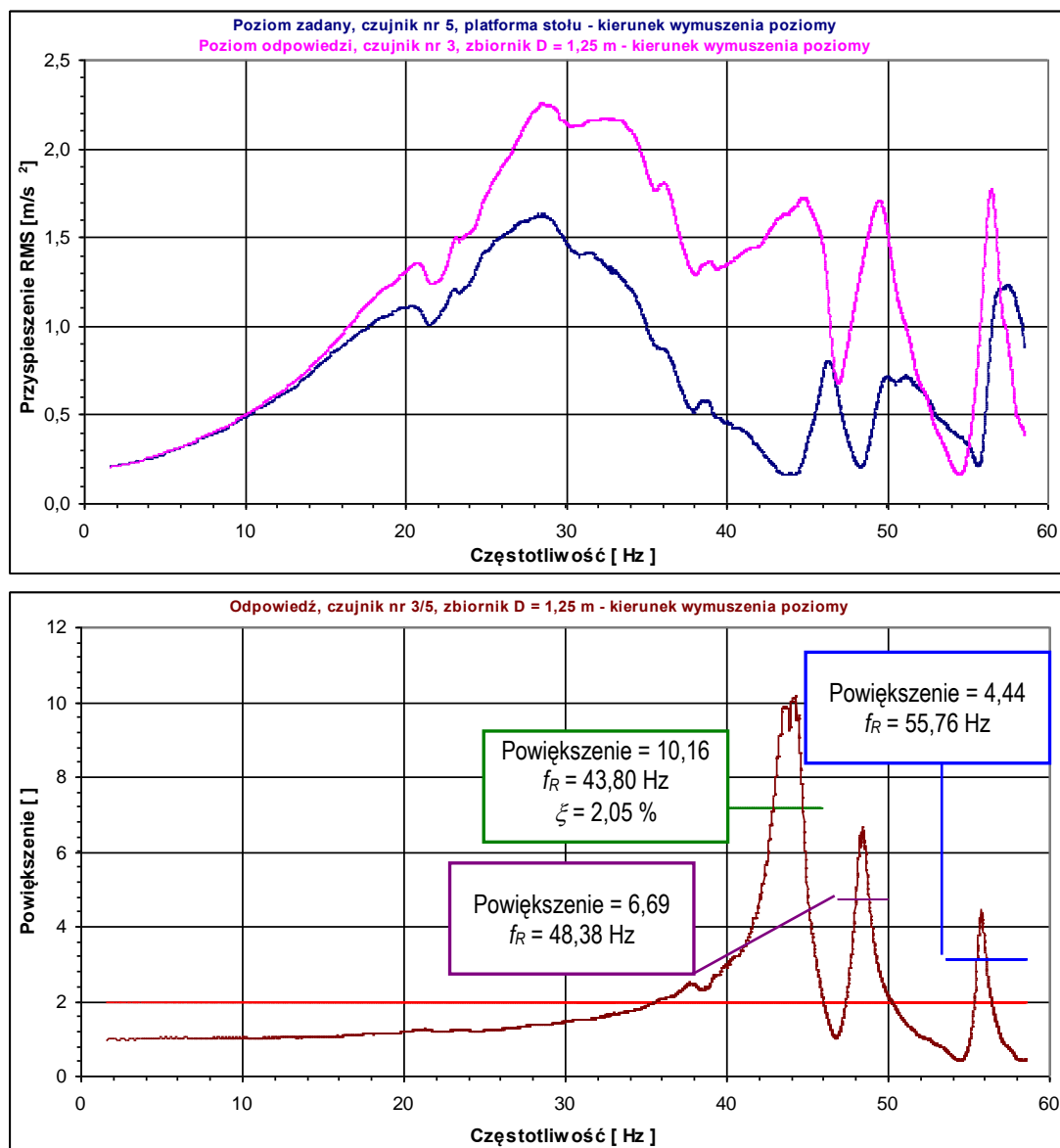
Rys. 3.16. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – model wypełniony 324 mm słupem wody (akcelerometr nr 3)



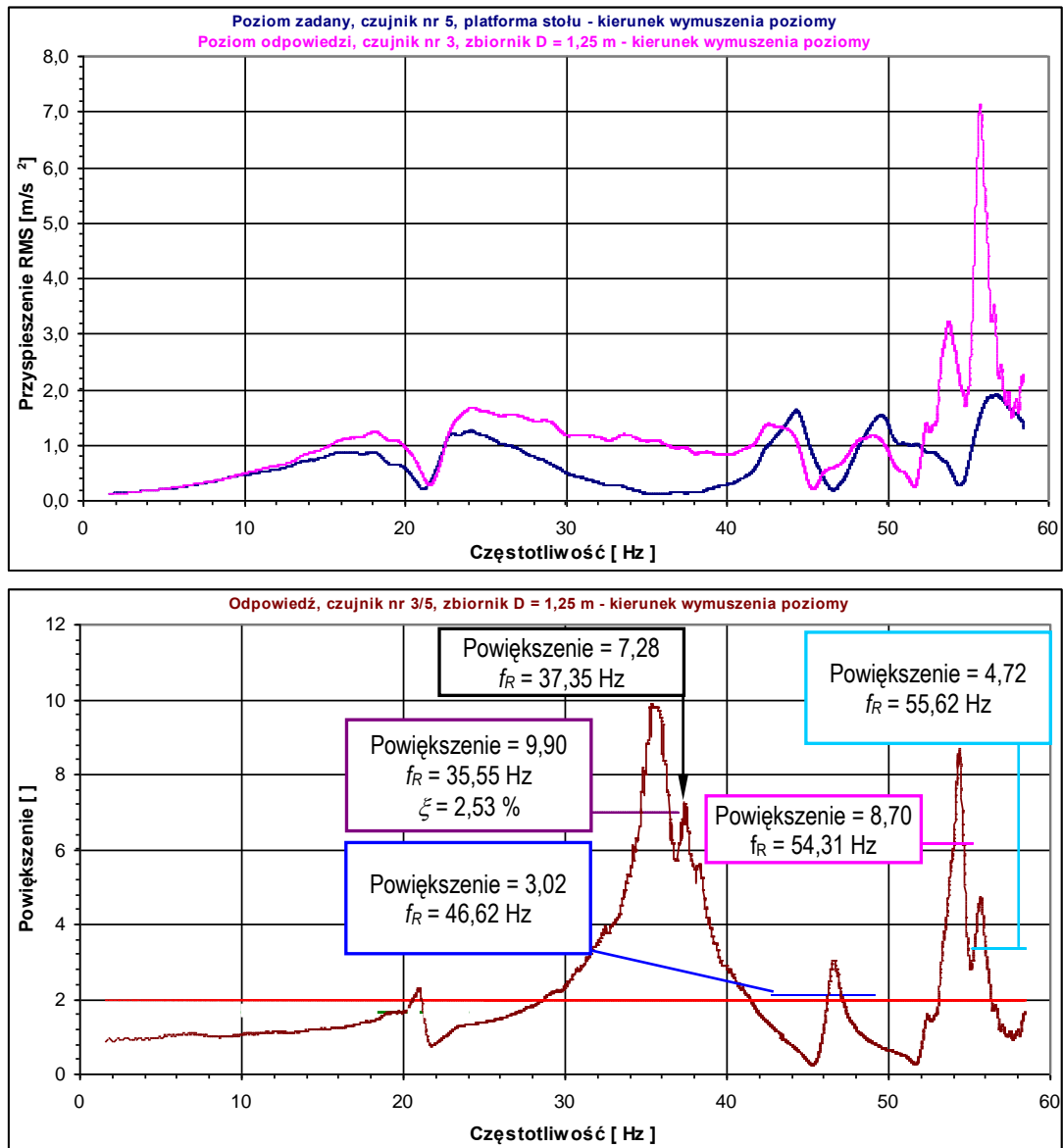
Rys. 3.17. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – model wypełniony 486 mm słupem wody (akcelerometr nr 3)



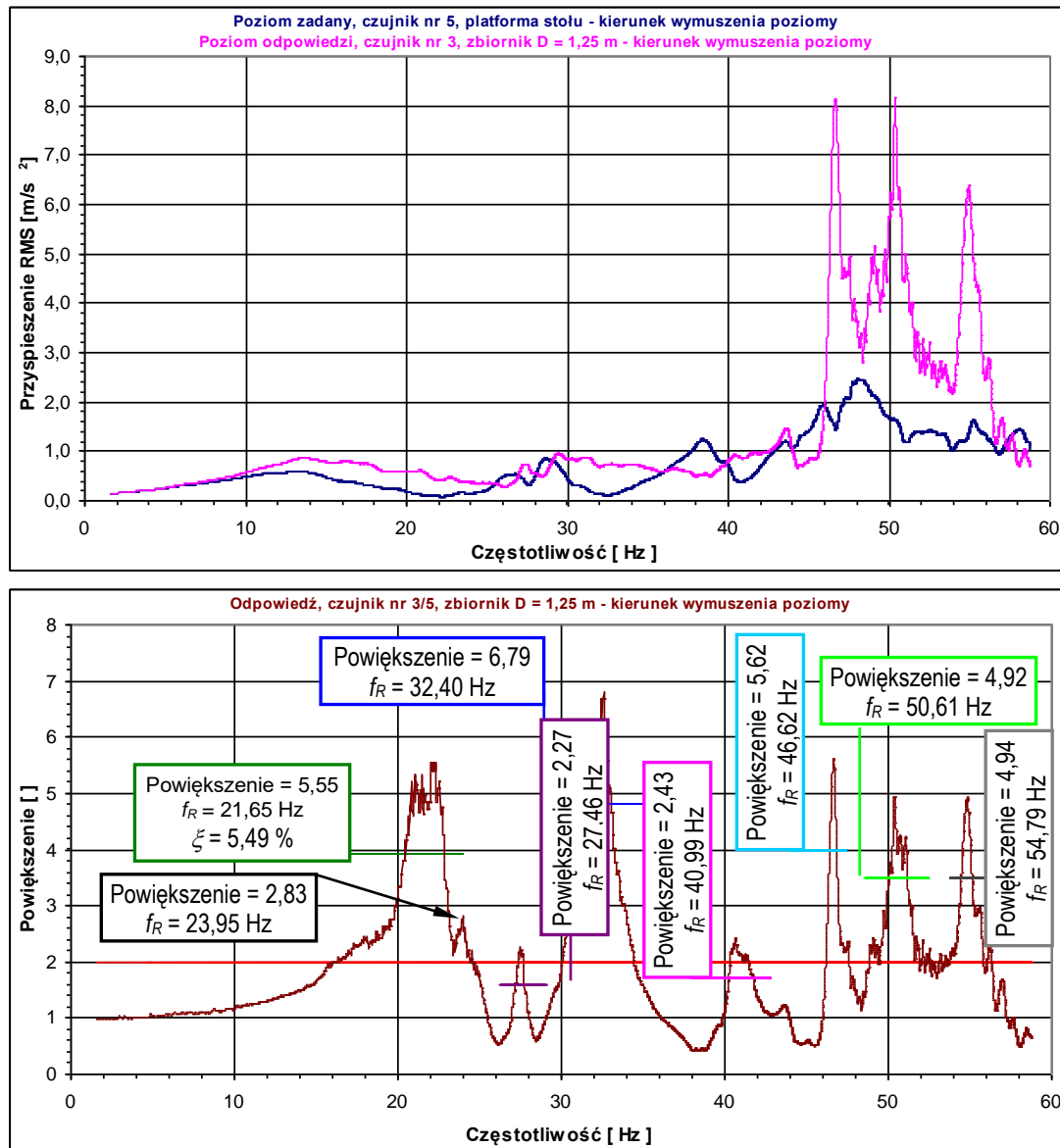
Rys. 3.18. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,25 \text{ m}$ – pusty model (akcelerometr nr 3)



Rys. 3.19. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m – model wypełniony 231 mm słupem wody (akcelerometr nr 3)



Rys. 3.20. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m – model wypełniony 462 mm słupem wody (akcelerometr nr 3)



Rys. 3.21. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne

dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m – model wypełniony 693 mm słupem wody
 (akcelerometr nr 3)

Wyniki przedstawione na Rys. 3.10 ÷ 3.21 potwierdzają tendencję uzyskaną z testów impulsowych (patrz rozdział 3.3), iż wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia wodą następuje znaczny spadek częstotliwości drgań własnych konstrukcji z jednoczesnym wzrostem liczby tłumienia. Jednocześnie jednak, testy sweep-sine umożliwiły dokładne wyznaczenie pierwszej i kolejnych częstotliwości drgań własnych dla kolejnych poziomów wypełnienia wodą. W przypadku zbiornika o średnicy $D=1,5$ m, rozpatrując akcelerometr nr 3, wzrost wypełnienia do poziomu 162 mm, 324 mm i 486 mm spowodował spadek pierwszej częstotliwości drgań własnych konstrukcji odpowiednio

o 17,5%, 34,7%, 48,9% oraz wzrost liczby tłumienia o 21,7%, 44,7%, 73,7% w stosunku do parametrów dla zbiornika pustego. Z kolei dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m, rozpatrując akcelerometr nr 3, wzrost wypełnienia do poziomu 231 mm, 462 mm i 693 mm spowodował spadek pierwszej częstotliwości drgań własnych konstrukcji odpowiednio o 24,0%, 38,3%, 62,4% oraz wzrost liczby tłumienia o 53,0%, 88,8%, 309,7% w stosunku do parametrów dla zbiornika pustego.

3.5 Testy sejsmiczne i parasejsmiczne

3.5.1 Aparatura pomiarowa i program badań

W dalszej kolejności przeprowadzono badania eksperymentalne dla modeli zbiorników poddanych obciążeniom dynamicznym w postaci wstrząsów górniczych i umiarkowanych trzęsień ziemi. Testy przeprowadzono dla następujących przykładowych wymuszeń:

a) wstrząsy górnicze:

- Polkowice (2.02.2001) – składowa EW, szczytowa wartość przyspieszenia:

0,503 m/s²,

- Polkowice (20.02.2002) – składowa NS, szczytowa wartość przyspieszenia:

1,634 m/s²,

b) trzęsienia ziemi:

- Suwałki (21.09.2004) – składowa NS, szczytowa wartość przyspieszenia:

0,093 m/s²,

- El Centro (18.05.1940) – składowa NS, szczytowa wartość przyspieszenia:

3,402 m/s².

Zgodnie z zasadami podobieństwa modelowego, stosowanymi przy badaniach eksperymentalnych modeli konstrukcji budowlanych na stole sejsmicznym, oś czasu przebiegów czasowych przeskalowano stosując współczynnik wyznaczony ze wzoru (De Angelis i inni 2010):

$$\lambda_T = \frac{1}{\sqrt{S}}, \quad (3.1)$$

gdzie: S jest wartością skali modelu w stosunku do obiektu rzeczywistego. Współczynniki wynosiły odpowiednio:

$\lambda_T = 0,1732$ – dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m ($S = 33,33$),

$\lambda_T = 0,2099$ – dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m ($S = 22,69$).

Wymuszenie drgań wykonano generując przeskalowane przebiegi czasowe na stole sejsmicznym:

- a) dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m:
 - Polkowice (2001) o całkowitym czasie trwania 0,825 s,
 - Polkowice (2002) o całkowitym czasie trwania 2,422 s,
 - Suwałki o całkowitym czasie trwania 13,857 s,
 - El Centro o całkowitym czasie trwania 6,929 s,
- b) dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m:
 - Polkowice (2001) o całkowitym czasie trwania 1,000 s,
 - Polkowice (2002) o całkowitym czasie trwania 2,935 s,
 - Suwałki o całkowitym czasie trwania 16,795 s,
 - El Centro o całkowitym czasie trwania 8,397 s.

Ze względu na fakt, iż konstrukcje analizowanych modeli zbiorników były symetryczne (dla kierunku poziomego poprzecznego X oraz poziomego wzdłużnego Y) wymuszenia dynamiczne w postaci wstrząsów górniczych i sejsmicznych zadano tylko dla jednego kierunku – zgodnego z ruchem platformy stołu sejsmicznego (zob. Fot 3.1 oraz 3.2), opisanego jako kierunek wymuszenia drgań (kierunek poziomy XY). Schemat blokowy układu do generowania wstrząsów górniczych i sejsmicznych był identyczny jak w przypadku drgań sinusoidalnych (zob. Rys. 3.6).

Aparatura pomiarowa, którą wykorzystano przy badaniach przyspieszeń składała się z następujących elementów:

- a) pięć jednokierunkowych czujników przyspieszeń z mechanicznym ograniczeniem częstotliwości do 4 kHz,
- b) 16-kanałowy wzmacniacz z filtrem dolnoprzepustowym 100 Hz (pięć kanałów aktywnych),
- c) analogowo-cyfrowa karta pomiarowa,
- d) komputer do rejestracji pomiarów.

Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji przyspieszeń był identyczny jak w przypadku drgań sinusoidalnych (zob. Rys. 3.7).

Pomiary przyspieszeń drgań odbywały się jednocześnie w pięciu punktach. Cztery akcelerometry rozmieszczono na konstrukcjach modeli doświadczalnych, natomiast jeden czujnik zamocowano bezpośrednio do platformy stołu sejsmicznego (punkt kontrolny). Lokalizację czujników przyspieszeń przedstawiono na Fot. 3.5 ÷ 3.6 oraz

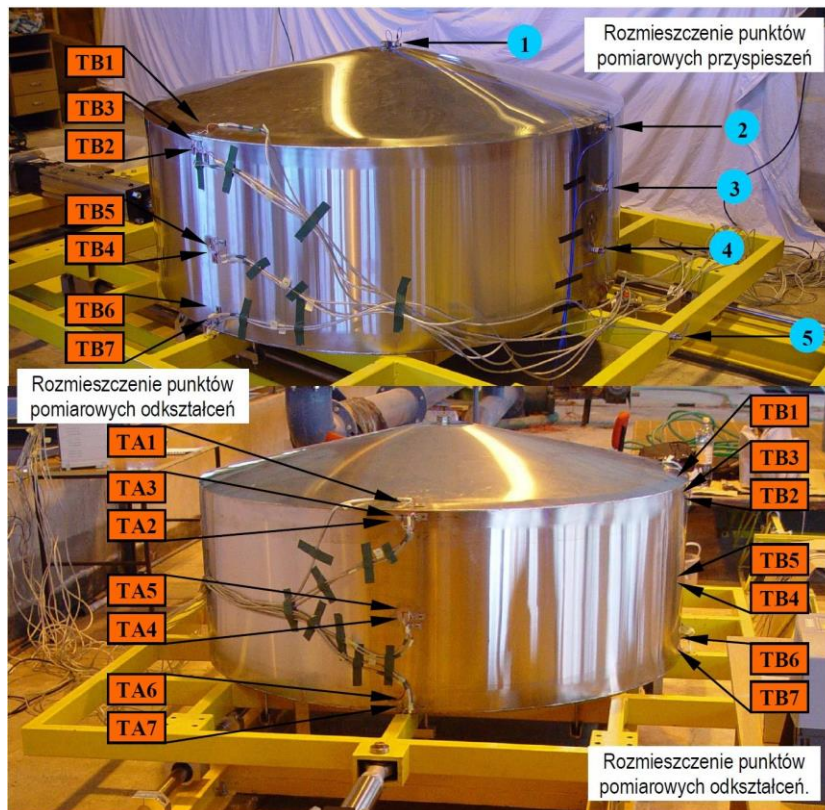
Rys. 3.8 ÷ 3.9. Badania prowadzono dla czterech wariantów wypełnienia wodą modeli zbiorników, które opisano w rozdziale 3.2.

Na potrzeby pomiaru odkształceń wykorzystano aparaturę pomiarową, w skład której wchodziło:

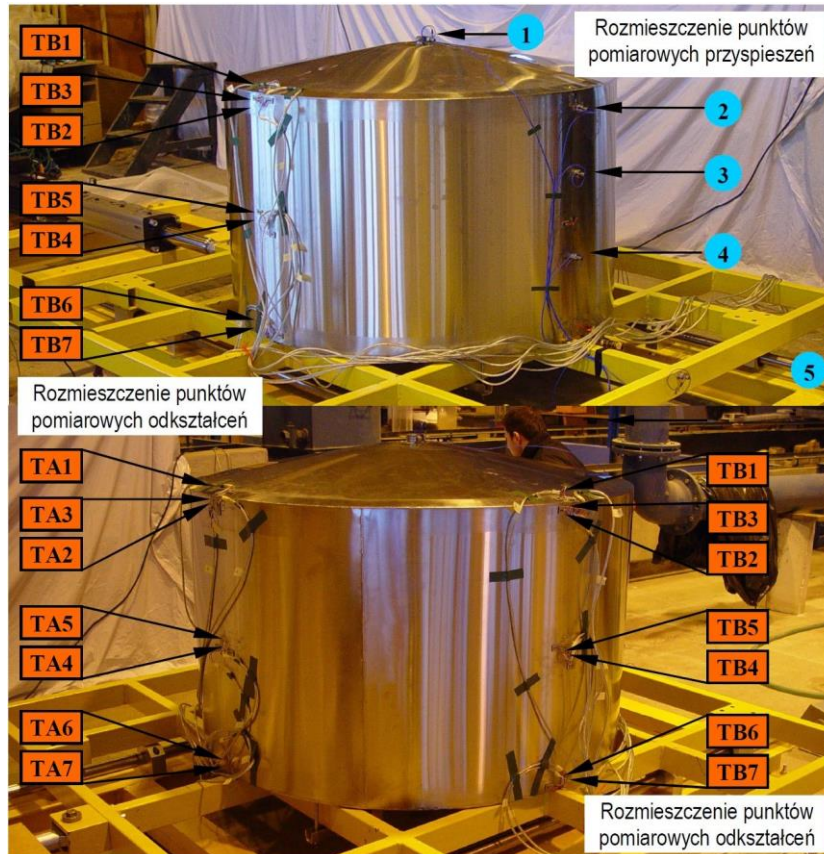
- a) czternaście aktywnych jednokierunkowych tensometrów,
- b) czternaście jednokierunkowych tensometrów kompensacyjnych,
- c) 64-kanałowy tensometryczny system pomiarowy (czternaście kanałów aktywnych),
- d) komputer do rejestracji pomiarów.

Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji odkształceń przedstawiono na Rys. 3.22.

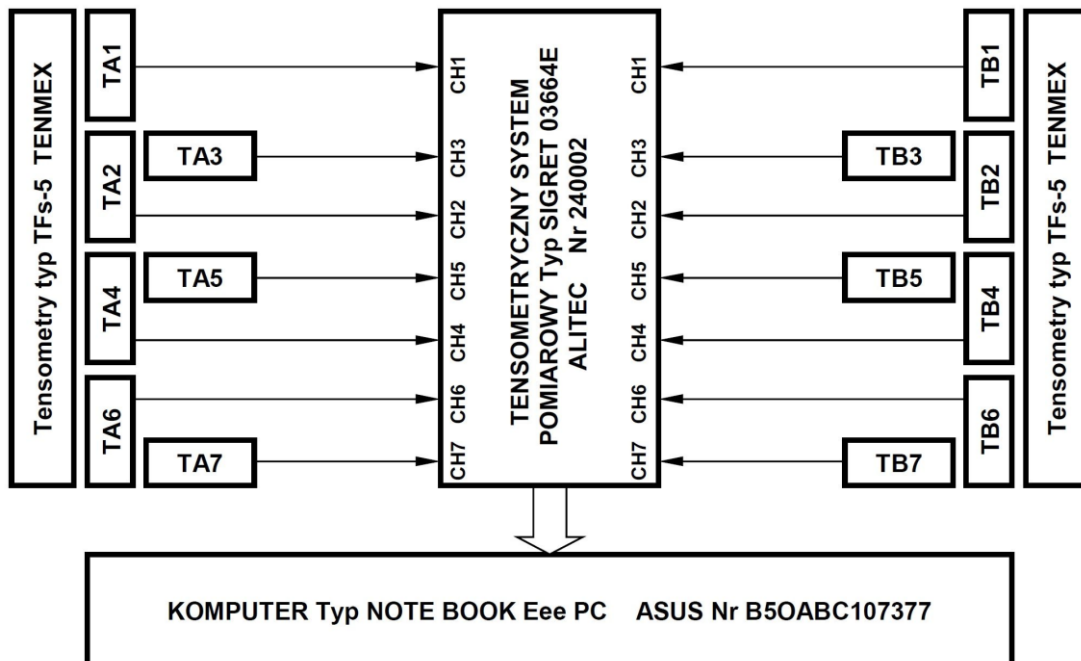
Pomiar odkształceń prowadzony był jednocześnie w czternastu punktach. Dwa tensometry zlokalizowane były na dachu modelu (do naprężeń radialnych), natomiast dwanaście tensometrów zamocowano do płaszcza zbiornika (połowa z nich odpowiadała za pomiar naprężeń pionowych, a pozostała część za naprężenia obwodowe). Lokalizację tensometrów przedstawiono na Fot. 3.5 ÷ 3.6 oraz Rys. 3.23 ÷ 3.24. Badania przeprowadzono dla czterech wariantów wypełnienia wodą modeli zbiorników, które opisano w rozdziale 3.2.



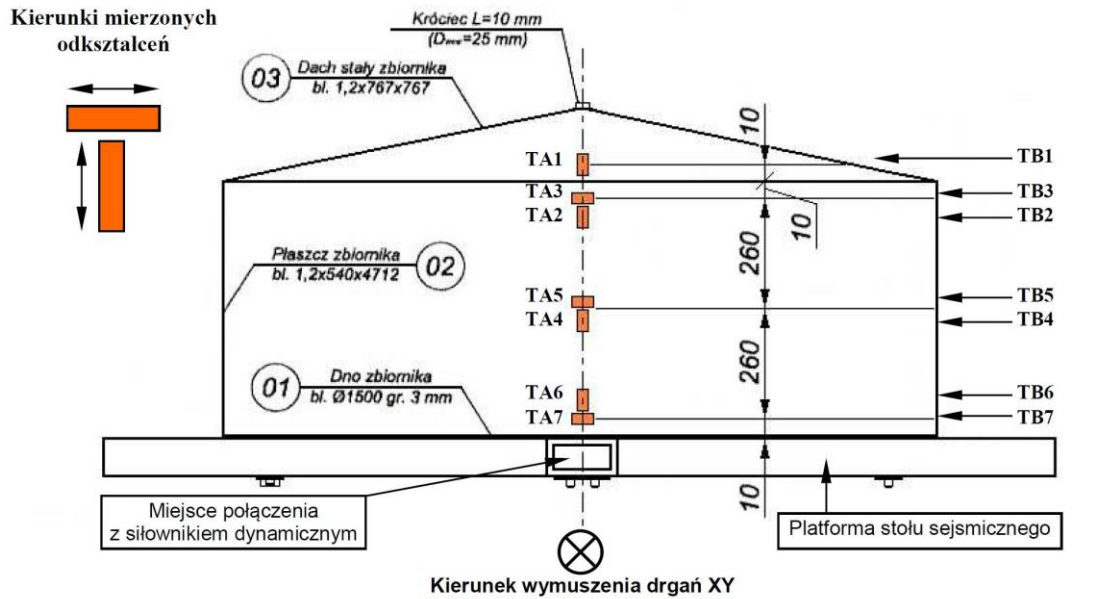
Fot. 3.5. Konstrukcja modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m podczas badań sejsmicznych i parasejsmicznych



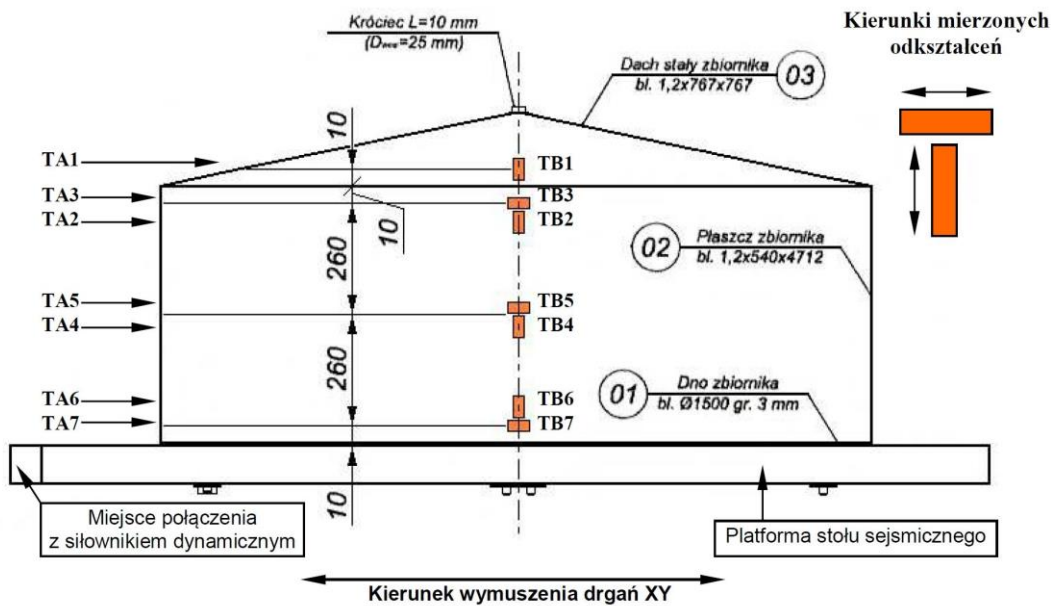
Fot. 3.6. Konstrukcja modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m podczas badań sejsmicznych i parasejsmicznych



Rys. 3.22. Schemat blokowy układu do pomiaru i rejestracji odkształceń



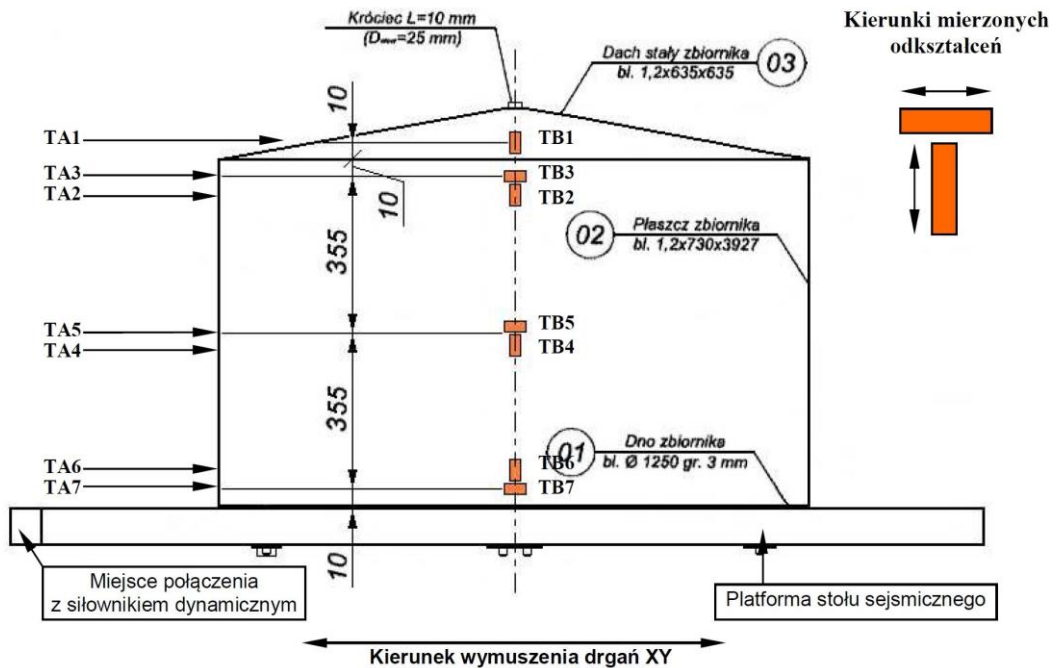
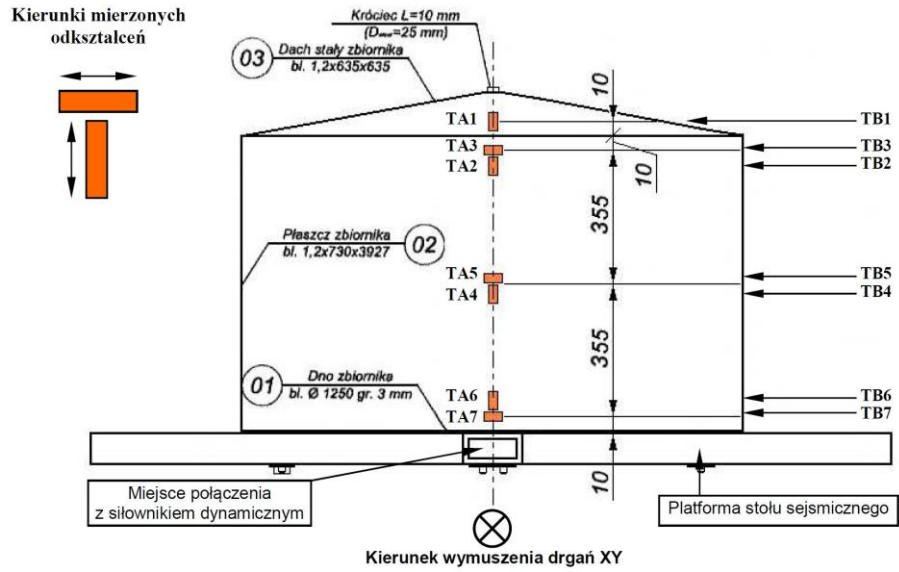
TA1 lub TA3 lub TB1 Punkt pomiarowy odkształceń - tensometr



TB1 lub TB3 lub TA1 Punkt pomiarowy odkształceń - tensometr

Rys. 3.23. Rozmieszczenie punktów pomiarowych odkształceń

w testach sejsmicznych i parasejsmicznych modelu zbiornika o średnicy $D=1,5\text{ m}$



Rys. 3.24. Rozmieszczenie punktów pomiarowych odkształceń

w testach sejsmicznych i parasejsmicznych modelu zbiornika o średnicy $D=1,25\text{ m}$

3.5.2 Analiza pomiarów przyspieszeń

Sygnaly pomiarowe przyspieszeń zarejestrowane podczas badań modeli zbiorników poddano wstępnej ocenie i obróbce danych, a następnie analizie. Do tego celu wykorzystano zespół makr działających w środowisku oprogramowania DADISP. Wstępna ocena i obróbka danych polegała na dokonaniu przeglądu zarejestrowanych sygnałów w poszczególnych kanałach pomiarowych w celu sprawdzenia prawidłowości wykonania rejestracji oraz wybrania rodzaju i rzędu filtracji cyfrowej oraz synchronizacji z pomiarami odkształceń.

Zarejestrowane sygnały przyspieszeń poddano cyfrowemu filtrowi FIR (z górnym ograniczeniem częstotliwości do 60 Hz i tłumieniem równym 80 dB). Pomiary przyspieszeń zsynchronizowano z pomiarami odkształceń usuwając zbędny początek i końcówkę zarejestrowanych pomiarów. Wyznaczono wartości maksymalne i minimalne przyspieszeń dla danego punktu pomiarowego. W wyniku analizy programem DADISP, dla każdego punktu pomiarowego, otrzymano dynamiczne charakterystyki amplitudy przyspieszeń z wartościami ekstremalnymi w dziedzinie czasu.

3.5.3 Analiza pomiarów odkształceń

Sygnaly pomiarowe odkształceń zarejestrowane podczas analiz modeli zbiorników poddano wstępnej ocenie i obróbce danych, a następnie analizie. Do tego celu wykorzystano zespół makr działających w środowisku oprogramowania DADISP. Wstępne przetwarzanie danych przeprowadzono za pomocą analogicznej metody jak w przypadku sygnałów przyspieszeń.

Zarejestrowane sygnały odkształceń poddano cyfrowemu filtrowi FIR (z dolnym ograniczeniem do 0,3 Hz i tłumieniem równym 80 dB). Pomiary odkształceń zsynchronizowano z pomiarami przyspieszeń usuwając zbędny początek i końcówkę zarejestrowanych pomiarów. Wyznaczono wartości maksymalne i minimalne naprężeń dla danego punktu pomiarowego, mnożąc pomierzone wartości odkształceń przez moduł odkształcalności podłużnej. W wyniku analizy programem DADISP, dla każdego punktu pomiarowego, otrzymano dynamiczne charakterystyki amplitudy naprężeń z wartościami ekstremalnymi w dziedzinie czasu.

3.5.4 Wyniki testów sejsmicznych i parasejsmicznych

W Tabelach 3.5 ÷ 3.6 zestawiono wyniki testów sejsmicznych i parasejsmicznych w postaci wartości ekstremalnych przyspieszeń i naprężeń dla obu modeli zbiorników.

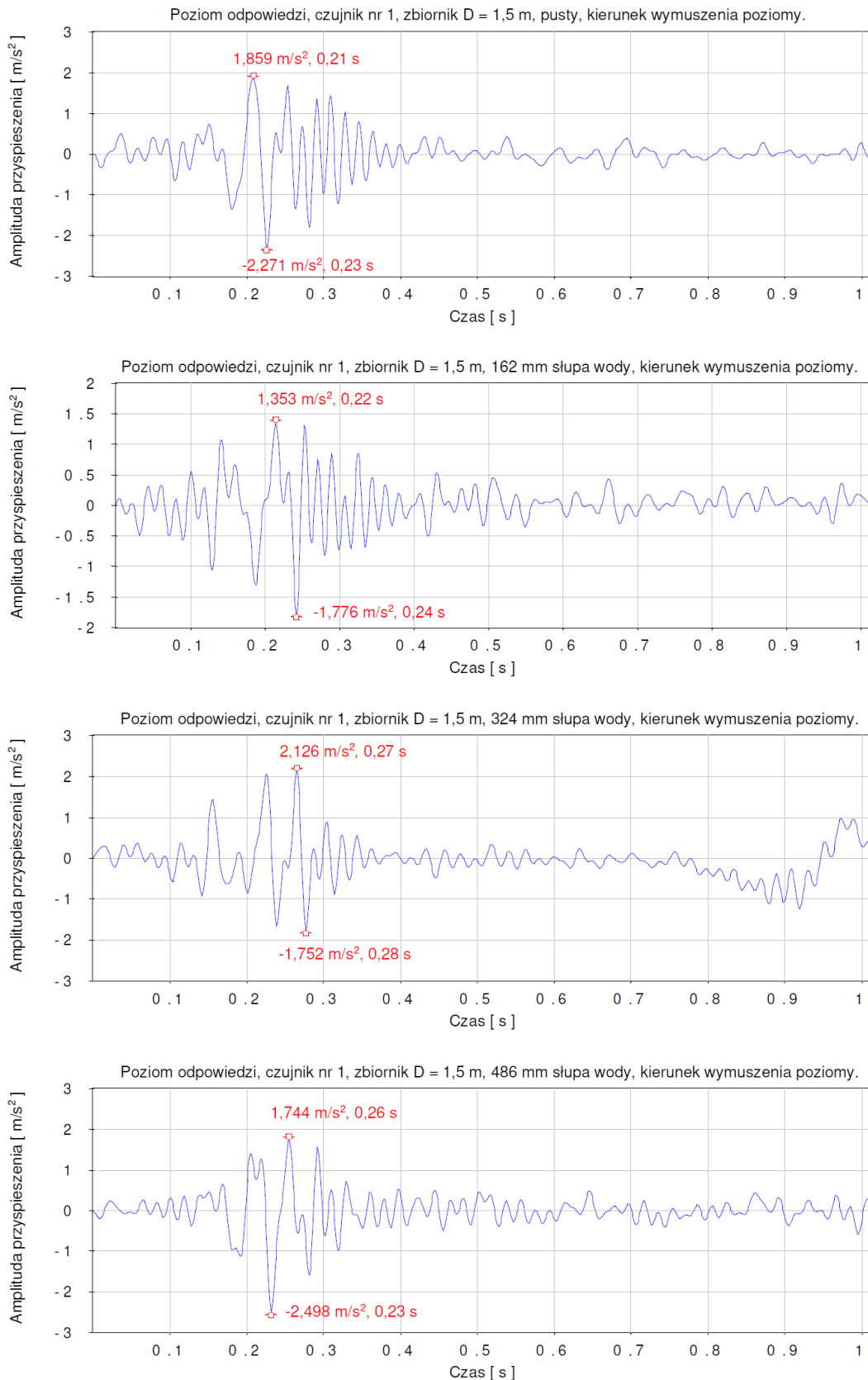
Tabela 3.5. Zestawienie wartości ekstremalnych przyspieszeń i naprężeń dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m

Punkt pomiarowy	Polkowice (2001)				Polkowice (2002)				Suwałki				El Centro			
	Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]				Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]				Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]				Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]			
	Pusty	162	324	486	Pusty	162	324	486	Pusty	162	324	486	Pusty	162	324	486
	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]
1	2,271	1,776	2,126	2,498	2,519	2,003	2,138	2,335	0,197	0,098	0,139	0,152	7,704	6,569	6,995	8,030
2	1,934	1,413	1,782	1,860	2,078	1,613	1,641	2,144	0,173	0,110	0,129	0,133	6,719	5,509	6,072	6,450
3	1,984	0,972	1,636	1,693	1,891	1,190	1,344	1,767	0,180	0,060	0,127	0,129	6,202	5,331	5,429	5,717
4	1,612	1,086	1,390	1,469	1,601	1,531	1,931	1,967	0,157	0,142	0,146	0,170	5,303	4,394	4,613	4,849
	Naprężenia															
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
TA1	0,039	0,051	0,061	0,072	0,039	0,040	0,044	0,063	0,047	0,049	0,051	0,056	0,061	0,065	0,140	0,314
TA2	0,037	0,038	0,043	0,045	0,034	0,035	0,046	0,047	0,047	0,050	0,056	0,064	0,043	0,047	0,048	0,091
TA3	0,054	0,055	0,056	0,082	0,056	0,060	0,062	0,066	0,048	0,053	0,054	0,060	0,106	0,114	0,139	0,224
TA4	0,037	0,038	0,040	0,056	0,052	0,053	0,055	0,062	0,048	0,053	0,055	0,056	0,054	0,055	0,056	0,127
TA5	0,039	0,064	0,120	0,214	0,044	0,062	0,173	0,379	0,051	0,065	0,088	0,117	0,092	0,132	0,690	1,708
TA6	0,168	0,193	0,497	0,650	0,204	0,333	0,528	1,069	0,110	0,209	0,421	0,598	0,889	1,394	2,822	5,462
TA7	0,069	0,128	0,279	0,433	0,095	0,165	0,327	0,662	0,088	0,145	0,264	0,409	0,244	0,610	1,754	3,710
TB1	0,030	0,035	0,041	0,048	0,041	0,044	0,053	0,085	0,047	0,057	0,061	0,081	0,046	0,060	0,117	0,247
TB2	0,031	0,035	0,039	0,041	0,041	0,042	0,043	0,046	0,045	0,052	0,057	0,058	0,048	0,049	0,053	0,066
TB3	0,045	0,048	0,055	0,064	0,048	0,051	0,055	0,078	0,063	0,067	0,076	0,090	0,055	0,610	0,099	0,218
TB4	0,041	0,044	0,048	0,049	0,048	0,049	0,054	0,060	0,051	0,055	0,059	0,061	0,057	0,062	0,079	0,150
TB5	0,042	0,046	0,049	0,071	0,045	0,046	0,054	0,058	0,053	0,056	0,064	0,066	0,058	0,066	0,091	0,610
TB6	0,041	0,043	0,052	0,069	0,056	0,063	0,068	0,102	0,047	0,048	0,064	0,103	0,049	0,072	0,184	0,358
TB7	0,043	0,048	0,101	0,114	0,056	0,058	0,130	0,236	0,058	0,060	0,121	0,322	0,092	0,147	0,583	1,146

Tabela 3.6. Zestawienie wartości ekstremalnych przyspieszeń i naprężeń dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

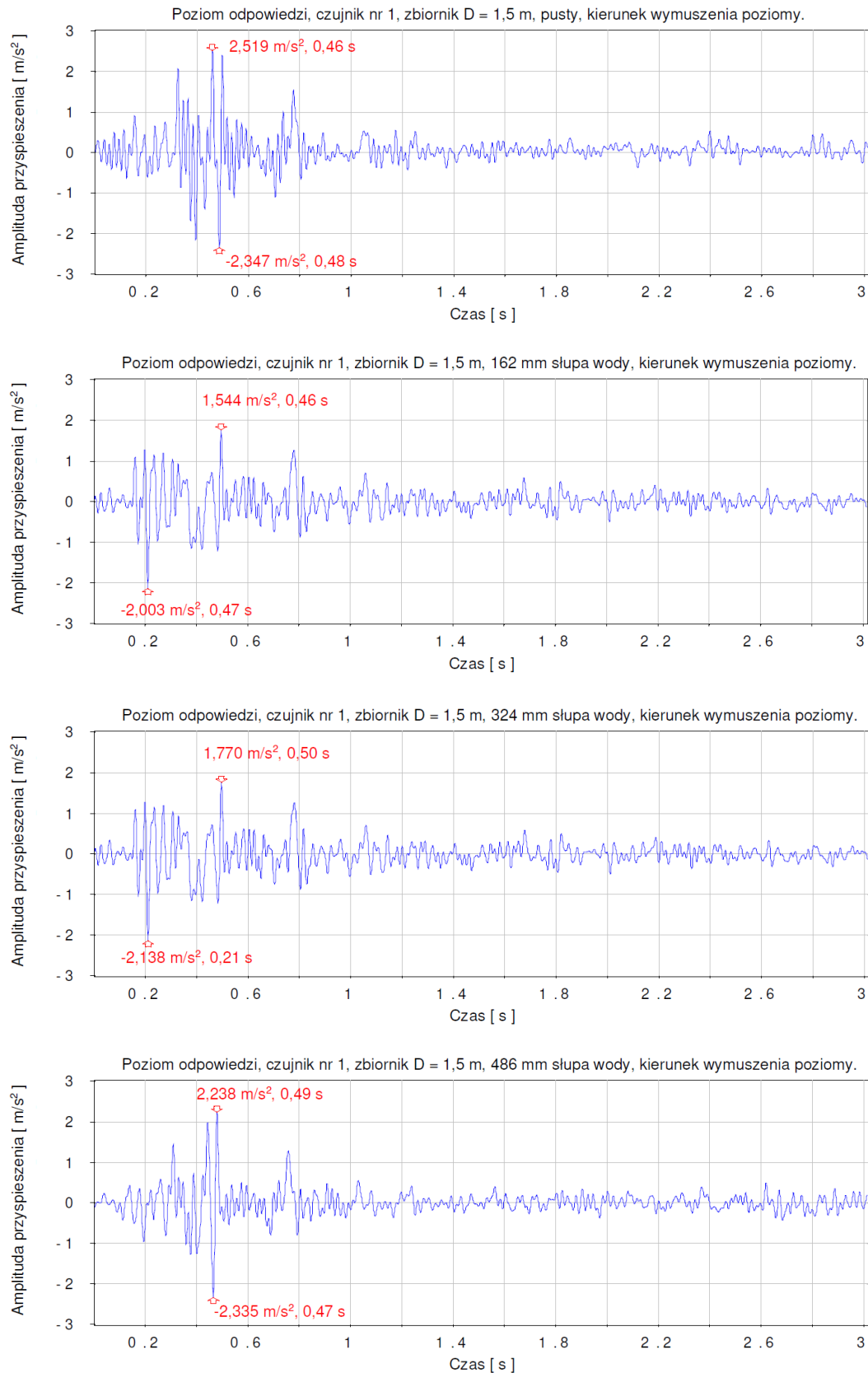
Punkt pomiarowy	Polkowice (2001)			Polkowice (2002)			Suwałki			El Centro					
	Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]			Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]			Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]			Stan wypełnienia zbiornika [mm słupa wody]					
	Pusty	462	693	Pusty	231	462	693	Pusty	231	462	693	Pusty	231	462	693
	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]
1	3,617	1,891	2,263	3,388	3,300	3,395	0,211	0,121	0,146	0,176	8,620	7,882	7,907	9,416	
2	2,852	1,382	1,759	2,319	2,440	3,262	0,179	0,105	0,115	0,173	7,939	6,863	7,035	8,245	
3	2,270	1,159	1,494	1,597	3,131	2,302	2,576	0,185	0,088	0,107	7,466	6,519	6,616	7,769	
4	2,891	1,497	1,519	1,935	2,692	2,127	2,192	2,816	0,207	0,170	6,623	5,297	5,728	6,185	
	Naprężenia														
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
TA1	0,034	0,056	0,060	0,062	0,065	0,070	0,097	0,144	0,060	0,076	0,100	0,105	0,067	0,084	0,275
TA2	0,040	0,044	0,051	0,058	0,046	0,050	0,068	0,070	0,046	0,051	0,062	0,087	0,047	0,057	0,066
TA3	0,045	0,054	0,057	0,059	0,059	0,065	0,068	0,115	0,055	0,059	0,066	0,100	0,074	0,097	0,182
TA4	0,039	0,050	0,054	0,058	0,055	0,063	0,064	0,086	0,060	0,062	0,065	0,076	0,062	0,127	0,175
TA5	0,050	0,062	0,139	0,224	0,044	0,052	0,265	0,603	0,061	0,065	0,176	0,309	0,090	0,125	1,290
TA6	0,044	0,057	0,061	0,078	0,066	0,079	0,093	0,170	0,060	0,061	0,063	0,086	0,221	0,287	0,334
TA7	0,073	0,127	0,134	0,314	0,113	0,210	0,343	0,369	0,062	0,118	0,183	0,300	0,327	0,675	0,867
TB1	0,030	0,036	0,038	0,083	0,040	0,050	0,060	0,137	0,032	0,055	0,062	0,101	0,039	0,073	0,103
TB2	0,018	0,024	0,032	0,050	0,032	0,039	0,043	0,046	0,041	0,052	0,055	0,059	0,031	0,051	0,058
TB3	0,031	0,038	0,044	0,091	0,041	0,050	0,053	0,133	0,038	0,049	0,056	0,081	0,044	0,069	0,120
TB4	0,038	0,047	0,051	0,064	0,040	0,055	0,056	0,064	0,045	0,062	0,065	0,074	0,052	0,072	0,080
TB5	0,030	0,048	0,052	0,078	0,038	0,052	0,068	0,070	0,035	0,049	0,061	0,069	0,031	0,066	0,113
TB6	0,045	0,053	0,112	0,165	0,045	0,122	0,172	0,207	0,055	0,075	0,117	0,181	0,045	0,348	0,761
TB7	0,042	0,063	0,145	0,237	0,058	0,110	0,273	0,295	0,061	0,114	0,185	0,187	0,028	0,363	0,853

Przykładowe wyniki analizy w postaci przebiegów czasowych przyspieszeń (dla akcelerometru nr 1) i naprężeń (dla tensometru nr TA5), wraz z wartościami ekstremalnymi, przedstawiono na Rys. 3.25 ÷ 3.40.

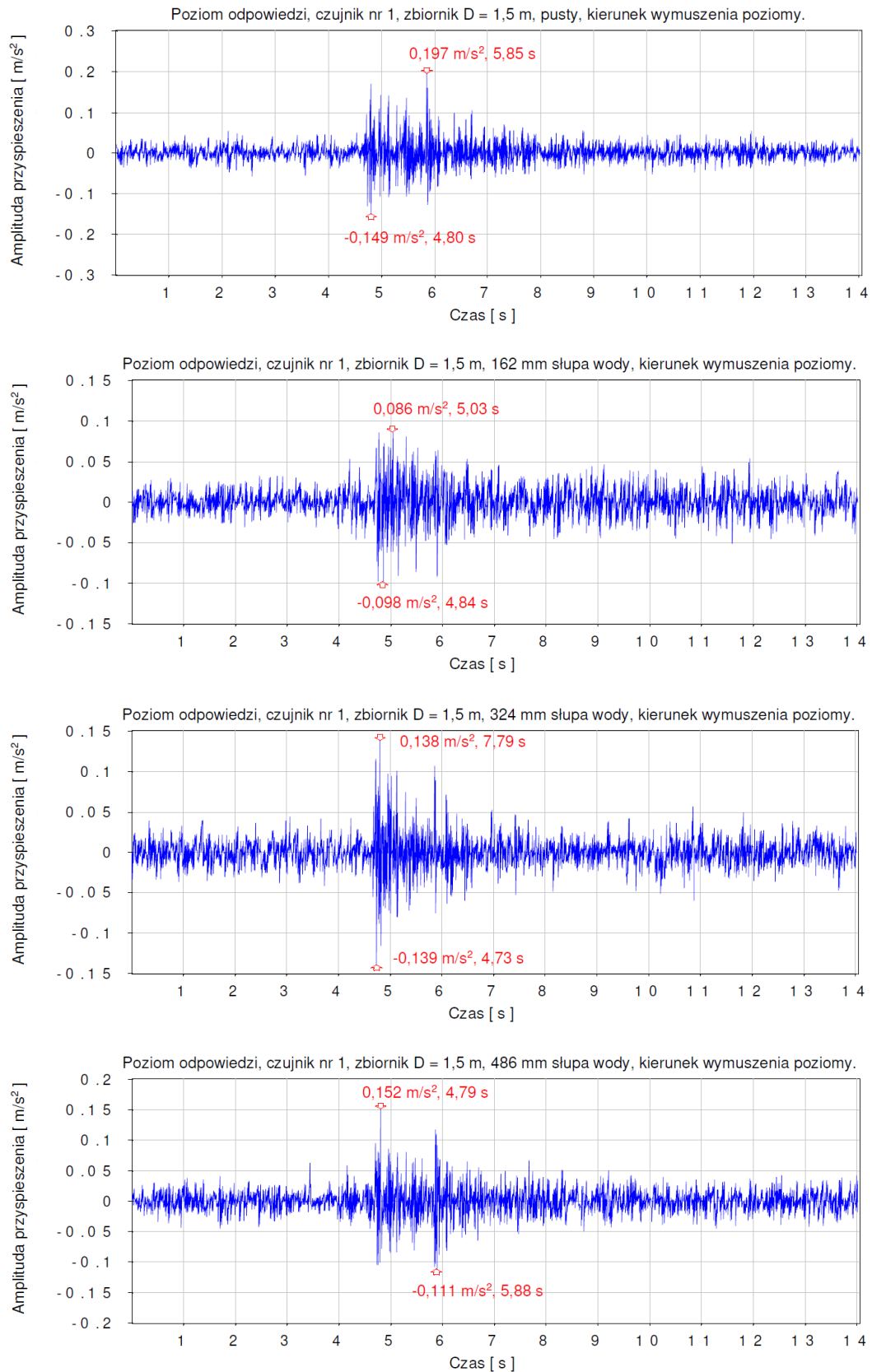


Rys. 3.25. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 (akcelerometr nr 1)

3. Badania eksperymentalne

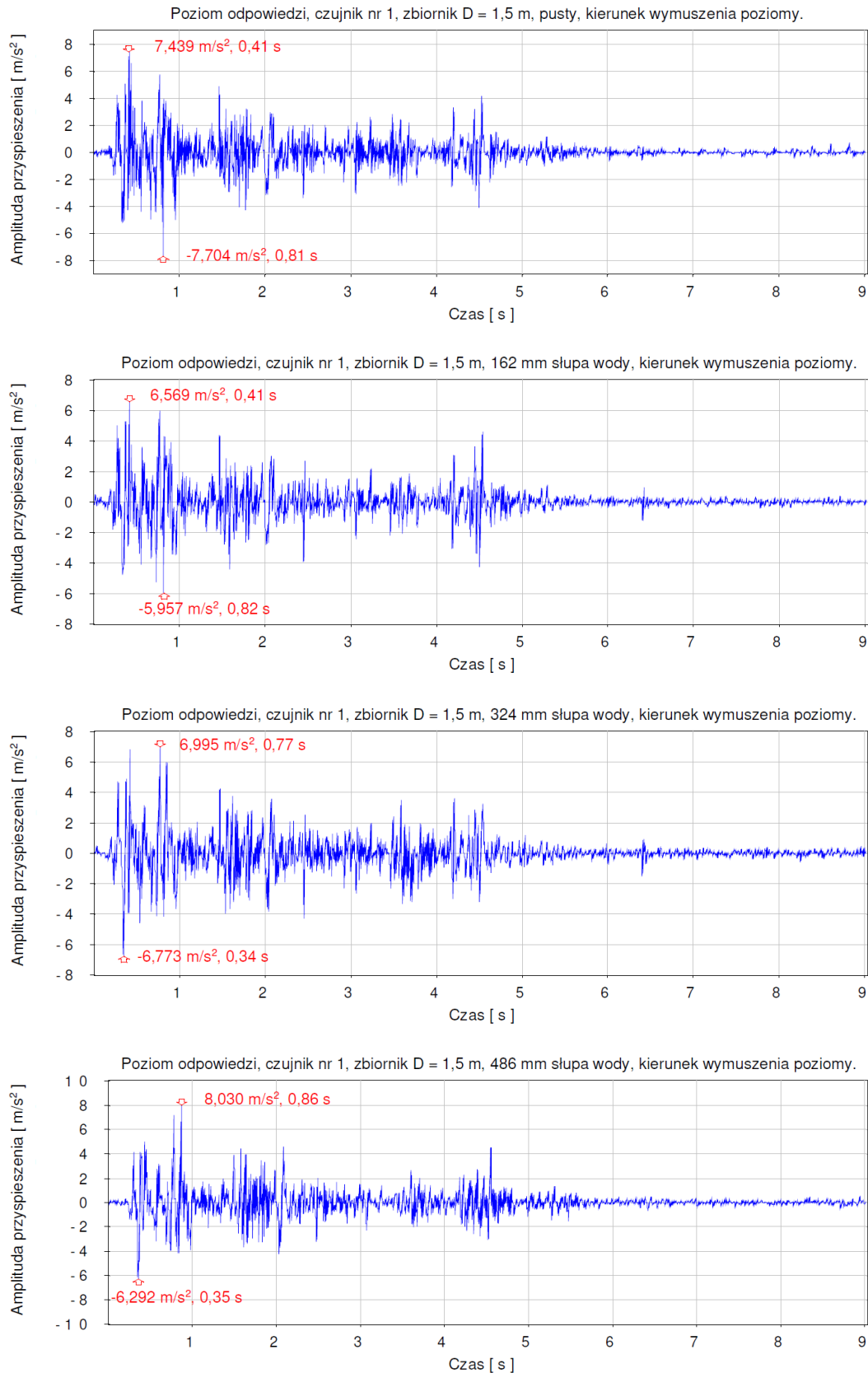


Rys. 3.26. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 (akcelerometr nr 1)

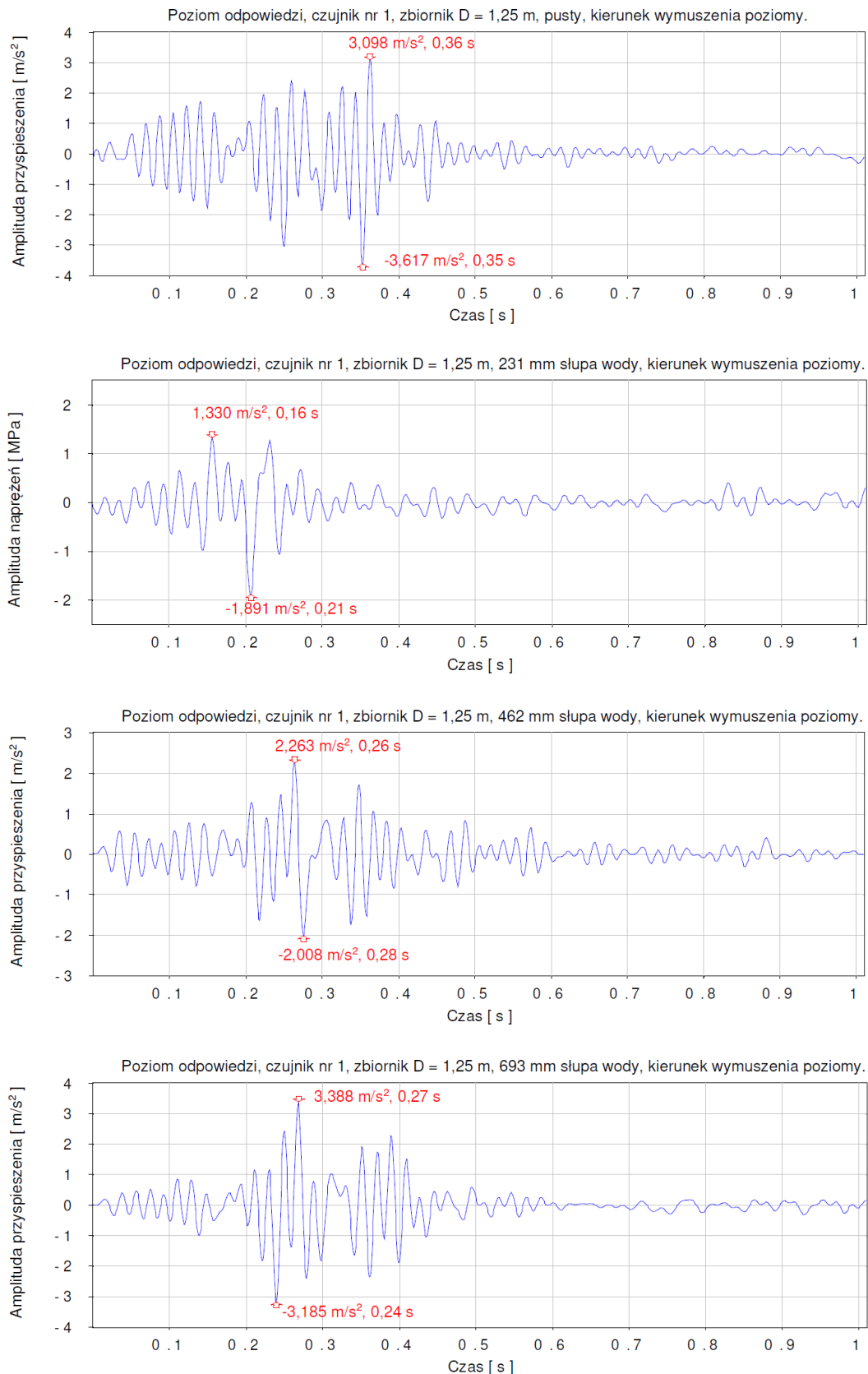


Rys. 3.27. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi Suwałki (akcelerometr nr 1)

3. Badania eksperymentalne

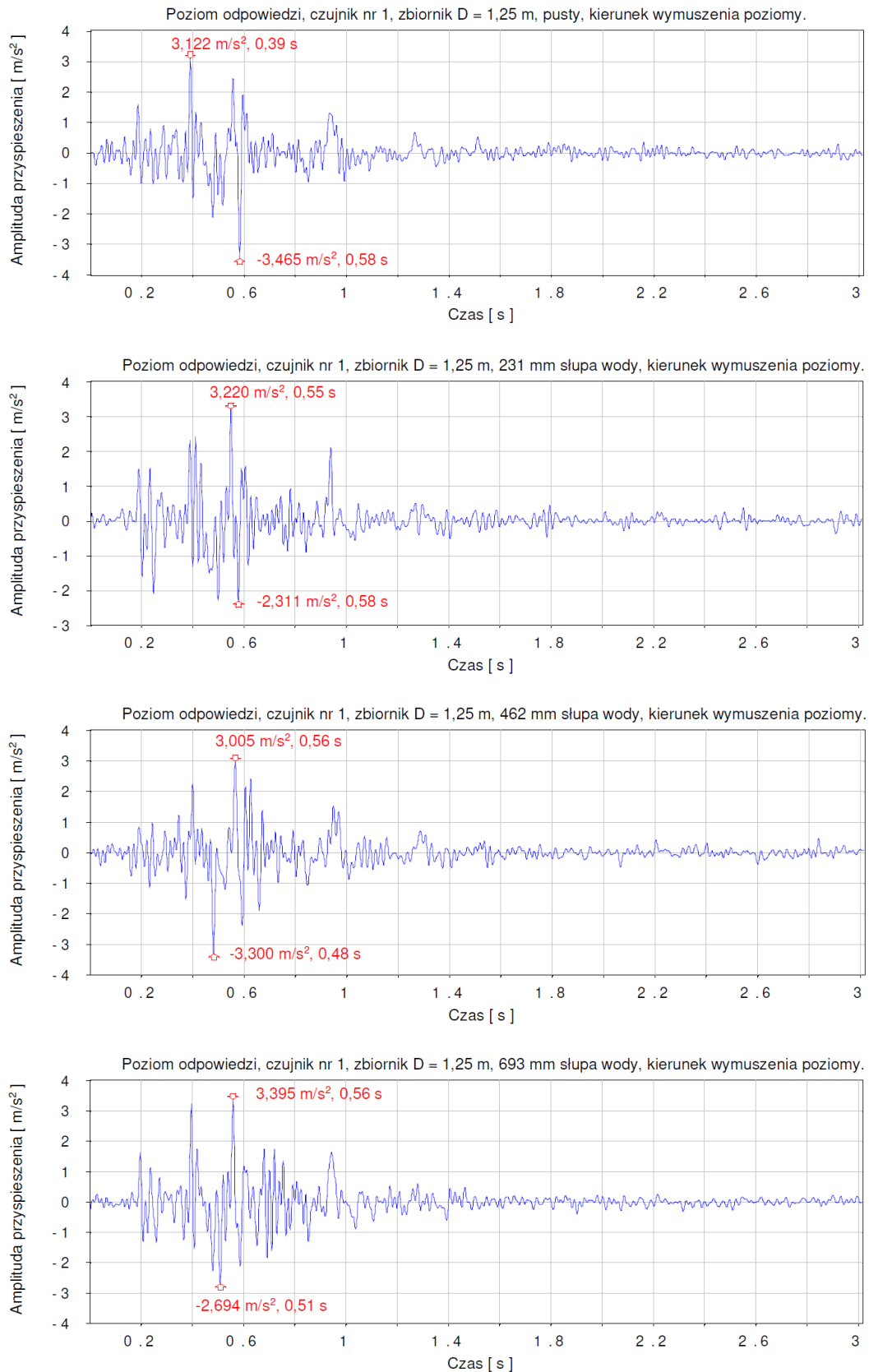


Rys. 3.28. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi El Centro (akcelerometr nr 1)

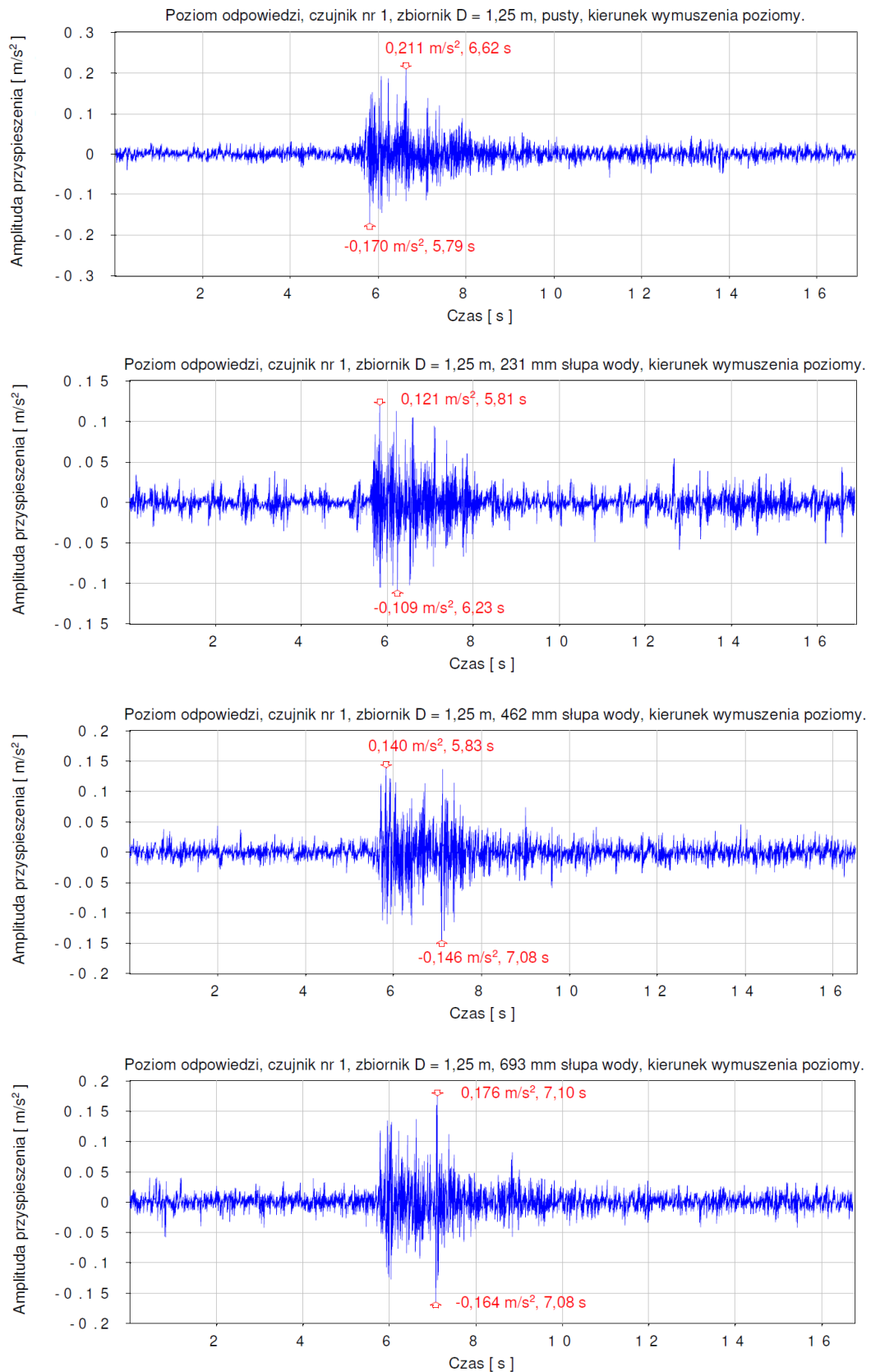


Rys. 3.29. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 (akcelerometr nr 1)

3. Badania eksperymentalne

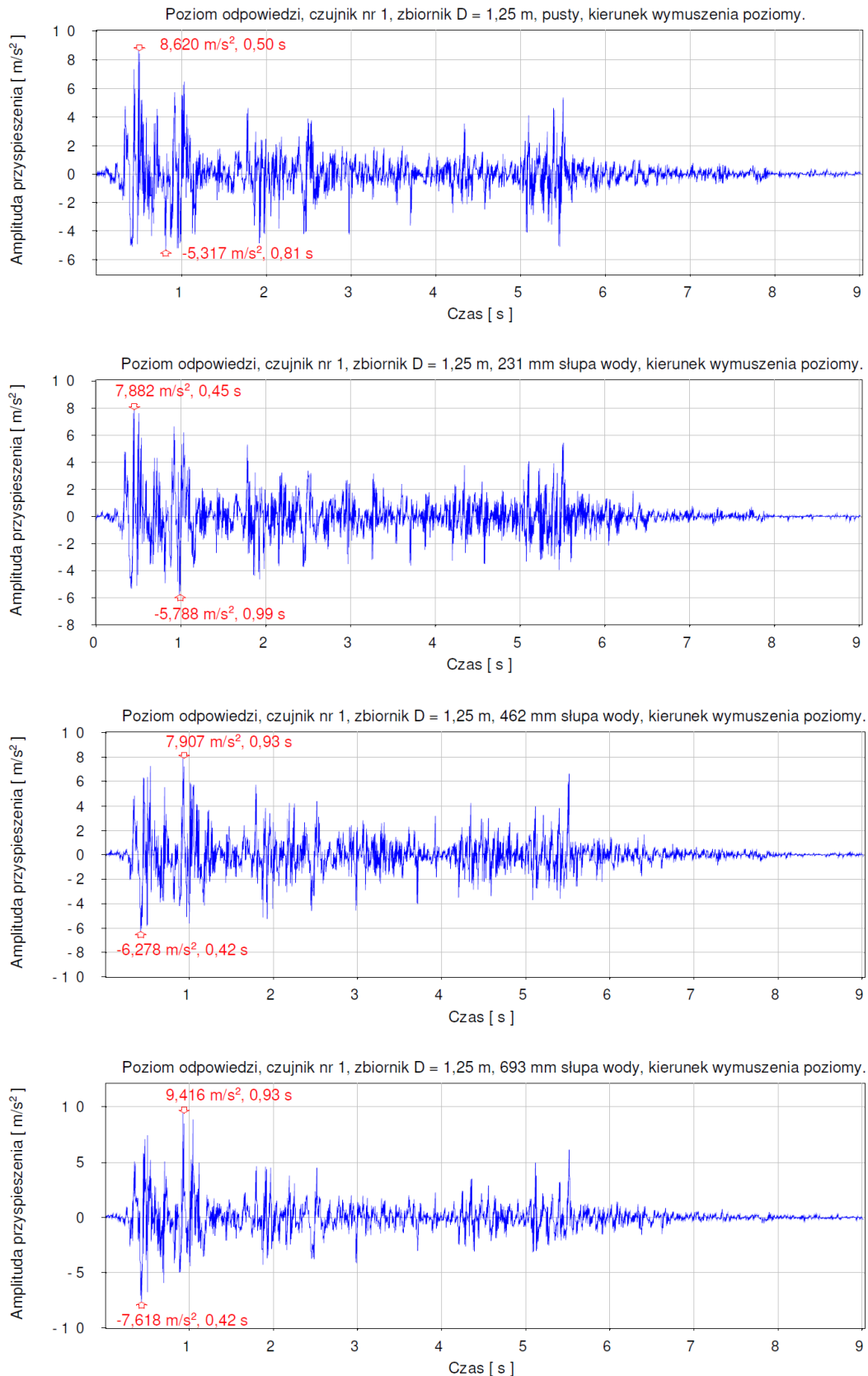


Rys. 3.30. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 (akcelerometr nr 1)

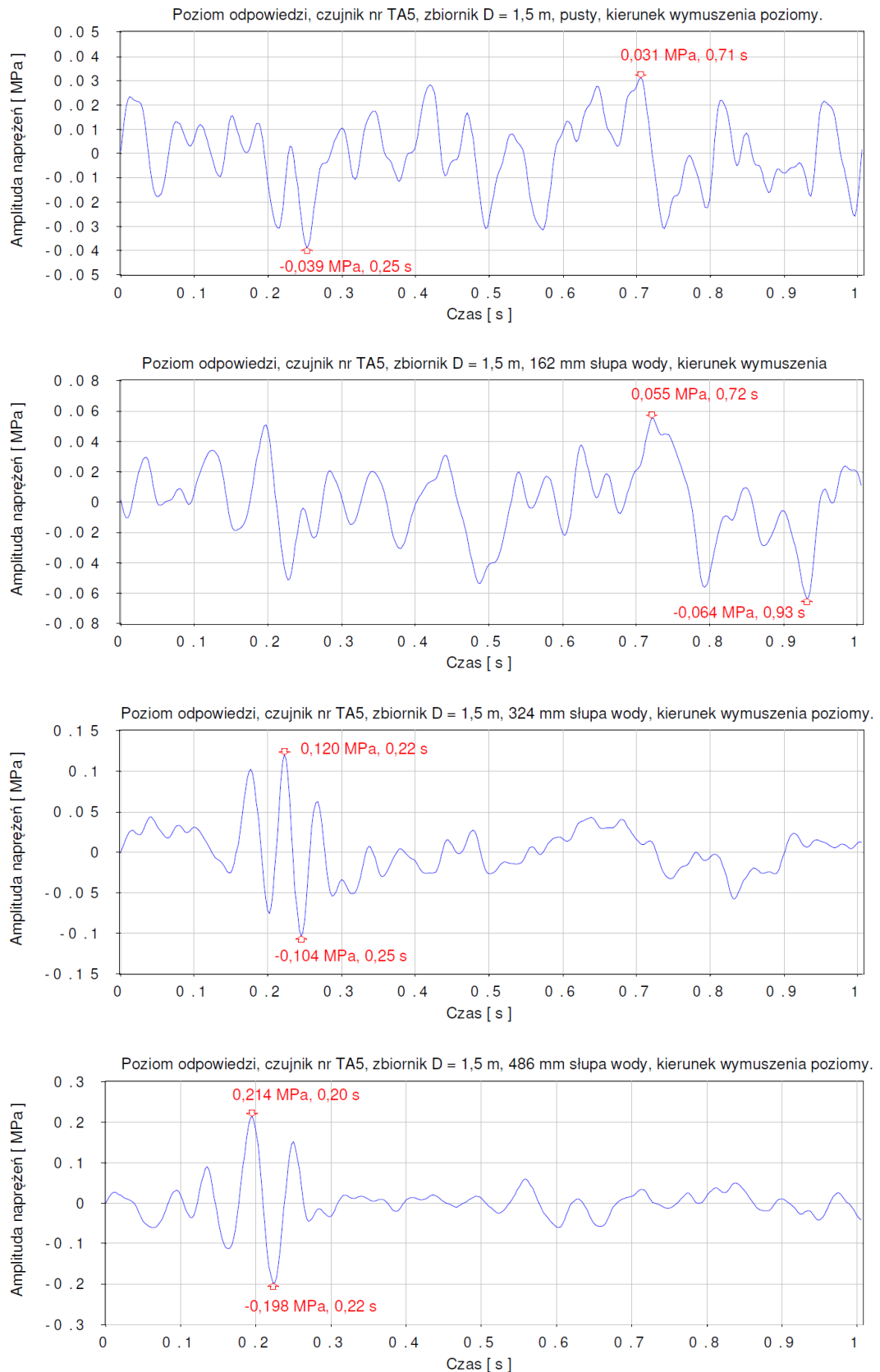


Rys. 3.31. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi Suwałki (akcelerometr nr 1)

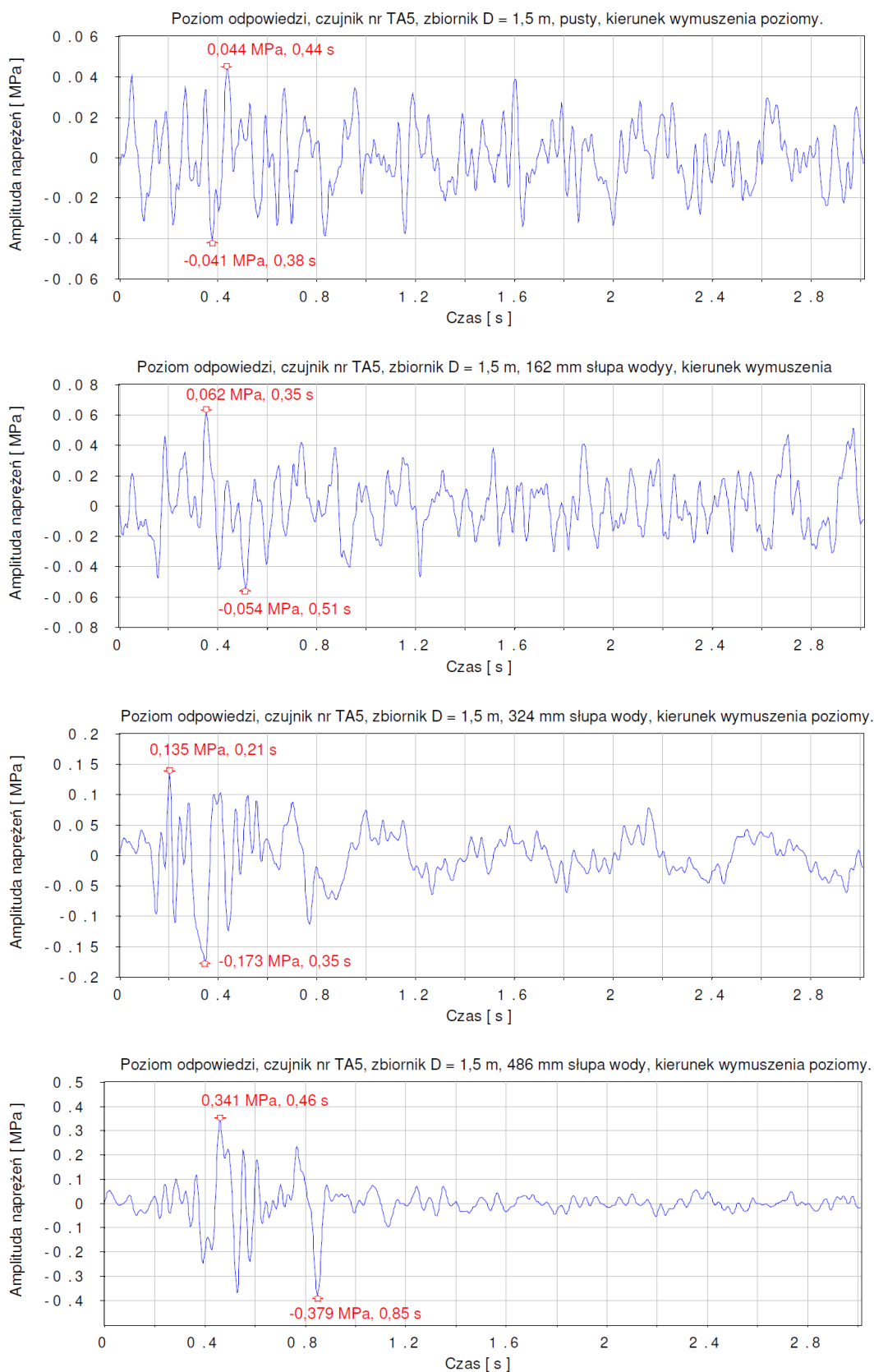
3. Badania eksperymentalne



Rys. 3.32. Przebiegi czasowe przyspieszeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi El Centro (akcelerometr nr 1)

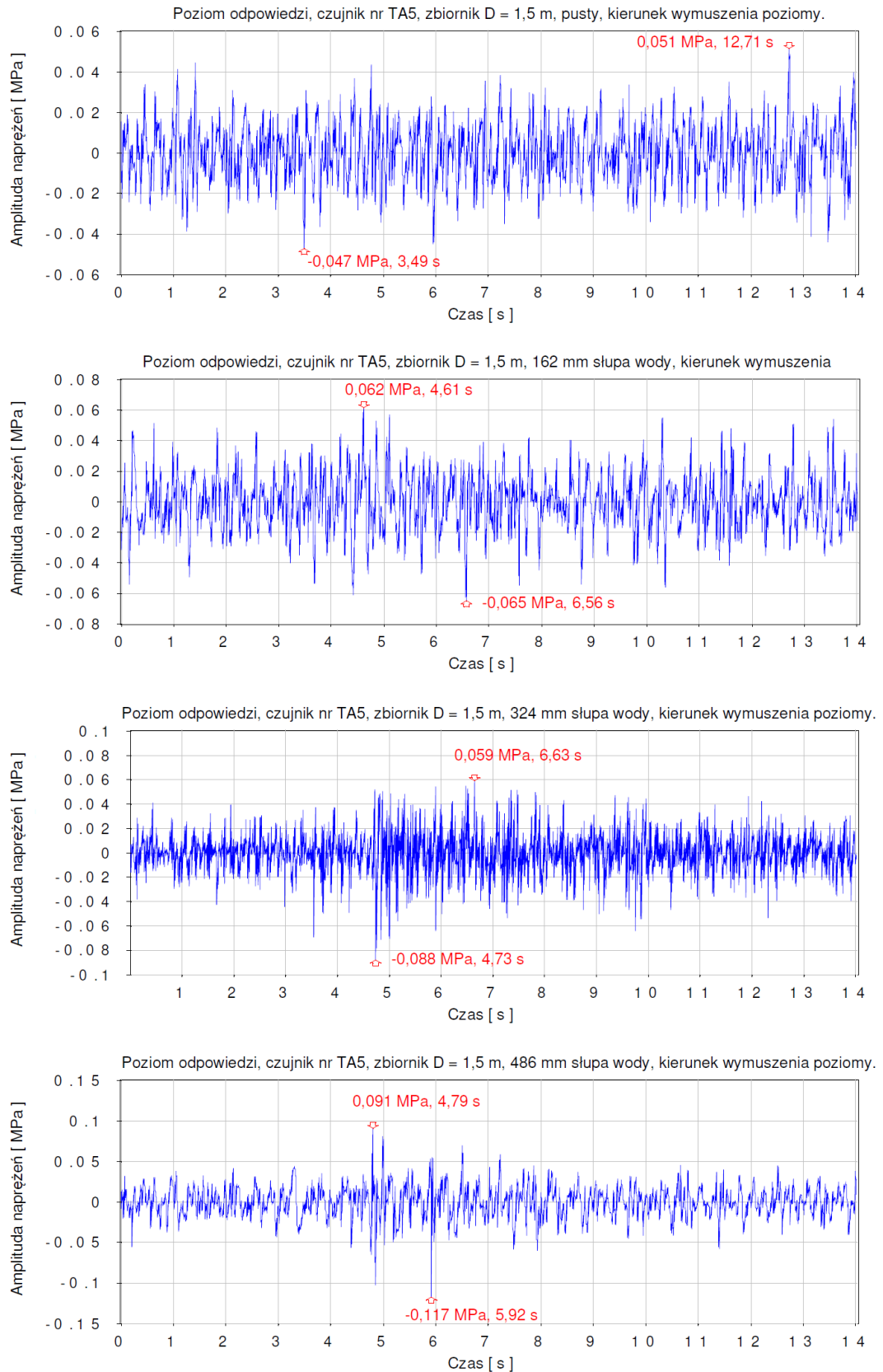


Rys. 3.33. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 (tensometr nr TA5)



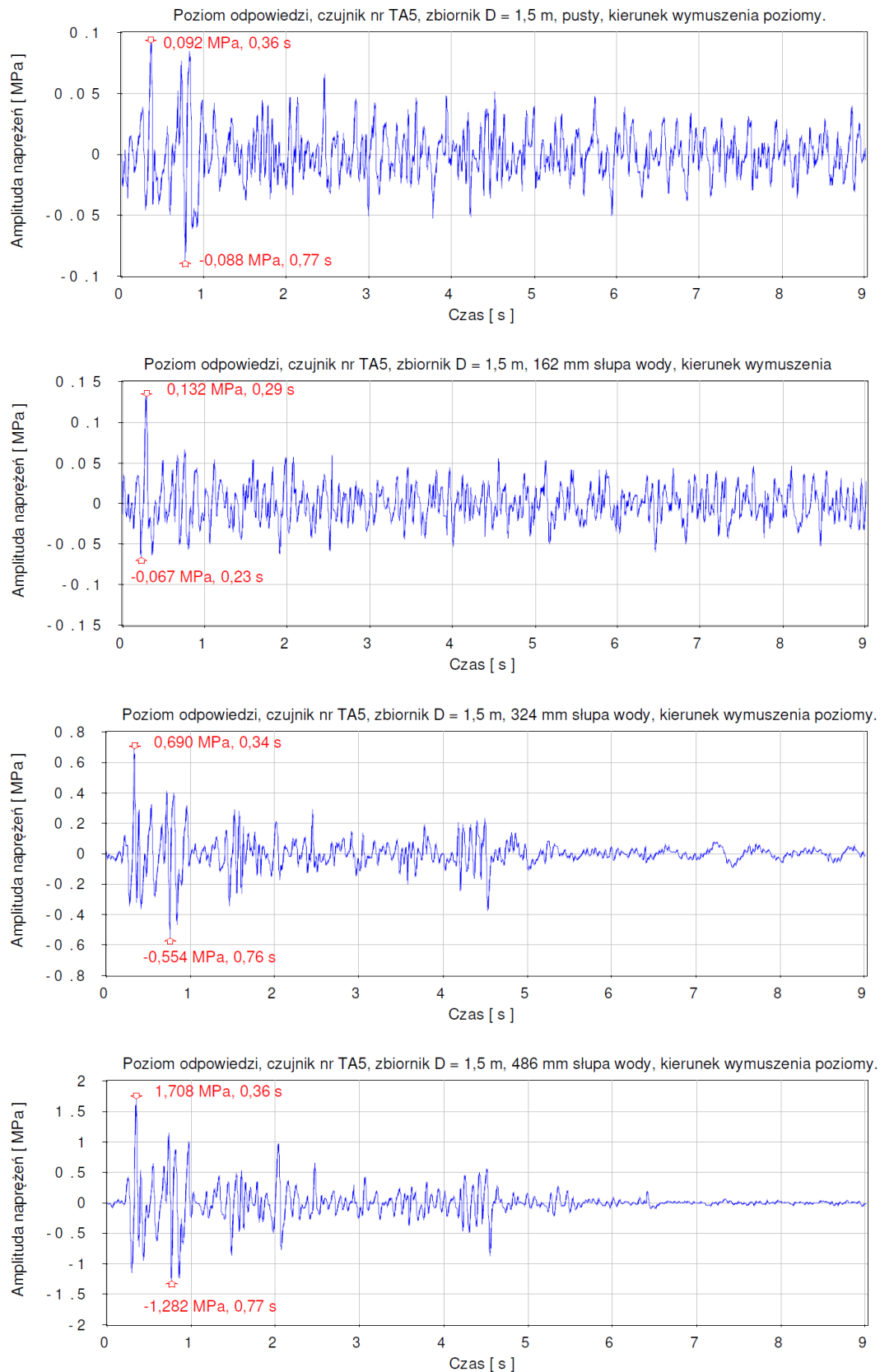
Rys. 3.34. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 (tensometr nr TA5)

3. Badania eksperymentalne

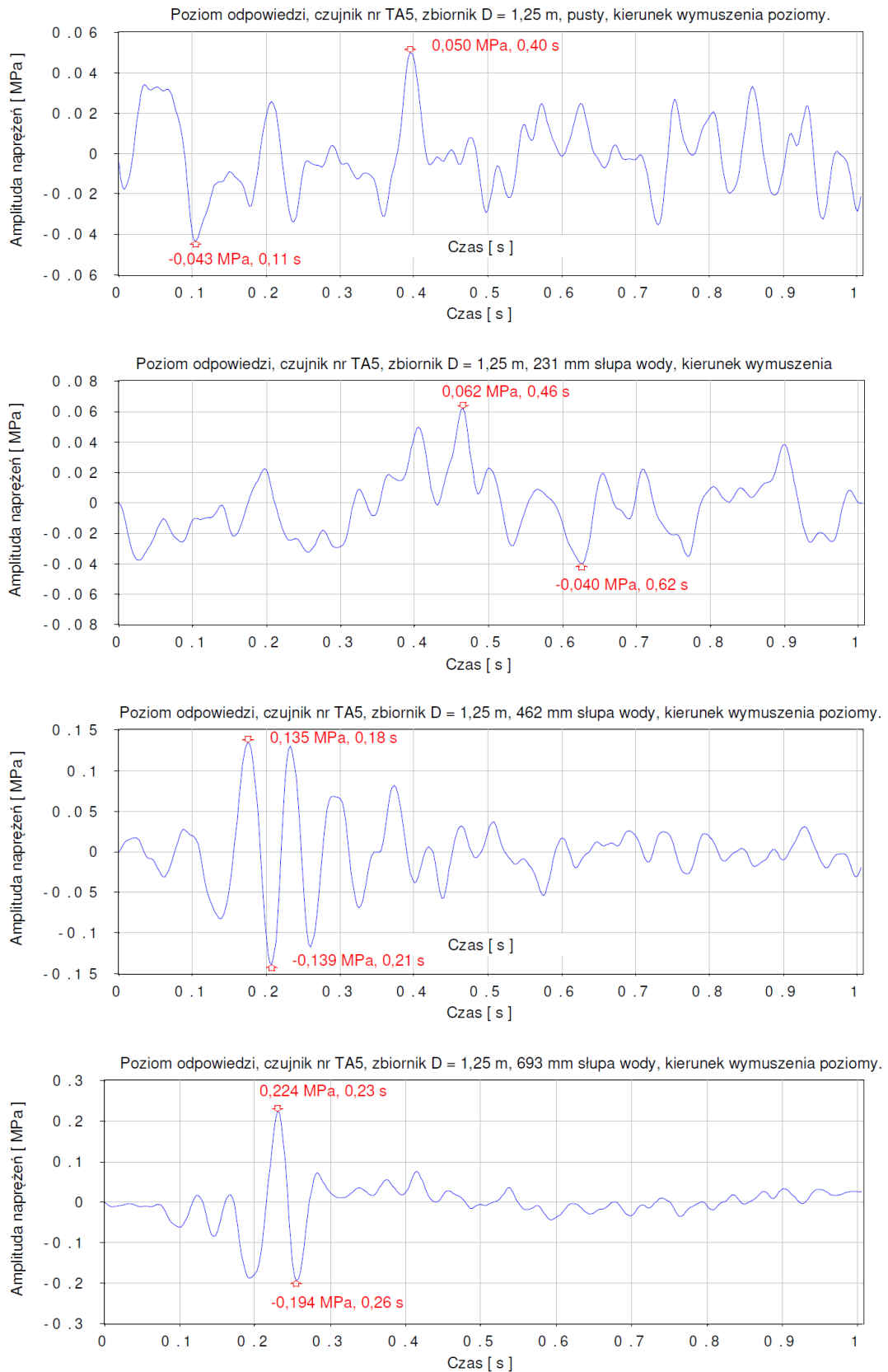


Rys. 3.35. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi Suwałki (tensometr nr TA5)

3. Badania eksperymentalne

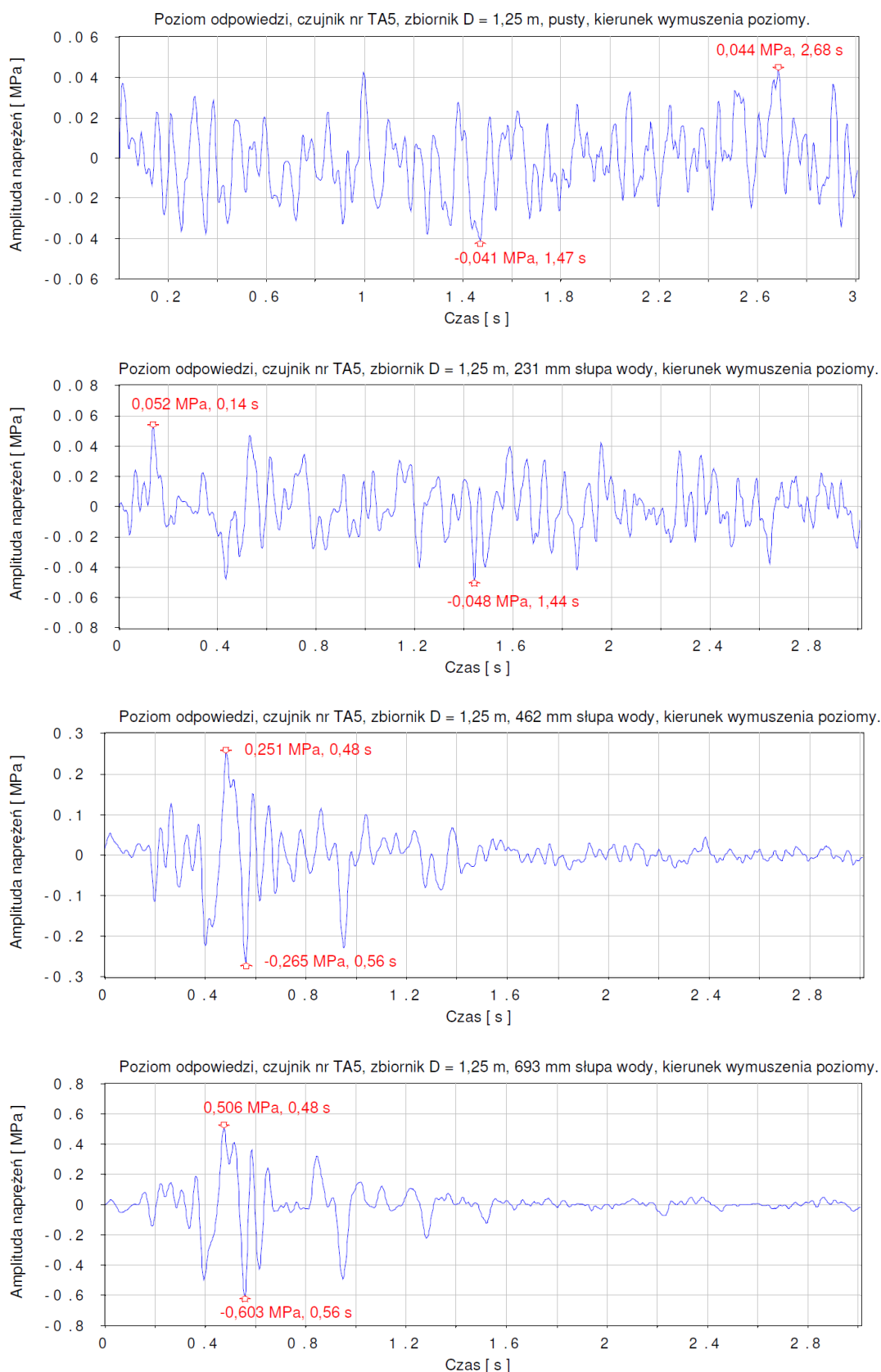


Rys. 3.36. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi El Centro (tensometr nr TA5)



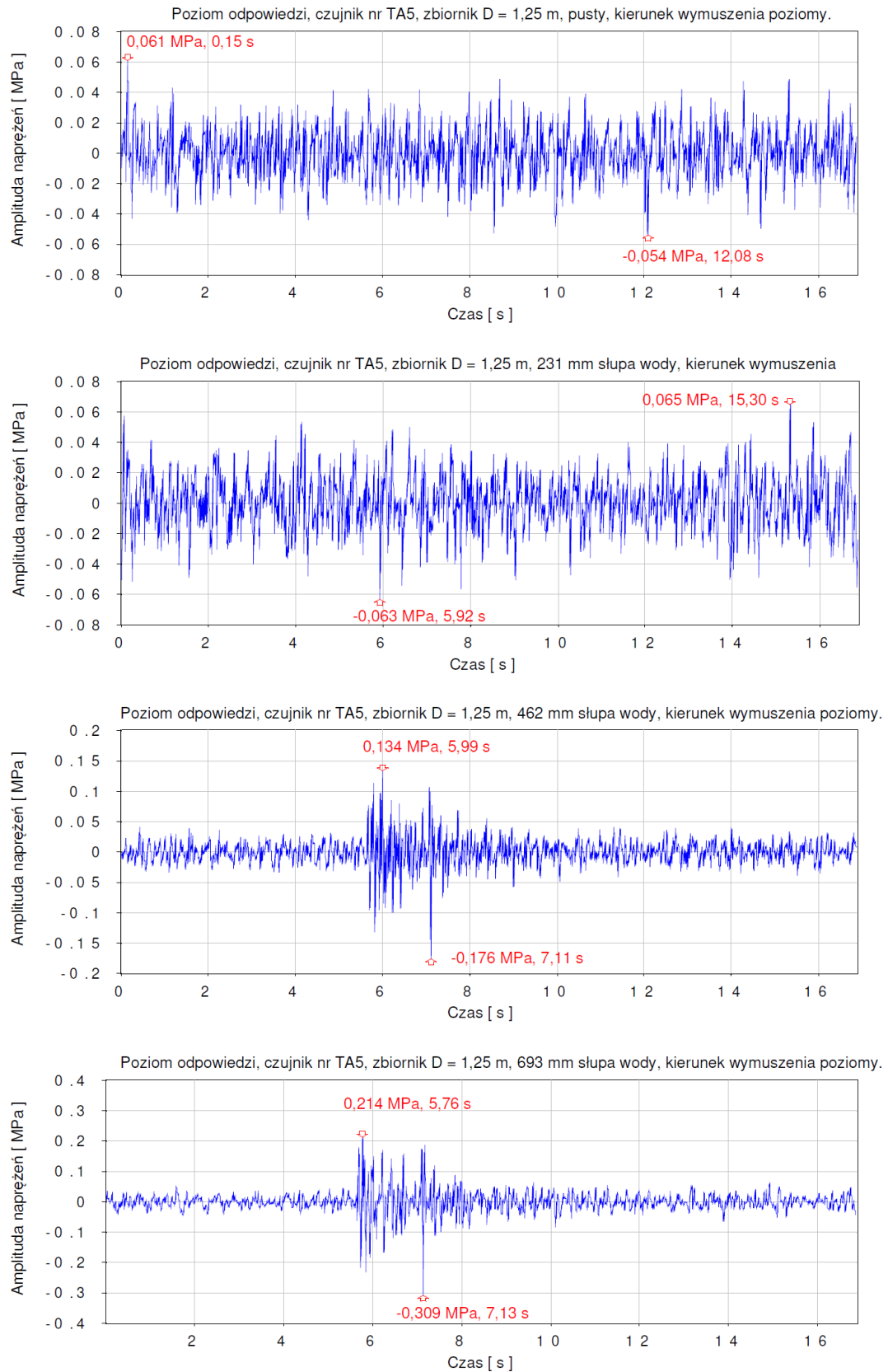
Rys. 3.37. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 (tensometr nr TA5)

3. Badania eksperymentalne



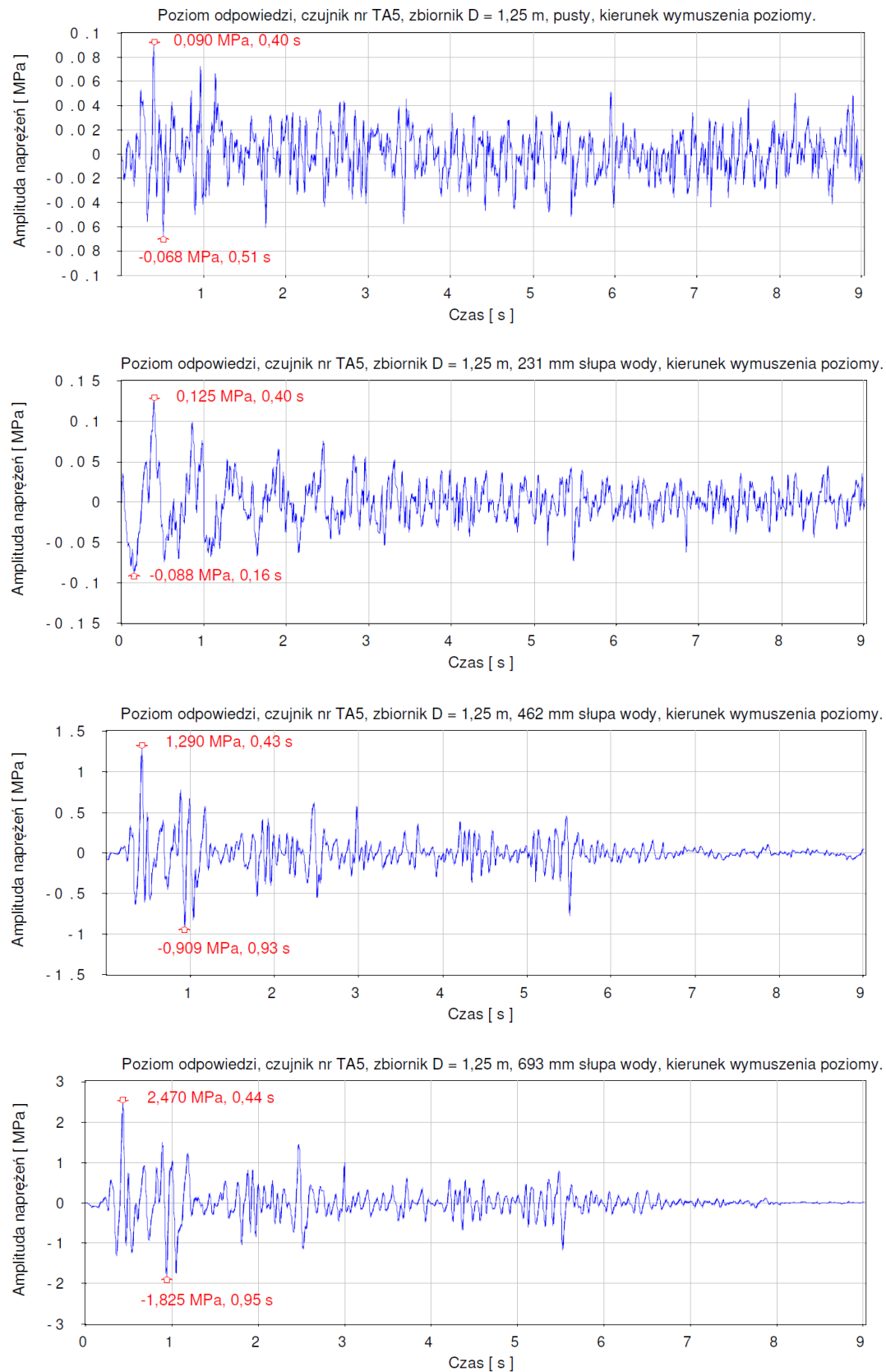
Rys. 3.38. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 (tensometr nr TA5)

3. Badania eksperymentalne



Rys. 3.39. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi Suwałki (tensometr nr TA5)

3. Badania eksperymentalne



Rys. 3.40. Przebiegi czasowe naprężeń dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m przy różnym wypełnieniu dla trzęsienia ziemi El Centro (tensometr nr TA5)

Wyniki przedstawione na Rys. 3.25 ÷ 3.32 pokazują, iż wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia wodą następuje początkowo redukcja wartości przyspieszeń konstrukcji (tłumiące działanie wody). Jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia wodą prawidłowość ta ulega odwróceniu i wartości przyspieszeń rosną (efekt zwiększania masy). W przypadku modelu o średnicy $D=1,5$ m poddanego wstrząsowi górniczemu Polkowice 2001 wzrost wypełnienia do poziomu 162 mm oraz 486 mm spowodował początkowo spadek przyspieszenia o 21,8%, a następnie wzrost o 10,0%. Z kolei dla zbiornika o średnicy $D=1,25$ m poddanego trzęsieniu ziemi El Centro wzrost wypełnienia do poziomu 231 mm oraz 693 mm spowodował początkowo spadek przyspieszenia o 8,6%, a następnie wzrost o 9,2%.

Warto ponadto zwrócić uwagę, iż dla wstrząsu górniczego w Polkowicach 2001 ekstremalne przyspieszenie odpowiedzi obu zbiorników wahają się w przedziale 1,776-3,617 m/s^2 (dla różnych poziomów wypełnienia), podczas gdy ekstremalna wartość przyspieszenia przebiegu czasowego wstrząsu wynosi zaledwie 0,503 m/s^2 . Wynika to głównie z faktu generowania wyższych częstotliwości przy typowych wstrząsach górniczych, w przeciwieństwie do trzęsień ziemi oraz nietypowego wstrząsu w Polkowicach z roku 2002 (zob. Zembaty 2004), co jest bliższe częstotliwościom drgań własnych zbiorników.

Wyniki przedstawione na Rys. 3.33 ÷ 3.40 pokazują jednocześnie, iż wzrost poziomu wypełnienia wodą spowodował znaczny wzrost poziomu naprężeń. Przykładowo, dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m poddanego wstrząsowi górniczemu Polkowice 2002, wzrost wypełnienia do poziomu 162 mm, 324 mm oraz 486 mm spowodował równoczesny wzrost wartości naprężeń odpowiednio o 40,9%, 293,2% oraz 761,4% w stosunku do modelu pustego. W przypadku zbiornika o średnicy $D=1,25$ m poddanego trzęsieniu ziemi El Centro, wzrost wypełnienia do poziomu 231 mm, 462 mm oraz 693 mm spowodował równoczesny wzrost wartości naprężeń odpowiednio o 38,9%, 1333,3% oraz 2644,4% w stosunku do modelu pustego.

3.6 Badania zniszczeniowe

3.6.1 Aparatura pomiarowa i program badań

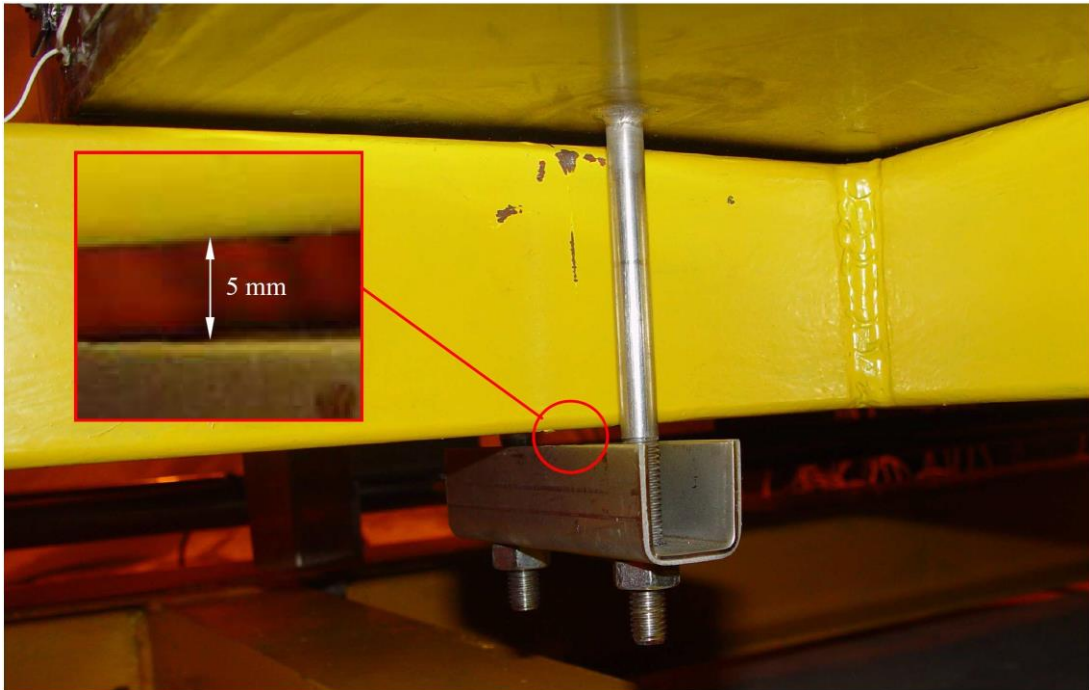
Ostatnim etapem badań prowadzonych na stole sejsmicznym były badania zniszczeniowe. Polegały one na sprawdzeniu wpływu zadanego uszkodzenia na charakterystyki dynamiczne modelu zbiornika. Celem tych testów było sprawdzenie

metody detekcji uszkodzeń zbiorników wypełnionych cieczą poprzez pomiary ich drgań. We współczesnej inżynierii związanej z budownictwem coraz większe znaczenie ma bowiem diagnostyka i monitoring konstrukcji inżynierskich z zastosowaniem nowoczesnych rozwiązań. Szczególnie istotnym zagadnieniem związanym z tym tematem jest diagnostyka nieniszcząca obiektów. Inżynierowie wraz z naukowcami skupiają swoją uwagę na korelacji odpowiedzi obiektów z wywołanymi uszkodzeniami. Opracowane były różne podejścia do diagnostyki nieniszczącej (zob. np. Salawu 1997, Estekanchi i inni 2004 lub Estekanchi i Alembagheri 2012). Niemniej jednak, jedną z najbardziej efektywnych metod wykrywania globalnych uszkodzeń jest metoda oparta na mierzeniu zmian w częstotliwościach drgań własnych. Była ona szeroko stosowana do stosunkowo niedużych konstrukcji inżynierskich. Stosowanie jej do wielkogabarytowych obiektów, takich jak np. duże zbiorniki czy tamy, wymaga szczegółowej weryfikacji (zob. Sohn i inni 2003).

Badania zniszczeniowe przeprowadzono dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy maksymalnym dopuszczalnym wypełnieniu wodą, rozpatrując pięć stanów technicznych analizowanego obiektu:

Przypadek „A”: zbiornik bez uszkodzeń – konstrukcja modelu zbiornika zamocowana osiemnastoma śrubami M10 za pomocą dziewięciu płyt dociskowych do konstrukcji platformy stołu sejsmicznego (Fot. 3.5).

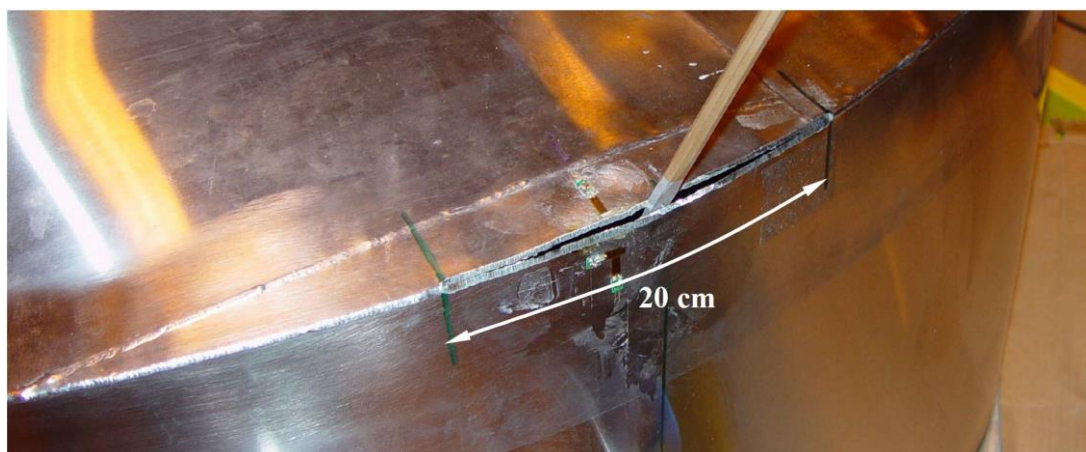
Przypadek „B”: zbiornik z poluzowanymi elementami mocowania – konstrukcja modelu zbiornika zamocowana do konstrukcji platformy stołu sejsmicznego dwoma śrubami M10 w środku podstawy zbiornika za pomocą jednej płyty dociskowej. W pozostałych szesnastu śrubach M10 po obwodzie podstawy zbiornika odkręcono nakrętki do momentu uzyskania luzu 5 mm pomiędzy powierzchnią każdej z ośmiu płyt dociskowych, a powierzchnią elementów konstrukcji platformy stołu sejsmicznego (zob. Fot. 3.7). W tym wariantcie pomiarowym wykorzystano deformację pospawalniczą płaszczyzny dna zbiornika umożliwiającą kołysanie się konstrukcji. Sposób zamocowania zapobiegał jednocześnie przemieszczaniu się konstrukcji zbiornika.



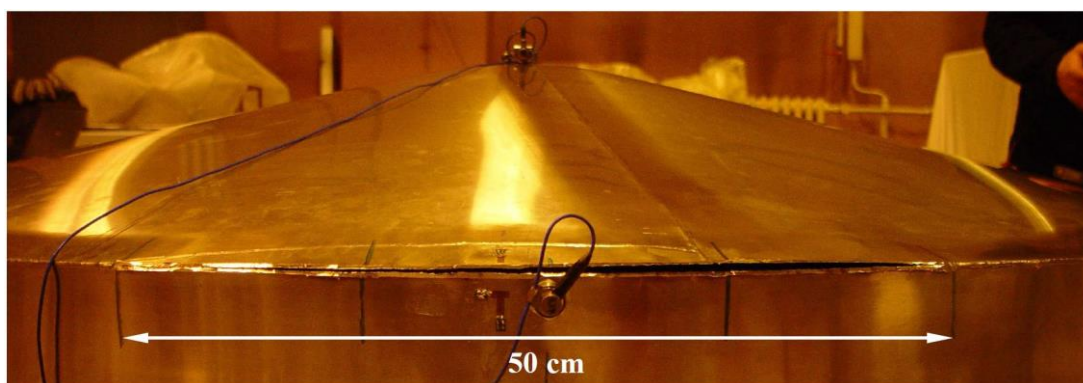
Fot. 3.7. Przypadek „B” – konstrukcja modelu zbiornika z poluzowanymi elementami mocowania

Przypadek „C”: zbiornik z uszkodzeniem obwodowym o długości 20 cm – konstrukcja modelu zbiornika zamocowana osiemnastoma śrubami M10 za pomocą dziewięciu płyt dociskowych do konstrukcji platformy stołu sejsmicznego. Uszkodzenie konstrukcji modelu wykonano przez zeszlifowanie szlifierką kątową spoiny spawalniczej łączącej płaszcz zbiornika z dachem (zob. Fot. 3.8). Uzyskano pęknięcie po obwodzie zbiornika o długości 20 cm, prostopadłe i symetryczne do osi ruchu stołu sejsmicznego.

Przypadek „D”: zbiornik z uszkodzeniem obwodowym powiększonym do długości równej 50 cm – konstrukcja modelu zbiornika zamocowana osiemnastoma śrubami M10 za pomocą dziewięciu płyt dociskowych do konstrukcji platformy stołu sejsmicznego. Uszkodzenie konstrukcji powiększono poprzez zeszlifowanie spoiny spawalniczej uzyskując powiększenie pęknięcia po obwodzie zbiornika do długości 50 cm, prostopadłe i symetryczne do osi ruchu stołu sejsmicznego (zob. Fot. 3.9).

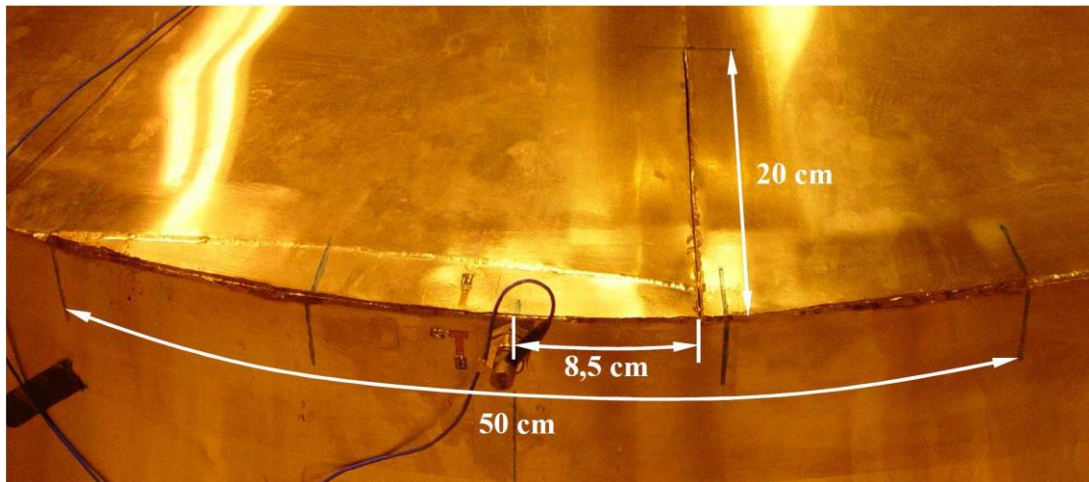


Fot. 3.8. Przypadek „C” – konstrukcja modelu zbiornika z uszkodzeniem obwodowym o długości 20 cm



Fot. 3.9. Przypadek „D” – konstrukcja modelu zbiornika z uszkodzeniem obwodowym powiększonym do długości równej 50 cm

Przypadek „E”: zbiornik z uszkodzeniami obwodowym o długości 50 cm i promieniowym o długości 20 cm – konstrukcja modelu zbiornika zamocowana osiemnastoma śrubami M10 za pomocą dziewięciu płyt dociskowych do konstrukcji platformy stołu sejsmicznego. Do uszkodzenia obwodowego o długości 50 cm w konstrukcji modelu dodano uszkodzenie wykonane przez przecięcie spoiny spawalniczej wykonanej wzdłuż promienia dachu stałego zbiornika za pomocą szlifierki kątovej. Uzyskano przecięcie dachu zbiornika po promieniu na długości 20 cm od pęknięcia obwodowego (promień cięcia odchyła się do osi ruchu stołu sejsmicznego o 8,5 cm po obwodzie zbiornika). Uszkodzenie przedstawiono na Fot. 3.10.



Fot. 3.10. Przypadek „E” – konstrukcja modelu zbiornika z uszkodzeniem obwodowym o długości 50 cm i promieniowym o długości 20 cm

Do wyznaczenia charakterystyk dynamicznych badanego zbiornika w różnych stanach technicznych zastosowano wymuszenie harmoniczne platformy stołu sejsmicznego o zmiennej (rosnącej) częstotliwości, tzw. sweep-sine (zob. np. Chopra 1995, Jankowski 2010), zgodnie z opisem w rozdziale 3.4.

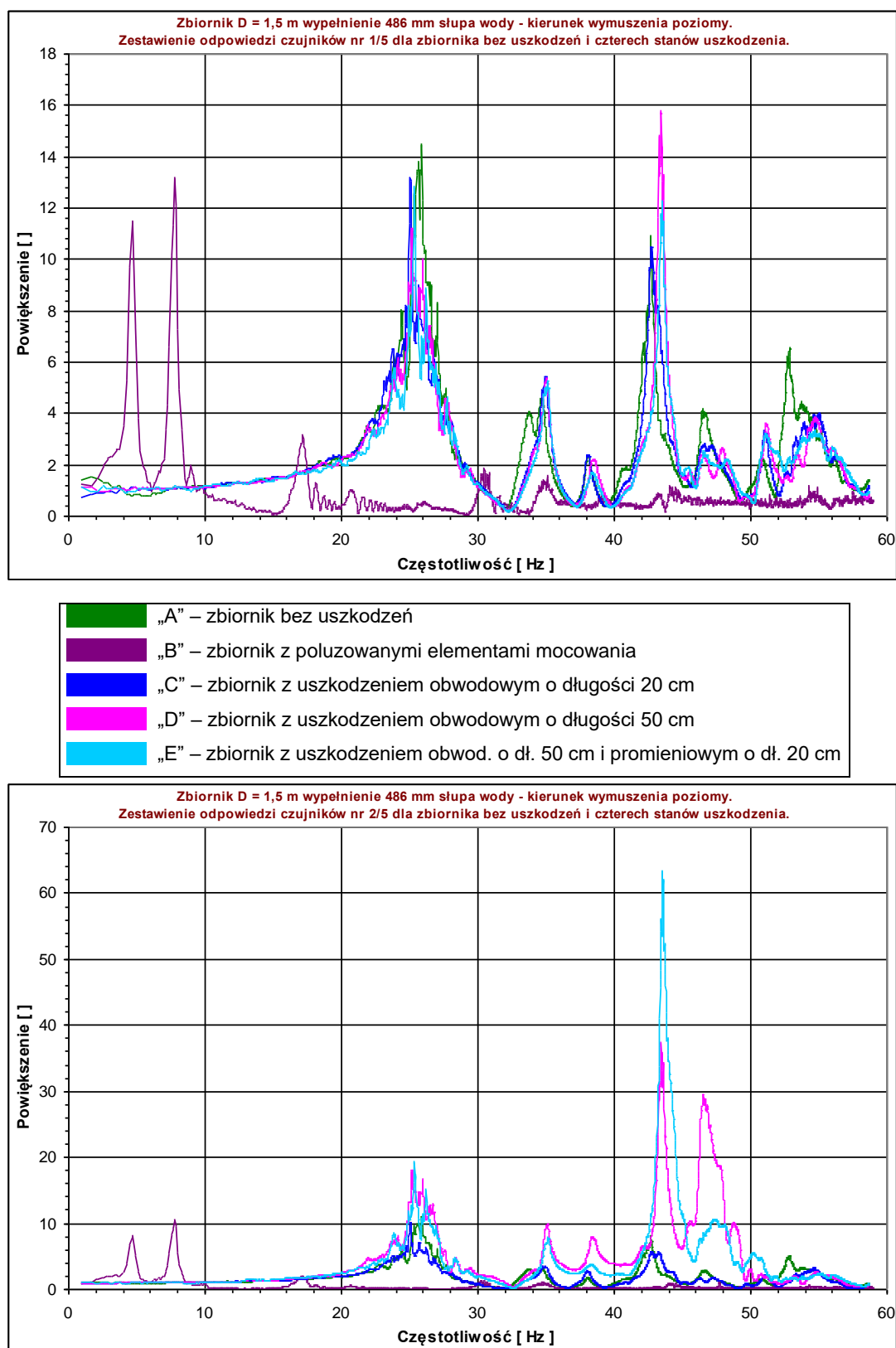
3.6.2 Wyniki badań zniszczeniowych

W Tabeli 3.7 zestawiono wyniki badań zniszczeniowych w postaci dynamicznych charakterystyk dla modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnych wariantach stanu technicznego.

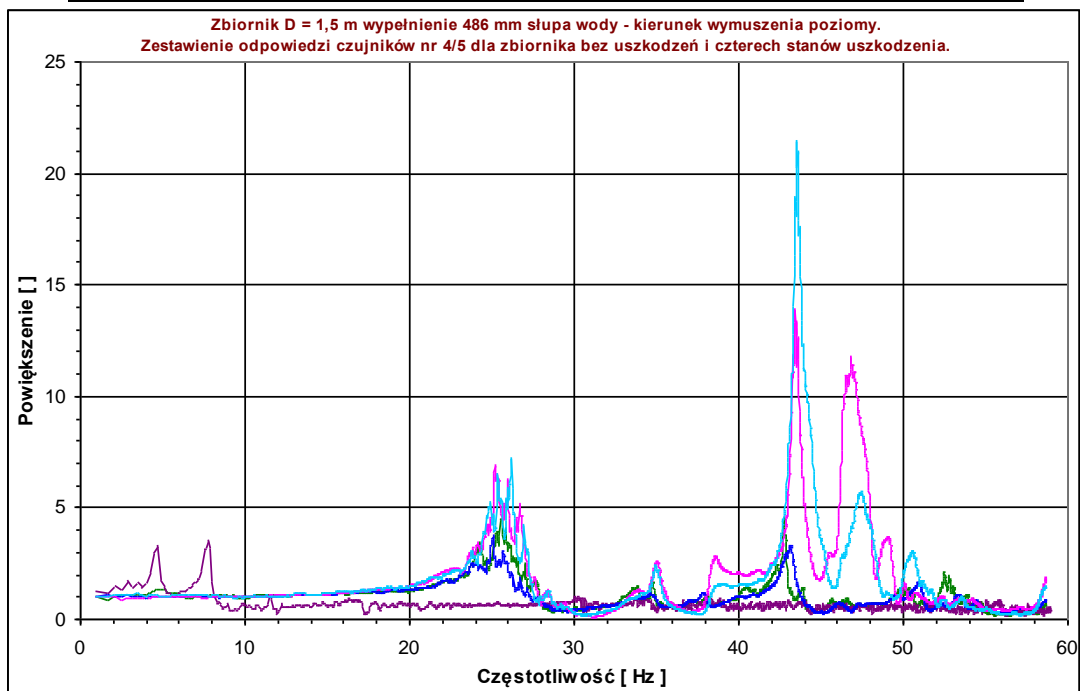
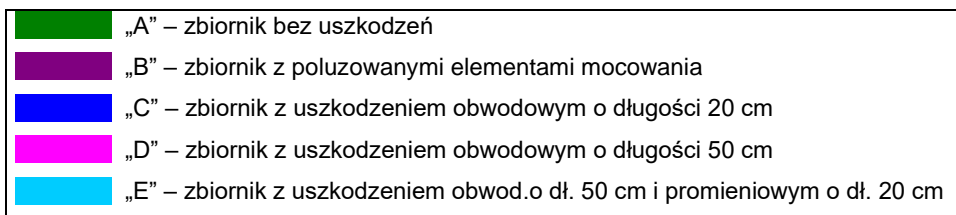
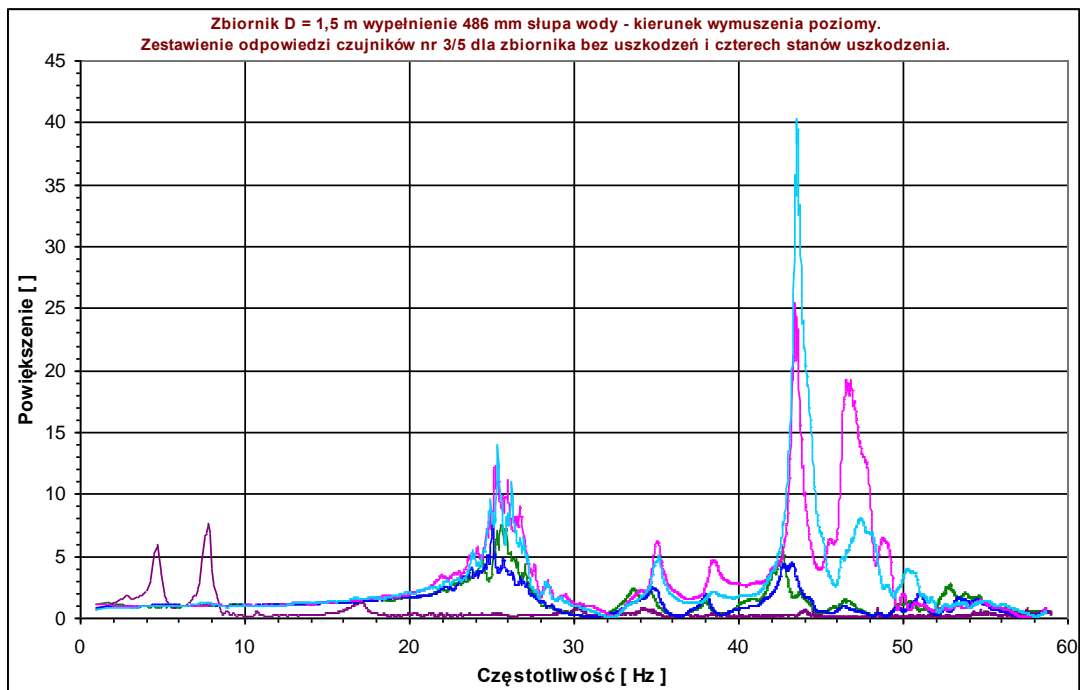
Tabela 3.7. Zestawienie charakterystyk dynamicznych w badaniach zniszczeniowych modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m

	Punkt pomiarowy	Częstotliwość rezonansowa f_R [Hz]	Powiększenie drgań [-]	Liczba tłumienia ξ [%]
Przypadek „A”	1	25,68	14,48	2,42
	2	25,68	10,90	2,58
	3	25,56	7,44	2,64
	4	25,55	4,44	2,81
Przypadek „B”	1	4,68	11,52	4,38
	2	4,68	8,17	4,38
	3	4,68	5,99	4,38
	4	4,68	3,29	4,38
Przypadek „C”	1	25,02	13,16	2,79
	2	25,02	10,10	2,78
	3	25,02	7,60	2,79
	4	25,04	3,78	2,77
Przypadek „D”	1	25,21	11,19	2,70
	2	25,25	10,80	2,69
	3	25,40	7,80	2,58
	4	25,30	6,91	2,65
Przypadek „E”	1	25,34	12,38	2,62
	2	25,38	10,64	2,59
	3	25,38	7,57	2,58
	4	25,44	7,24	2,53

Zestawienia odpowiedzi czujników przyspieszeń znajdujących się na konstrukcji badanego modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m, w postaci powiększenia drgań, dla pięciu wariantów stanu technicznego przedstawiono na Rys. 3.41 ÷ 3.42.

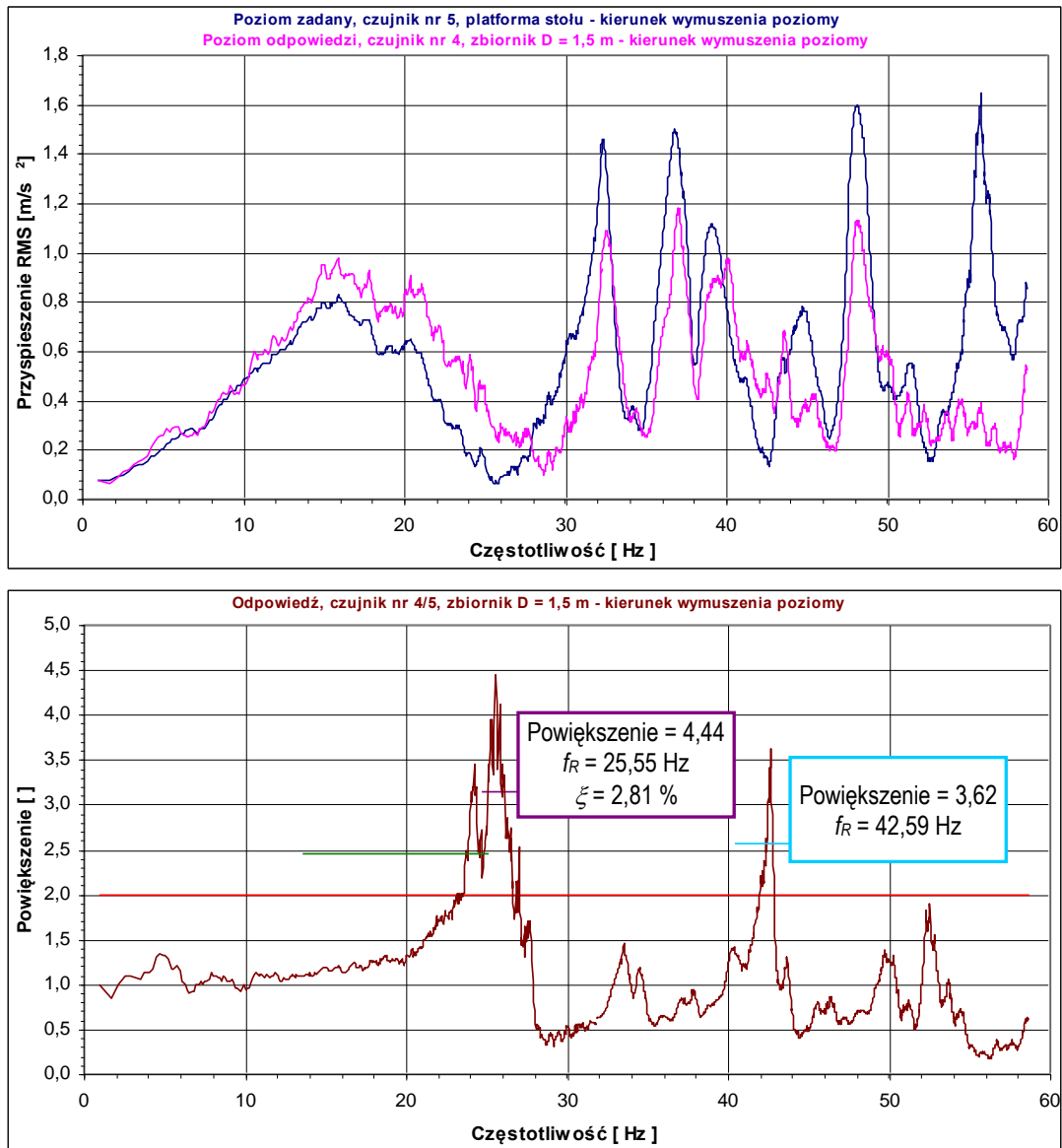


Rys. 3.41. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnych wariantach stanu technicznego (powyżej – akcelerometr nr 1, poniżej – akcelerometr nr 2)

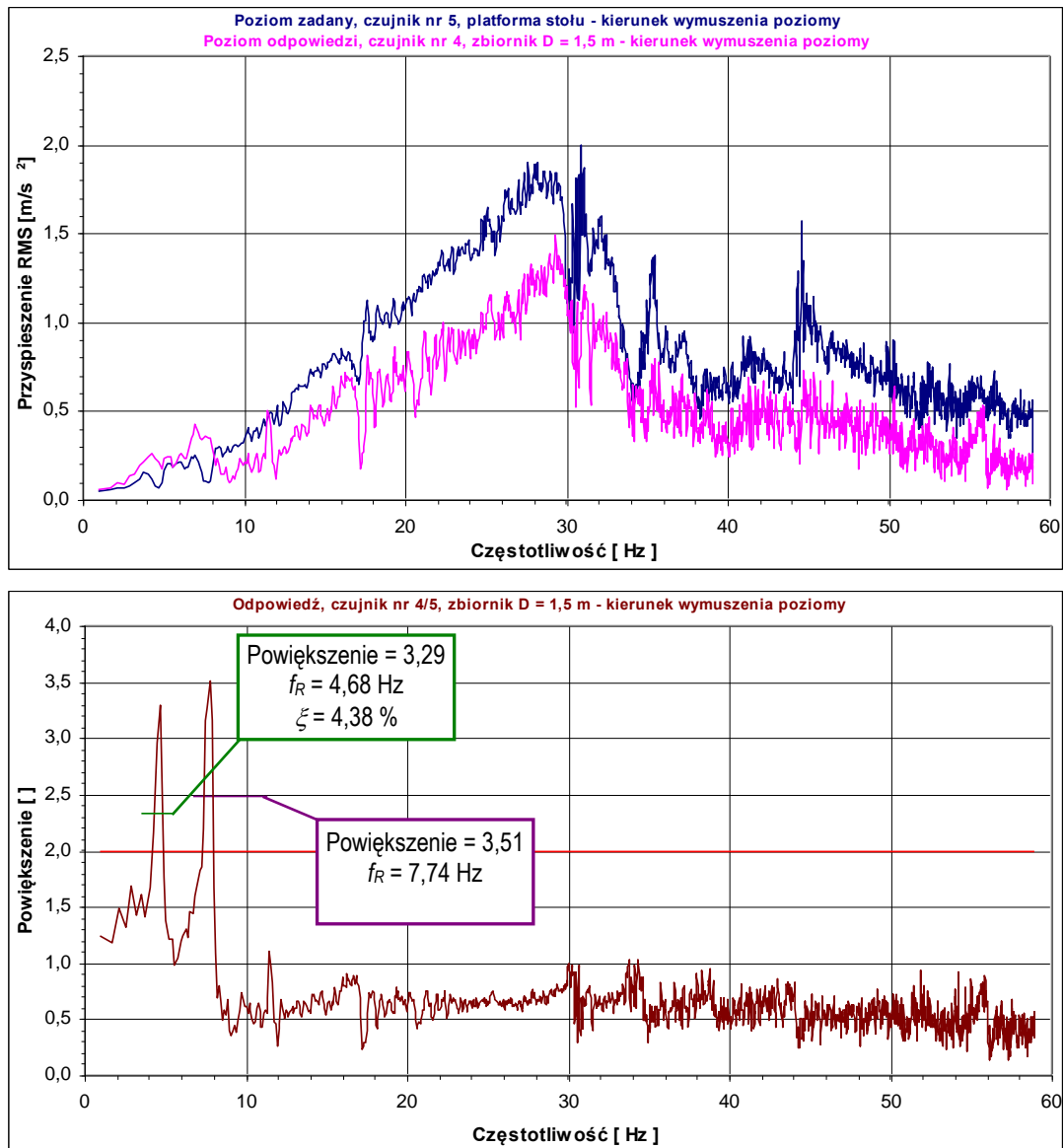


Rys. 3.42. Powiększenie drgań dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m przy różnych wariantach stanu technicznego (powyżej – akcelerometr nr 3, poniżej – akcelerometr nr 4)

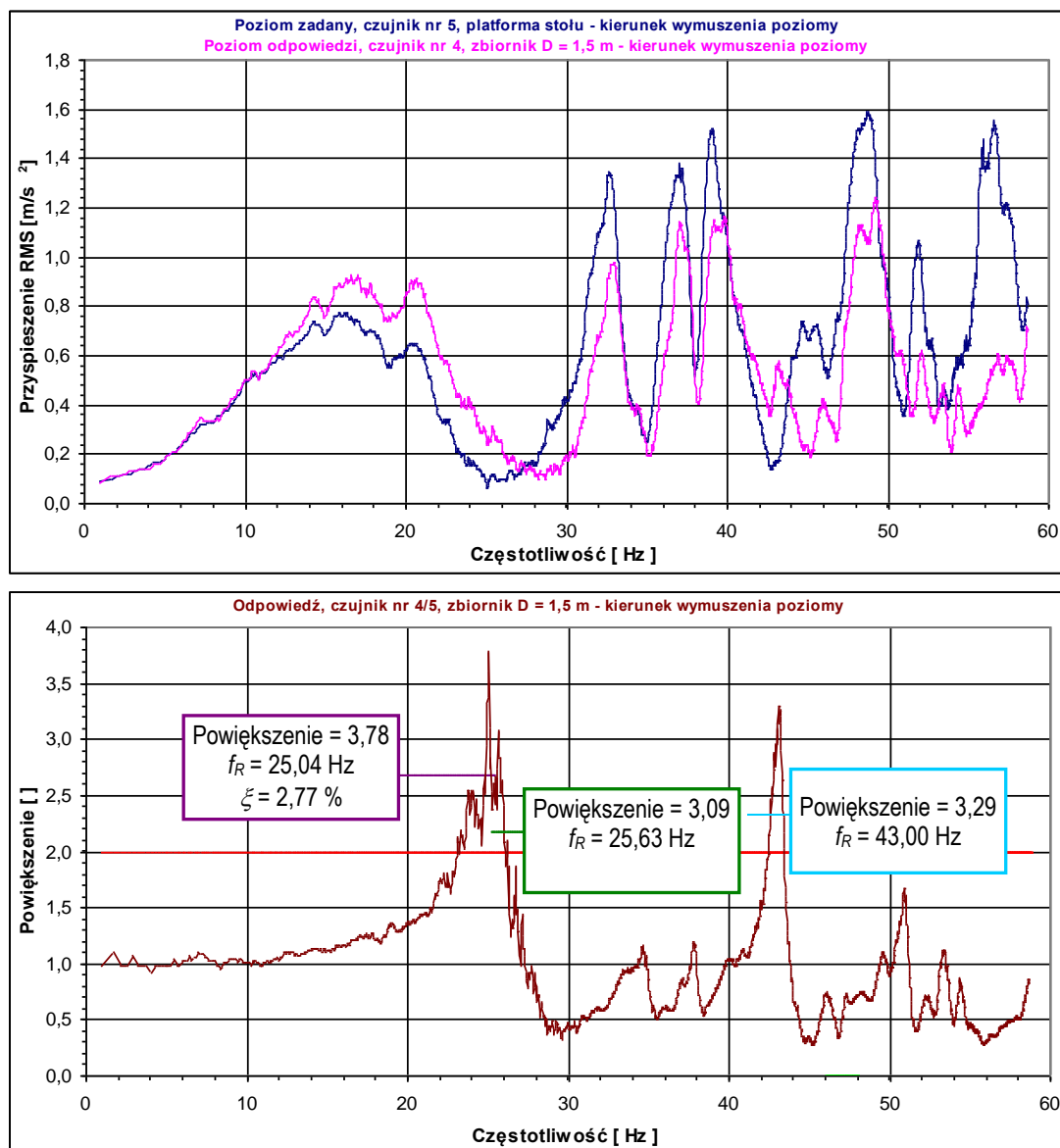
Przykładowe wykresy charakterystyk dynamicznych, w postaci przyspieszeń oraz powiększenia drgań RMS w funkcji częstotliwości dla punktu pomiarowego nr 4 modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m pokazano na Rys. 3.43 ÷ 3.47.



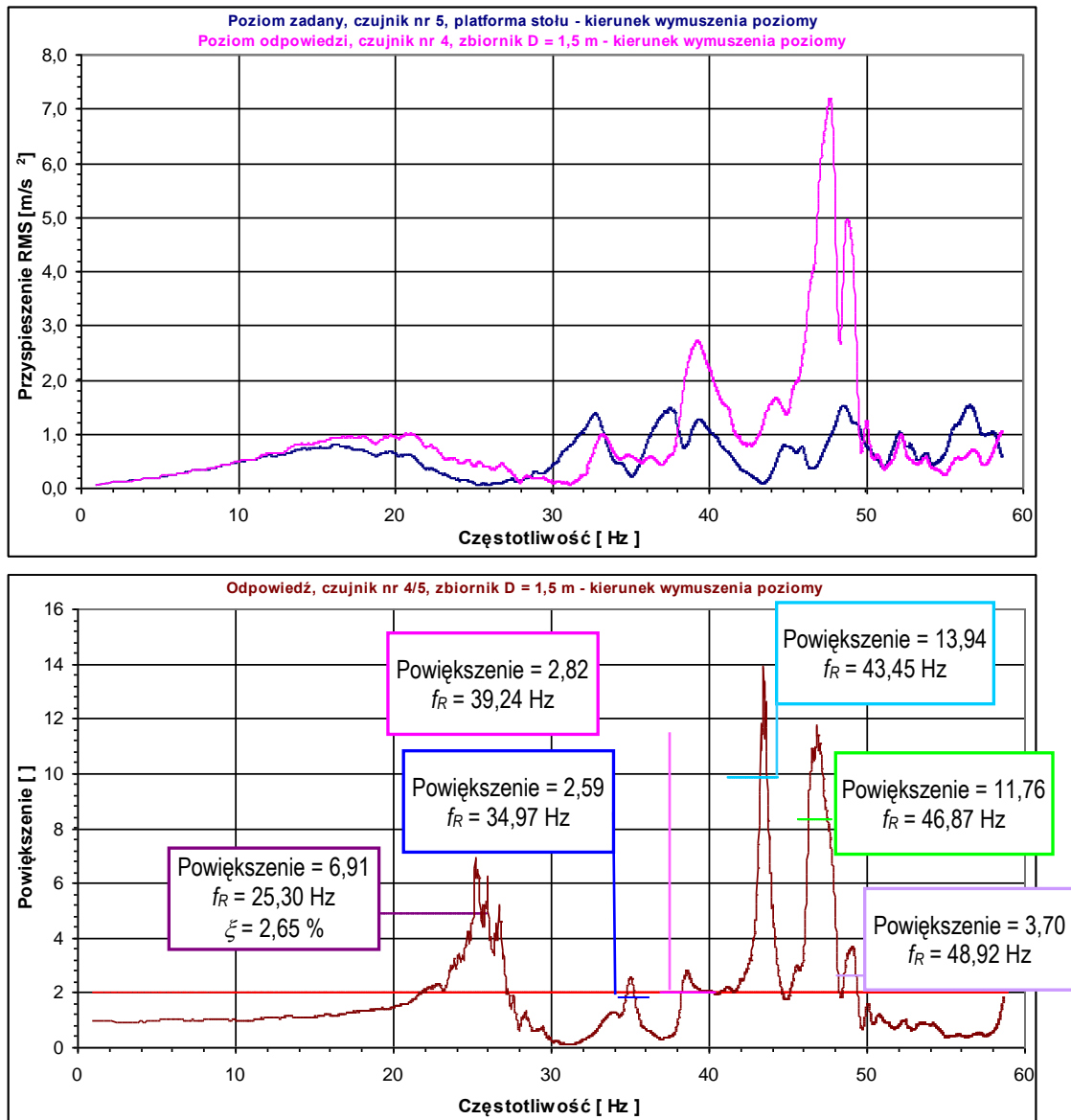
Rys. 3.43. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – przypadek „A” (akcelerometr nr 4)



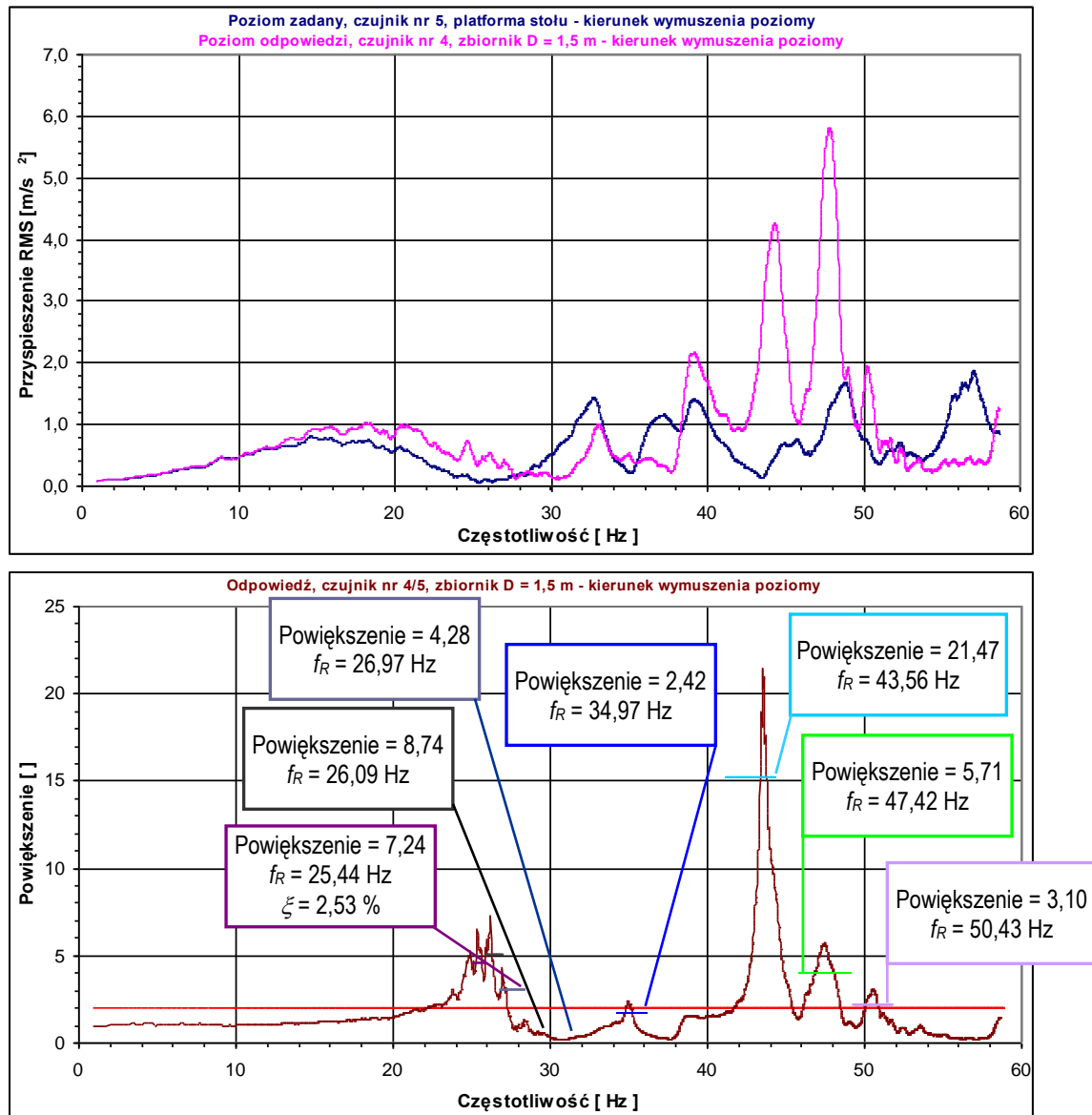
Rys. 3.44. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – przypadek „B” (akcelerometr nr 4)



Rys. 3.45. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – przypadek „C” (akcelerometr nr 4)



Rys. 3.46. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – przypadek „D” (akcelerometr nr 4)



Rys. 3.47. Przyspieszenia RMS oraz parametry dynamiczne dla zbiornika o średnicy $D=1,5$ m – przypadek „E” (akcelerometr nr 4)

Wyniki przedstawione na Rys. 3.41 ÷ 3.47 oraz zestawione w Tabeli 3.7 pokazują, iż zbiornik z poluzowanymi elementami mocowania (przypadek „B”) charakteryzuje się znacznym spadkiem wartości częstotliwości drgań własnych w porównaniu do modelu nieuszkodzonego. Spadek częstotliwości związany jest ze zmniejszeniem sztywności podpór konstrukcyjnych obiektu (uszkodzenie globalne). W przypadku pierwszej częstotliwości drgań własnych, rozpatrując akcelerometr nr 2, spadek w stosunku do obiektu nieuszkodzonego wynosi 81,8%. Z drugiej strony, otrzymane rezultaty wskazują, że zbiornik z obwodowym i promieniowym uszkodzeniem spoin (uszkodzenia lokalne) zachowuje się w sposób odmienny. Wartości pierwszej częstotliwości drgań własnych są

bliskie wyników dla zbiornika nieuszkodzonego (maksymalna różnica wynosi zaledwie 2,6%). Dodatkowo, w przypadku wyższych częstotliwości zaobserwowano znaczący wzrost wartości gęstości widmowej mocy (maksymalny wzrost wynosi 690%). Ta tendencja wynika z faktu, iż wyższe wartości przyspieszeń zostały zarejestrowane przez czujniki zamontowane w bezpośrednim sąsiedztwie wprowadzonych lokalnych uszkodzeń (akcelerometry nr 2 oraz 3).

3.7 Podsumowanie

W niniejszym rozdziale szczegółowo opisano przebieg badań eksperymentalnych dotyczących modeli zbiorników stalowych walcowych z dachami stałymi o różnym poziomie wypełnienia wodą. Badania przeprowadzono na specjalnym stanowisku laboratoryjnym, tzw. stole sejsmicznym. W pierwszym etapie wykonano szereg badań impulsowych w celu ogólnego oszacowania zależności pomiędzy poziomem wypełnienia, a częstotliwością drgań własnych. W dalszej kolejności przeprowadzono testy sweep-sine, na podstawie których otrzymano dokładne charakterystyki dynamiczne badanych obiektów przy różnych poziomach wypełnienia wodą. Następnie, zrealizowano kompleksowe testy sejsmiczne i parasejsmiczne, których rezultatem były przebiegi czasowe przyspieszeń i naprężeń dla różnych wymuszeń dynamicznych. W ostatniej części rozdziału opisano badania zniszczeniowe mające na celu sprawdzenie metody detekcji uszkodzeń na podstawie pomiaru drgań.

W wyniku przeprowadzonych badań impulsowych oszacowano dominujące częstotliwości drgań własnych modeli zbiorników oraz odpowiadające im liczby tłumienia, przy różnych wariantach wypełnienia wodą. Rezultaty badań jednoznacznie wskazują, iż poziom wypełnienia ma zasadniczy wpływ na wartości podstawowych parametrów dynamicznych. Zwiększanie poziomu wypełnienia powoduje gwałtowny spadek częstotliwości drgań własnych oraz jednoczesny wzrost wartości liczby tłumienia drgań. Analizy modalne przeprowadzone przy wykorzystaniu wymuszenia harmonicznego stołu sejsmicznego (tzw. testy sweep-sine) potwierdziły znaczący wpływ zmiany poziomu wypełnienia badanych obiektów na wartości częstotliwości drgań własnych i liczbę tłumienia. Jednocześnie umożliwiły dokładne wyznaczenie pierwszej i kolejnych częstotliwości drgań własnych badanych obiektów.

Badania sejsmiczne i parasejsmiczne pokazały, że poziom wypełnienia ma również istotny wpływ na dynamiczne zachowanie się konstrukcji modeli zbiorników. Otrzymane

wyniki pokazują, że wypełnienie modelu zbiornika wodą prowadzi początkowo do redukcji wartości przyspieszeń konstrukcji (tłumiące działanie cieczy). Jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta ulegała odwróceniu i wartości przyspieszeń rosną (efekt zwiększania masy). Ponadto, porównując odpowiedzi przyspieszeń od trzęsień ziemi i typowych wstrząsów górniczych można zauważyć, że to drugie wymuszenie może być w niektórych przypadkach bardziej niekorzystne ze względu na wyższe wartości dominujących częstotliwości, które są bliższe częstotliwościom drgań własnych zbiorników. Rezultaty obejmujące otrzymane wartości naprężeń wskazały, iż pomimo relatywnie wysokich poziomów przyspieszeń odpowiedzi, analizowane wymuszenia dynamiczne nie powodują pojawienia się dużych wartości naprężeń zagrażających bezpieczeństwu konstrukcji.

Ostatni etap badań eksperymentalnych (badania zniszczeniowe) pokazał, że wielkość i rodzaj zadanych uszkodzeń wpływa w znaczący sposób na dynamiczne zachowanie się konstrukcji modelu zbiornika. W przypadku uszkodzenia w postaci redukcji sztywności układu konstrukcja-podłoże (poluzowanie elementów mocowania) wystąpił charakterystyczny dla uszkodzeń globalnych spadek wartości częstotliwości drgań własnych. Z kolei w wariantach uszkodzeń w postaci cięcia spoin, które można traktować jako uszkodzenia lokalne, wartości częstotliwości drgań własnych pozostały niemalże niezmiennie w porównaniu do zbiornika nieuszkodzonego. Jednocześnie zaobserwowano znaczny wzrost wartości powiększenia drgań w rezonansach dla wyższych postaci drgań własnych. Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, iż metoda pomiaru zmian w częstotliwościach drgań własnych może być efektywna w ocenie stanu modeli dużych zbiorników stalowych w odniesieniu do uszkodzeń typu globalnego.

4. Analizy numeryczne

4.1 Obiekty badań

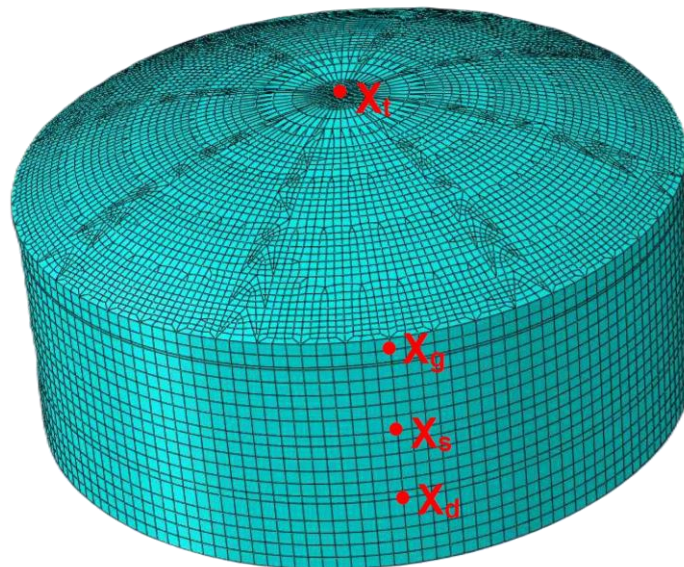
Część numeryczną badań stalowych zbiorników walcowych przeprowadzono w programie ABAQUS z zastosowaniem Metody Elementów Skończonych (MES). Na potrzeby analiz wykonano dwa modele zbiorników rzeczywistych z dachami stałymi, które zlokalizowane są na terenie Polski. Modele numeryczne wykonano w oparciu o dokumentację projektową.

Pierwszy model (zob. Rys. 4.1) odwzorowuje zbiornik o całkowitej pojemności $V=32.000\text{ m}^3$ znajdujący się na terenie Rafinerii Gdańskiej należącej do Grupy Lotos S.A. Średnica zbiornika i jego wysokość wynoszą odpowiednio: 50 m oraz 23,33 m. Grubość blach dna jest równa 16 mm, natomiast grubość blach płaszcza zbiornika zmienia się od 8 do 22 mm. Zbiornik posiada dach stały, którego konstrukcja nośna składa się z następujących profili stalowych: dwuteownik IPE360 (elementy promieniowe), ceowniki C100, C120, C140 (elementy obwodowe), kątowniki L65x6, L80x8, L100x8 (stężenia wiatrowe). Ponadto dach pokryty jest poszyciem w postaci blachy o grubości 5 mm.

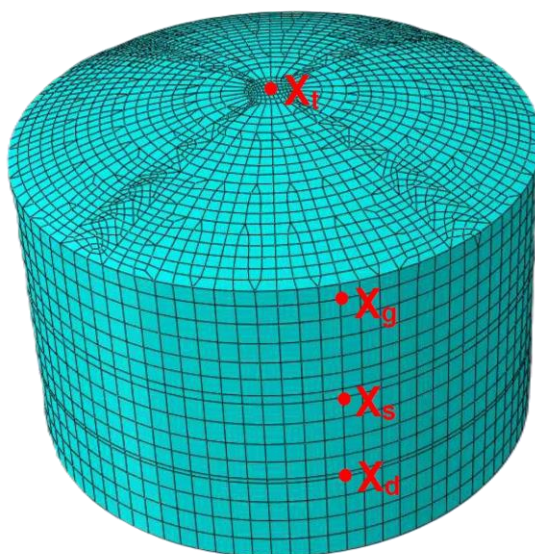
Drugi z modeli (zob. Rys. 4.2) odwzorowuje zbiornik o całkowitej pojemności $V=10.000\text{ m}^3$ znajdujący się w Bazie Paliw nr 1 w Koluszkach wchodzącej w skład Operatora Logistycznego Paliw Płynnych Sp. z o.o. Średnica zbiornika i jego wysokość wynoszą odpowiednio: 28,36 m oraz 19,06 m. Grubości blach dna jest równa 9 mm, natomiast grubość blach płaszcza zmienia się od 6 do 12 mm. Zbiornik jest wyposażony w dach stały, którego konstrukcja nośna składa się z następujących profili stalowych: dwuteownik IPE270 (elementy promieniowe), ceowniki C120, C100, C80, C65 (elementy obwodowe), kątownik L65x7 (stężenia wiatrowe). Ponadto dach pokryty jest poszyciem w postaci blachy o grubości 5 mm.

Oba zbiorniki wykonano ze stali charakteryzującej się modułem Young'a $E=210\text{ GPa}$, współczynnikiem Poisson'a $\nu=0,3$ oraz gęstością $\rho_s=7850\text{ kg/m}^3$. Wypełnienie zbiorników w postaci benzyny charakteryzuje się modułem ścisłości $K=1,3\text{ GPa}$, współczynnikiem Poisson'a $\nu=0,4999$ oraz gęstością $\rho_b=720\text{ kg/m}^3$.

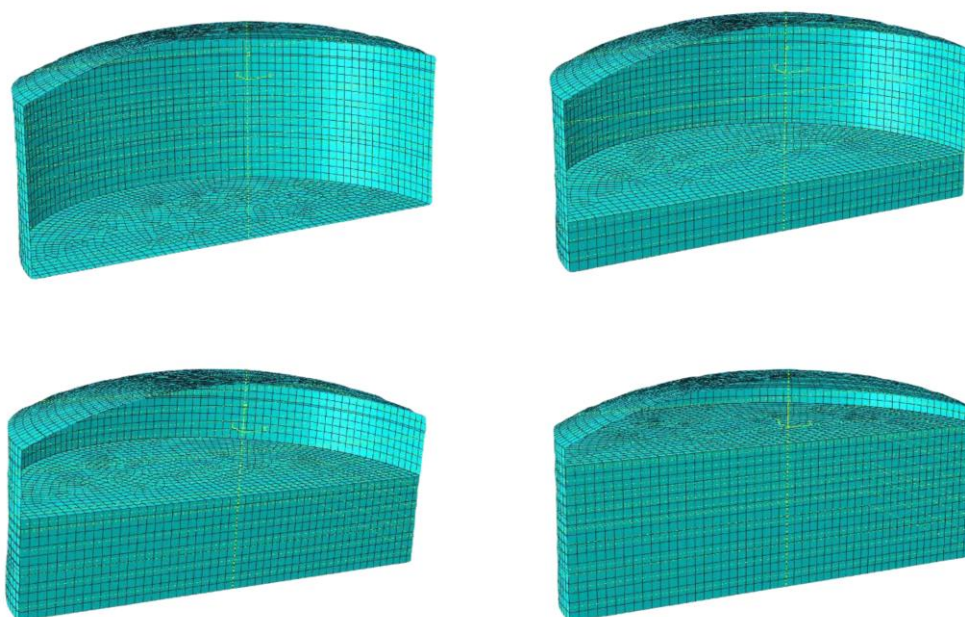
Do wygenerowania modeli MES zbiorników wykorzystano standardowe elementy dostępne w programie ABAQUS w postaci 8-węzłowych elementów powłokowych typu QUAD oraz TRI (części stalowe zbiorników) oraz 20-węzłowych elementów bryłowych typu HEX (ciecz). Założono pełne utwierdzenie modeli zbiorników w podłożu gruntowym oraz uwzględniono interakcję pomiędzy płaszczem zbiorników a wypełniającą konstrukcję benzyną za pomocą powierzchni kontaktu (kontakt typu „hard” – zob. ABAQUS User’s Manual 2011). Zastosowano model cieczy opisany przez Virella’iego i innych (2008). Przeprowadzono proces zagęszczania siatki, tak aby otrzymać optymalny podział układu na elementy skończone.



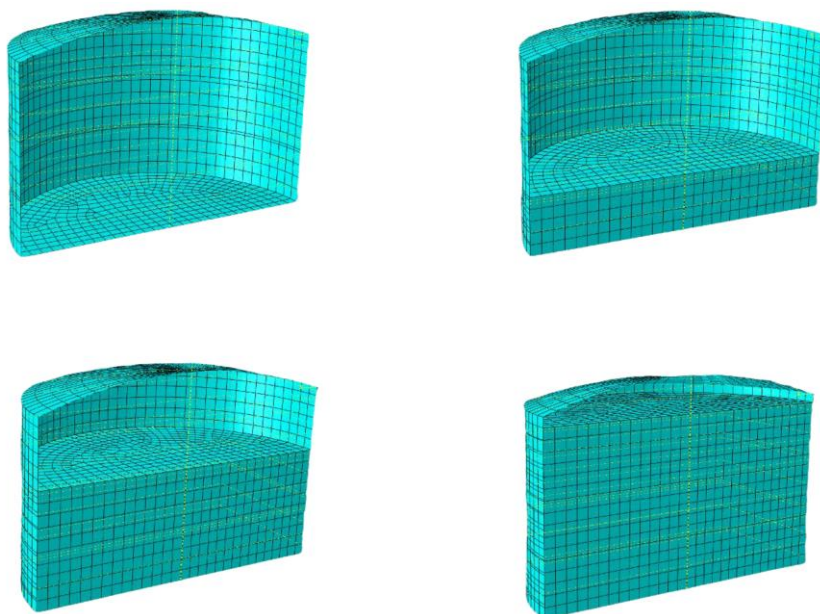
Rys. 4.1. Model MES zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$



Rys. 4.2. Model MES zbiornika o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$



Rys. 4.3. Warianty wypełnienia modelu zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$



Rys. 4.4. Warianty wypełnienia modelu zbiornika o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$

4.2 Warianty wypełnienia obiektów

Analizy numeryczne przeprowadzono dla wypełnienia cieczą (benzyną) rzeczywistych obiektów. W badaniach modeli numerycznych rozpatrzono cztery warianty wypełnienia benzyną (Rys. 4.3 oraz 4.4):

- a) pusty zbiornik,
- b) zbiornik wypełniony do 1/3 dopuszczalnej wysokości (5,4 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ oraz 5,24 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$),
- c) zbiornik wypełniony do 2/3 dopuszczalnej wysokości (10,8 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ oraz 10,48 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$),
- d) zbiornik wypełniony do poziomu dopuszczalnego wypełnienia (16,2 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$, 15,72 m słupa benzyny dla zbiornika o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$).

Wartości dopuszczalnego wypełnienia poszczególnych modeli przyjęto na podstawie dokumentacji projektowej.

Modele numeryczne zbiorników wypełnione benzyną do poziomu dopuszczalnego wypełnienia składają się z 93125 węzłów i 25395 elementów (zbiornik o pojemności

$V=32.000 \text{ m}^3$) oraz 37616 węzłów i 9659 elementów (zbiornik o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$).

4.3 Walidacja modeli numerycznych

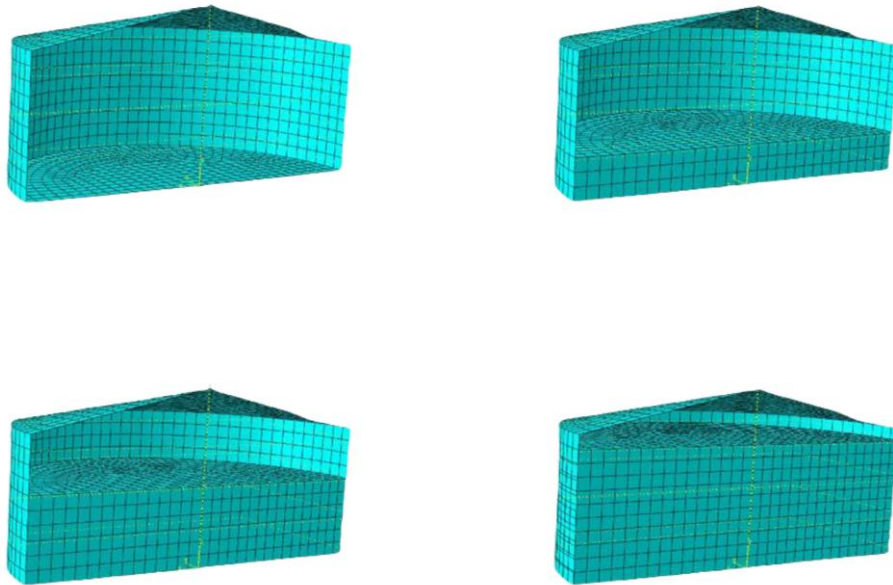
Weryfikacja dokładności wygenerowanych modeli numerycznych rzeczywistych zbiorników jest bardzo trudna, ponieważ obiekty te są kluczowymi elementami działających zakładów przemysłowych – Rafinerii Gdańskiej oraz Bazy Paliw nr 1 w Koruszkach. Z uwagi na fakt, iż są stale użytkowane, niezwykle trudno jest przeprowadzić na nich badania dla różnych poziomów wypełnienia magazynowaną benzyną. Dlatego też, walidacja poprawności wykonania modeli numerycznych bazowała na wynikach doświadczalnych otrzymanych dla przeskalowanych modeli eksperymentalnych zbiorników (patrz rozdział 3).

Pierwszy model (zob. Rys. 4.5) odwzorowuje w skali 1:33,33 zbiornik o całkowitej pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$. Średnica modelu i wysokość wynoszą odpowiednio: 1,5 m oraz 0,7 m. Drugi model (zob. Rys. 4.6) odwzorowuje w skali 1:22,69 zbiornik o pojemności $V=10.000 \text{ m}^3$. Średnica modelu i wysokość wynoszą odpowiednio: 1,25 m oraz 0,84 m. Dla obu obiektów badawczych grubości blach dna, płaszcza oraz dachu wynoszą odpowiednio: 3 mm, 1,2 mm oraz 1,2 mm. Oba zbiorniki wykonano ze stali charakteryzującej się modułem Young'a $E=200 \text{ GPa}$, współczynnikiem Poisson'a $\nu=0,3$ oraz gęstością $\rho_s=7850 \text{ kg/m}^3$. Wypełnienie zbiorników w postaci wody (analogicznie do wypełnienia modeli eksperymentalnych – patrz rozdział 3) charakteryzuje się modułem ścisłości $K=2,07 \text{ GPa}$, współczynnikiem Poisson'a $\nu=0,4999$ oraz gęstością $\rho_w=983 \text{ kg/m}^3$.

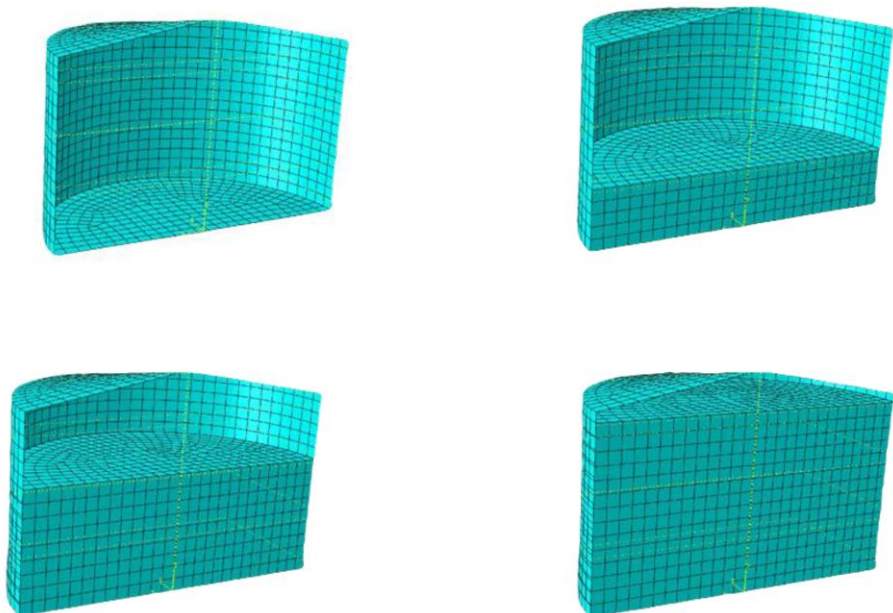
Do wygenerowania modeli MES zbiorników wykorzystano standardowe elementy występujące w programie ABAQUS oraz uwzględniono interakcję pomiędzy konstrukcją a wypełnieniem – analogicznie jak w punkcie 4.1. Przyjęto poziomy wypełnienia modeli jak w rozdziale 3.2. Założono pełne utwierdzenie modeli zbiorników w podłożu gruntowym.

Na potrzeby walidacji przyjęto, że miarodajnym parametrem w ocenie dokładności wykonania modeli numerycznych będzie wartość pierwszej dominującej częstotliwości drgań własnych konstrukcji. Otrzymane wartości porównano z odpowiadającymi wartościami uzyskanymi w trakcie badań eksperymentalnych na stole sejsmicznym. Z tego porównania wynika, iż różnice pomiędzy wartościami częstotliwości drgań

własnych otrzymanych doświadczalnie oraz numerycznie są nie większe niż 5,0% dla wszystkich przypadków wypełnienia zbiorników. Bazując na tej weryfikacji przygotowano modele numeryczne rzeczywistych zbiorników, na których prowadzono dalsze analizy.



Rys. 4.5. Warianty wypełnienia modelu zbiornika o średnicy $D=1,5$ m



Rys. 4.6. Warianty wypełnienia modelu zbiornika o średnicy $D=1,25$ m

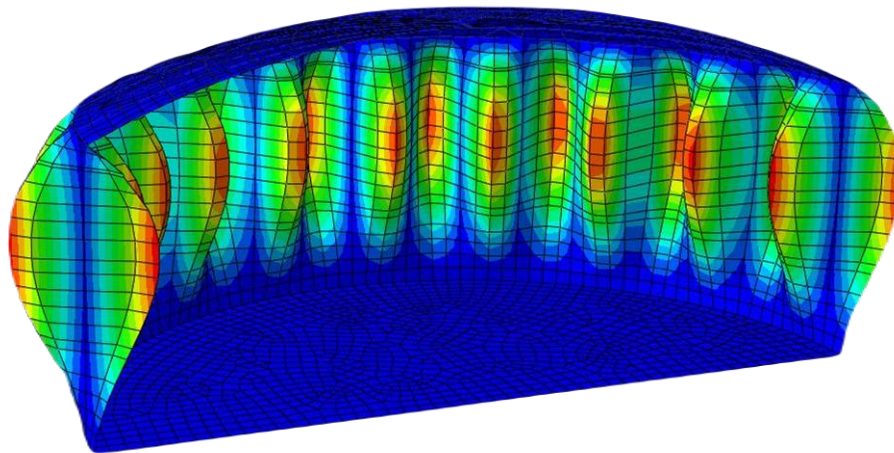
4.4 Analiza modalna

4.4.1 Wstęp

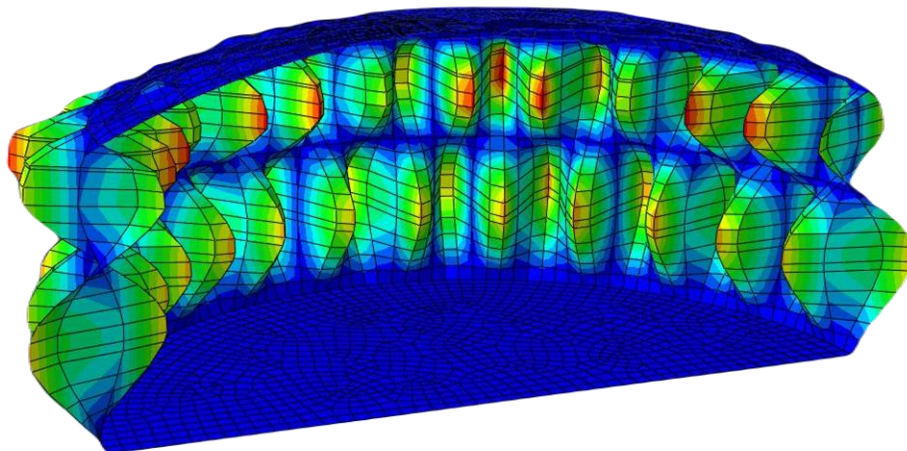
Pierwszym etapem badań numerycznych była analiza modalna modeli rzeczywistych zbiorników. Służyła ona wyznaczeniu wartości dominujących częstotliwości drgań własnych konstrukcji i odpowiadających im postaci drgań przy różnych wariantach wypełnienia obiektów benzyną.

4.4.2 Wyniki

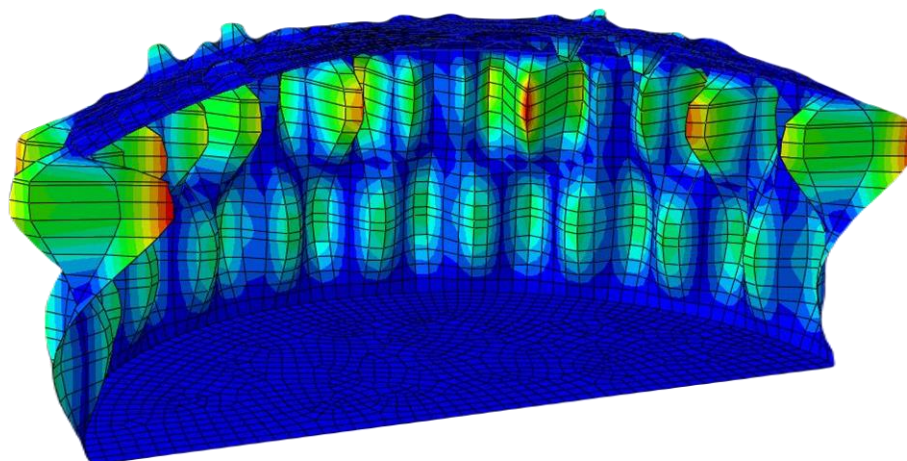
Analizę modalną przeprowadzono w programie ABAQUS z wykorzystaniem metody Lanczosa (zob. np. Parlett 1980, Chopra 1995). W wyniku przeprowadzonych analiz dotyczących określenia podstawowych parametrów dynamicznych modeli numerycznych otrzymano szereg wartości częstotliwości drgań własnych i odpowiadających im postaci drgań. Wyniki analiz modalnych dla czterech pierwszych częstotliwości drgań własnych dla każdego przypadku przedstawiono na Rys. 4.7 ÷ 4.38.



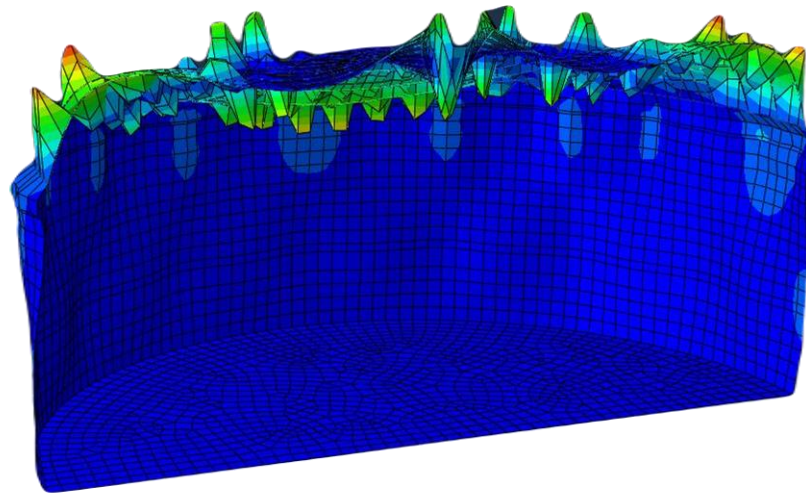
Rys. 4.7. Postać drgań własnych przy $f=3,431$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik pusty



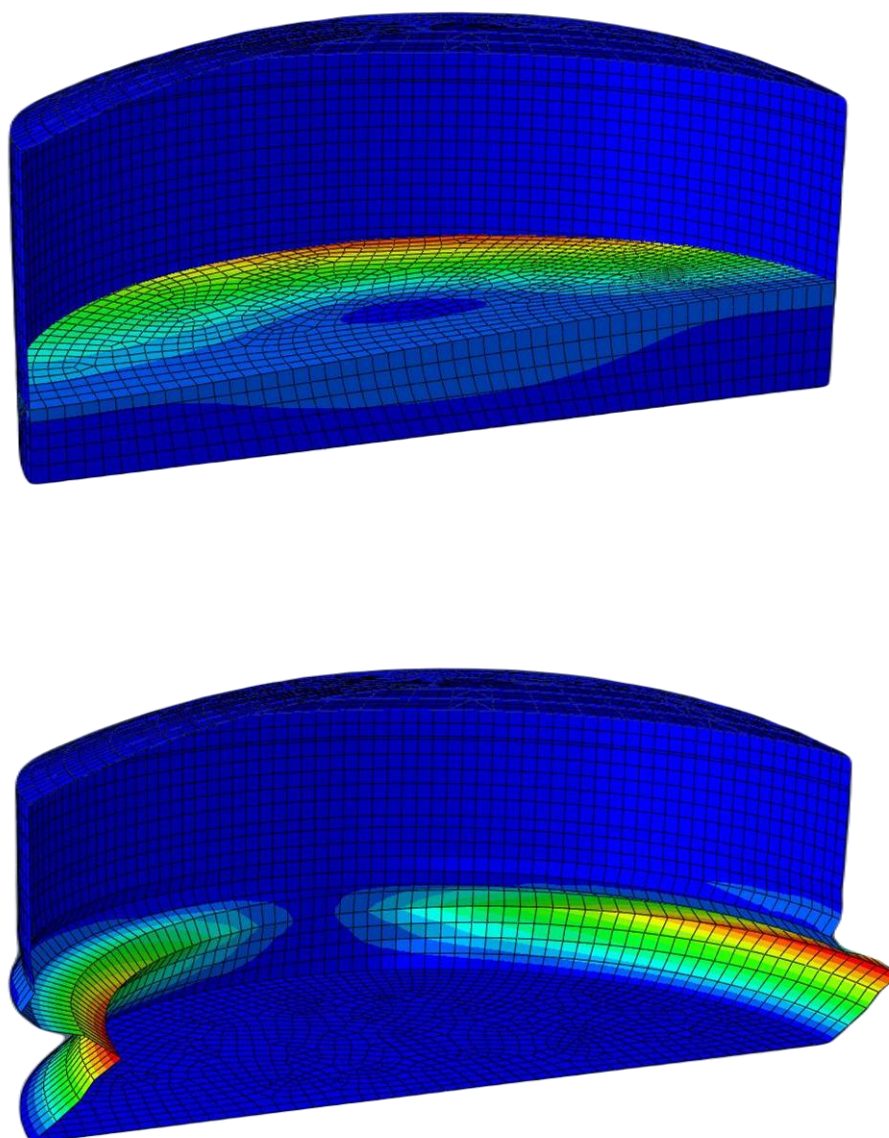
Rys. 4.8. Postać drgań własnych przy $f=6,432$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik pusty



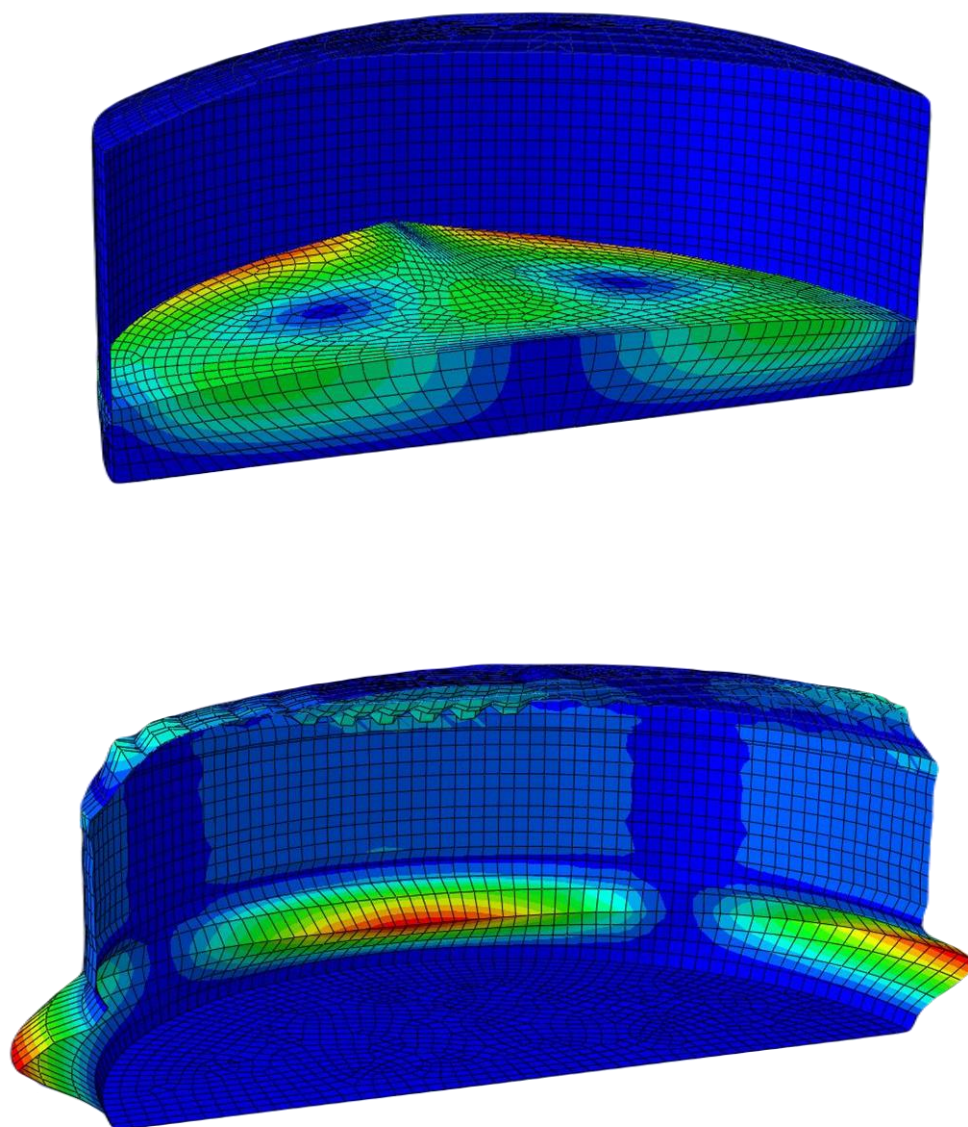
Rys. 4.9. Postać drgań własnych przy $f=6,704$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik pusty



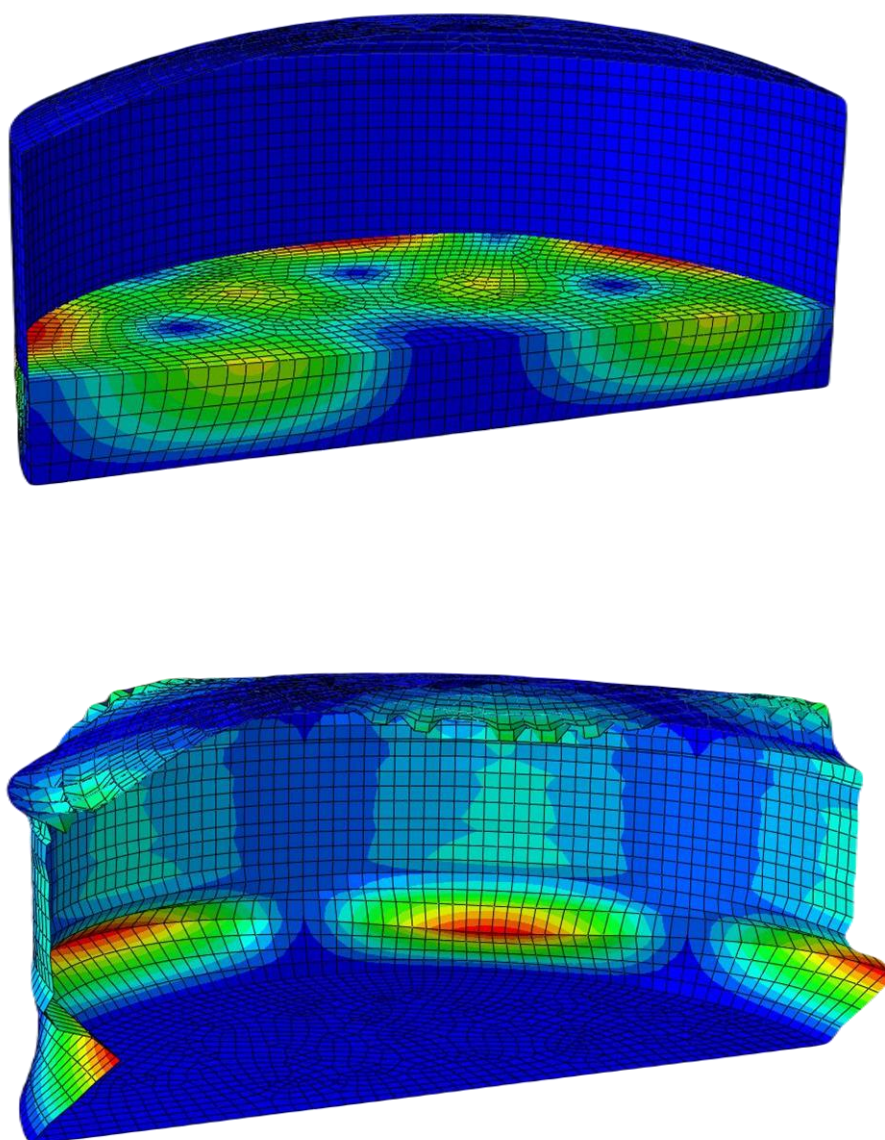
Rys. 4.10. Postać drgań własnych przy $f=8,642$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik pusty



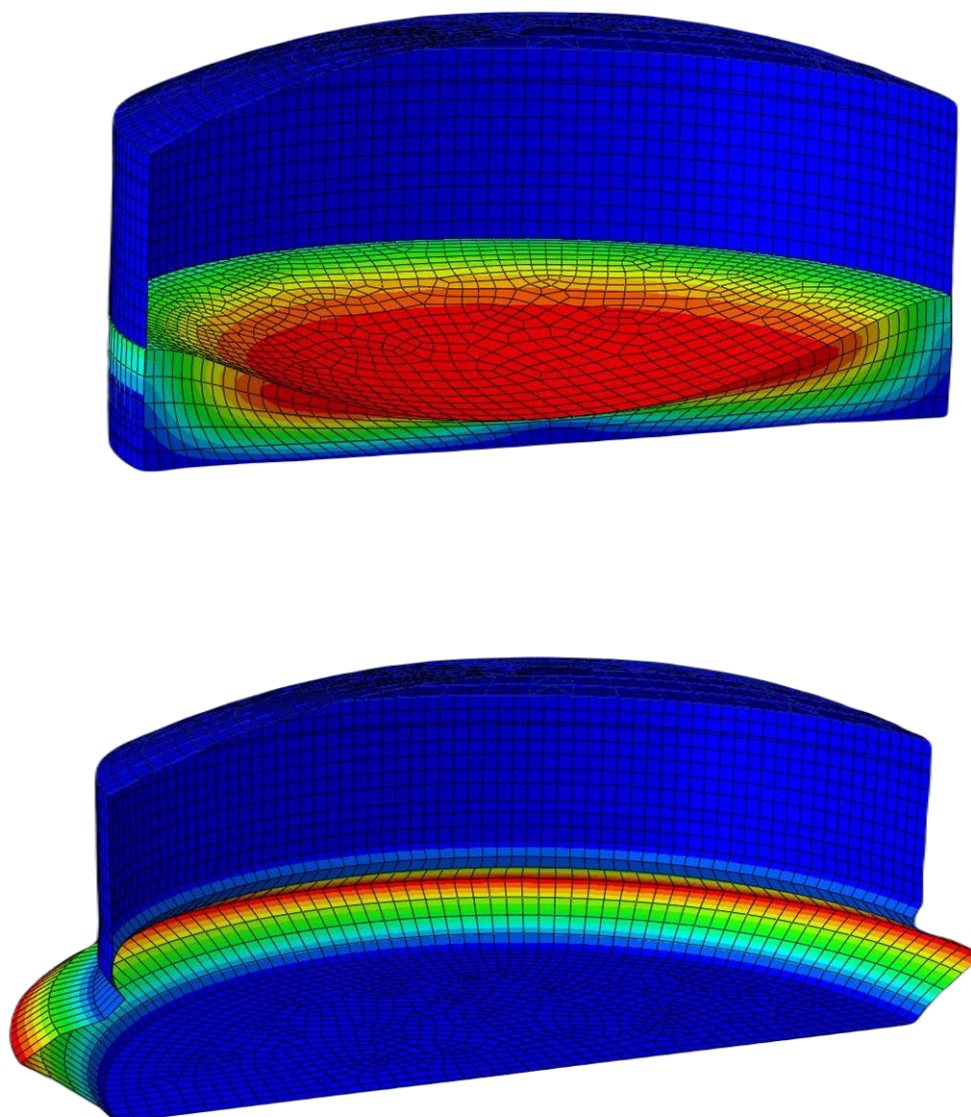
Rys. 4.11. Postać drgań własnych przy $f=1,209$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



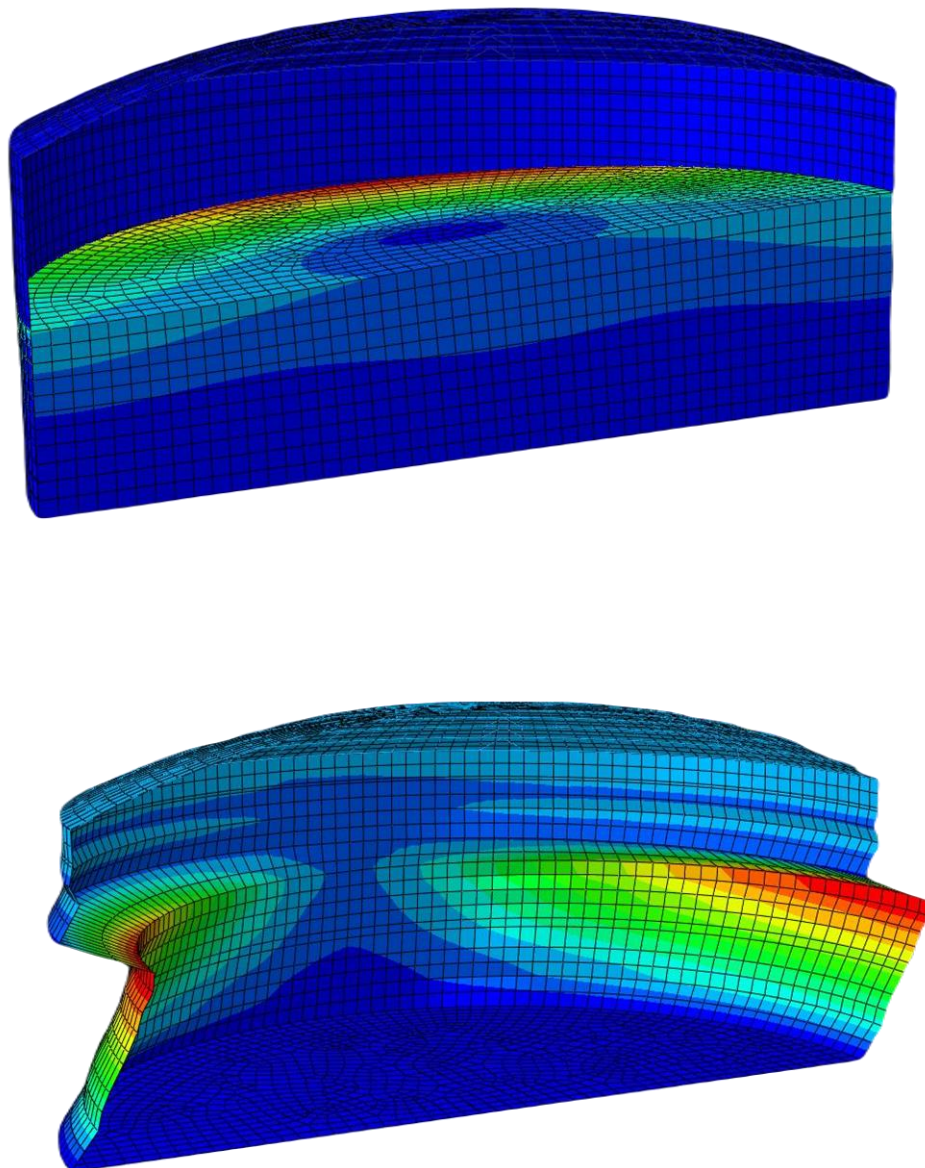
Rys. 4.12. Postać drgań własnych przy $f=1,333$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



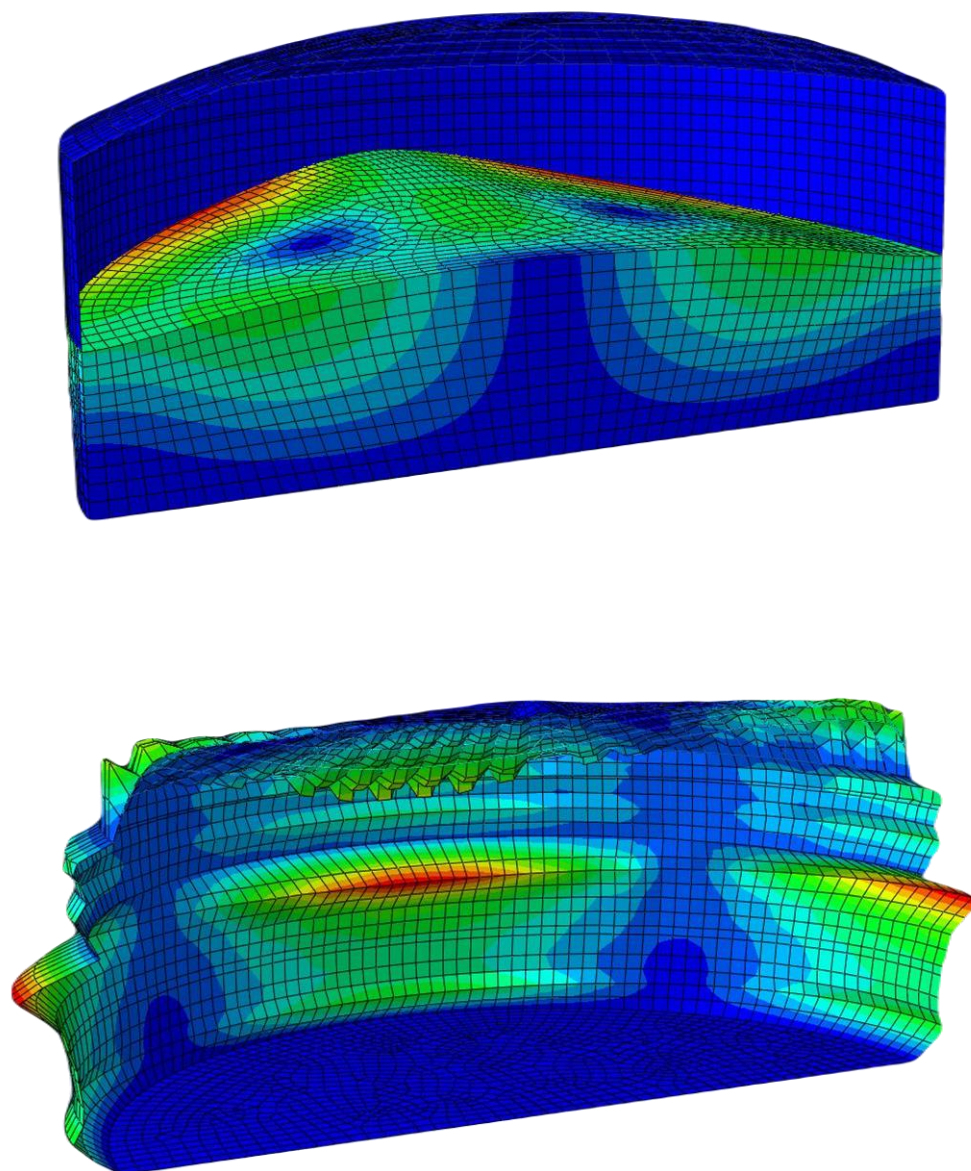
Rys. 4.13. Postać drgań własnych przy $f=1,463$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



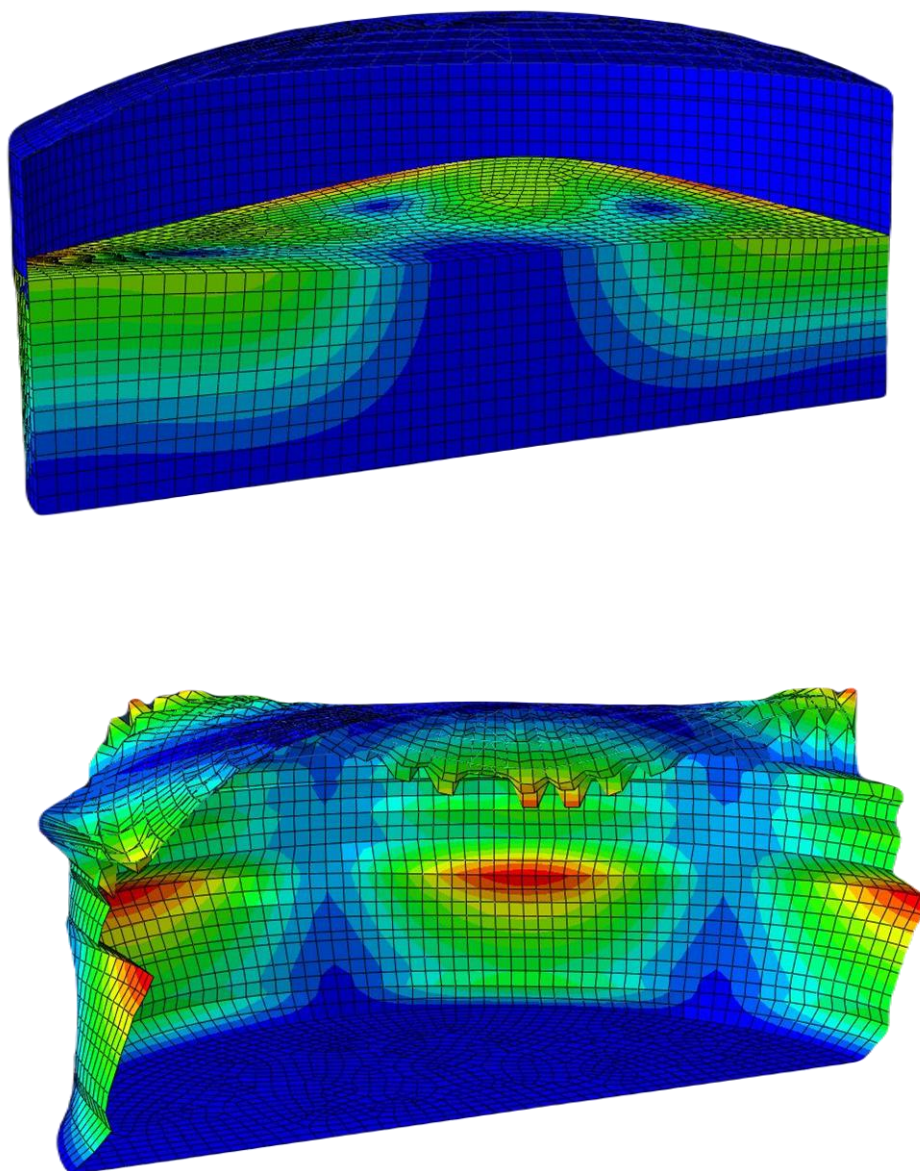
Rys. 4.14. Postać drgań własnych przy $f=1,609$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



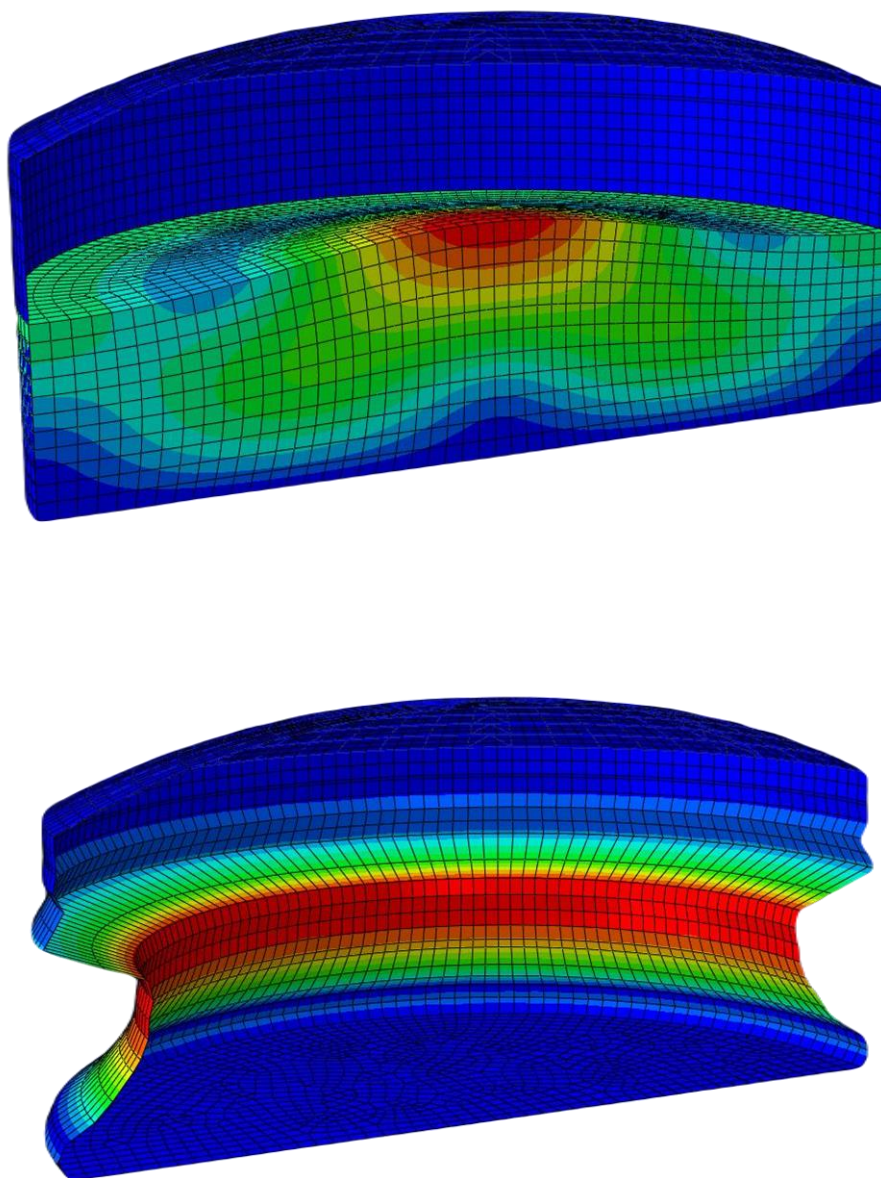
Rys. 4.15. Postać drgań własnych przy $f=0,702$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



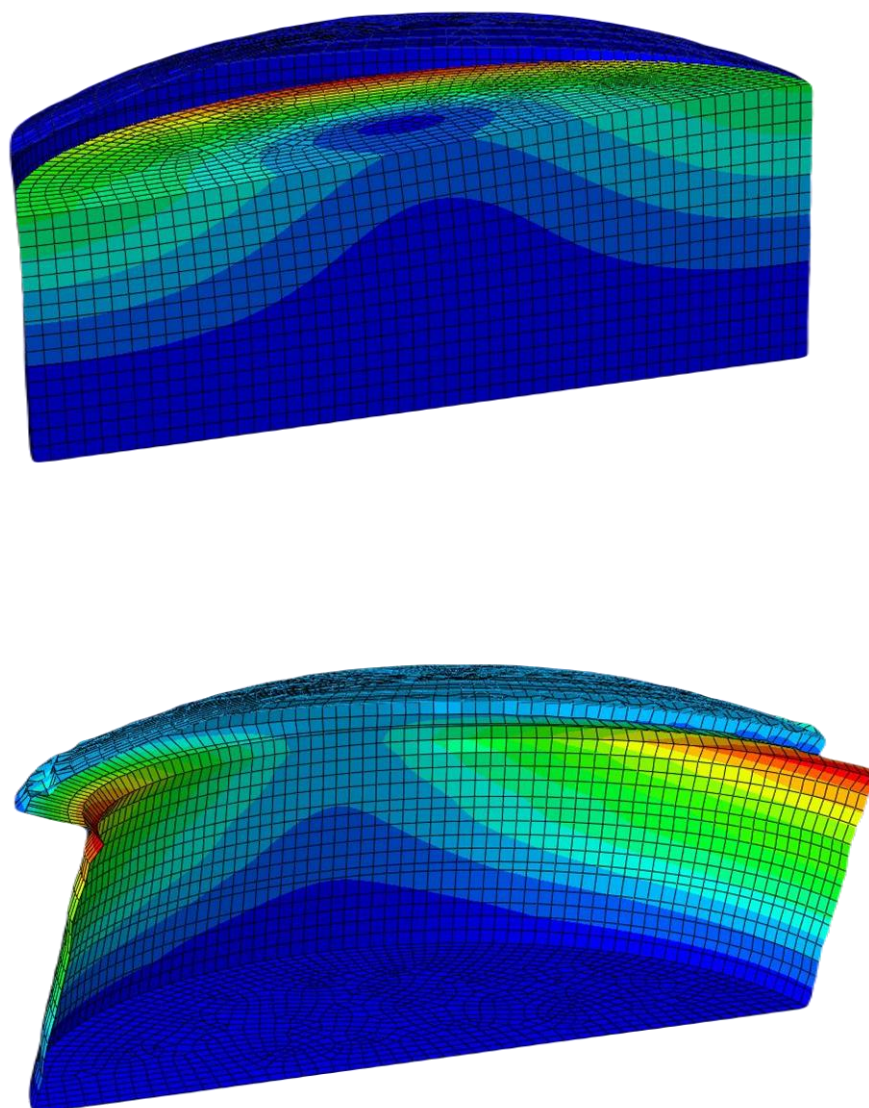
Rys. 4.16. Postać drgań własnych przy $f=0,894$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



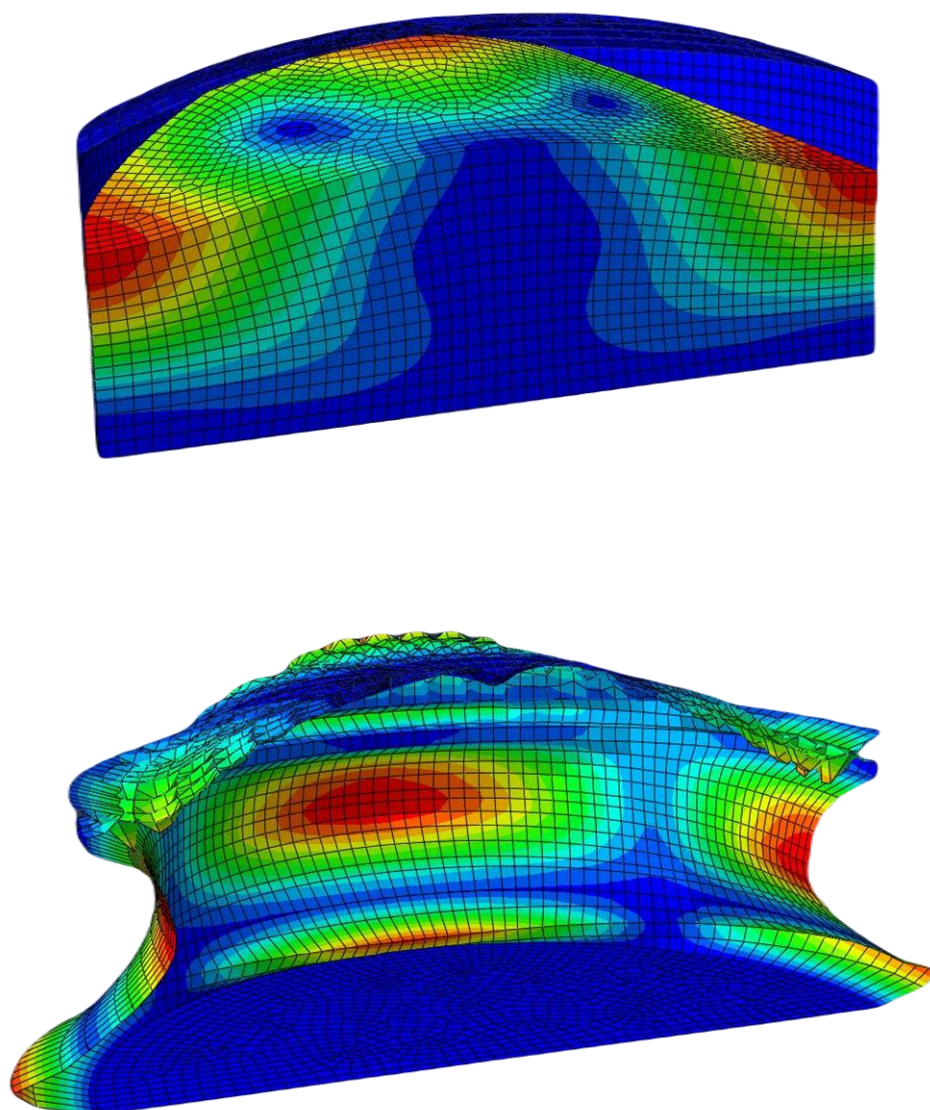
Rys. 4.17. Postać drgań własnych przy $f=1,065$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



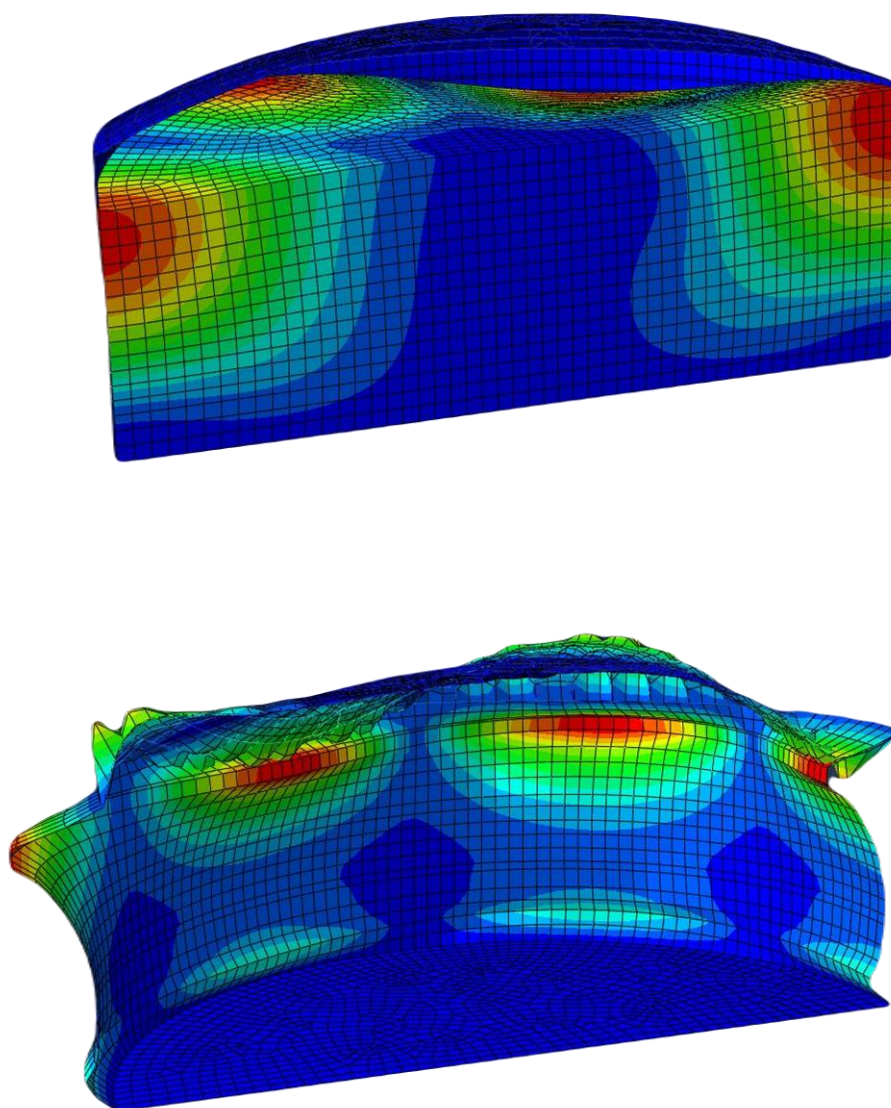
Rys. 4.18. Postać drgań własnych przy $f=1,101$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



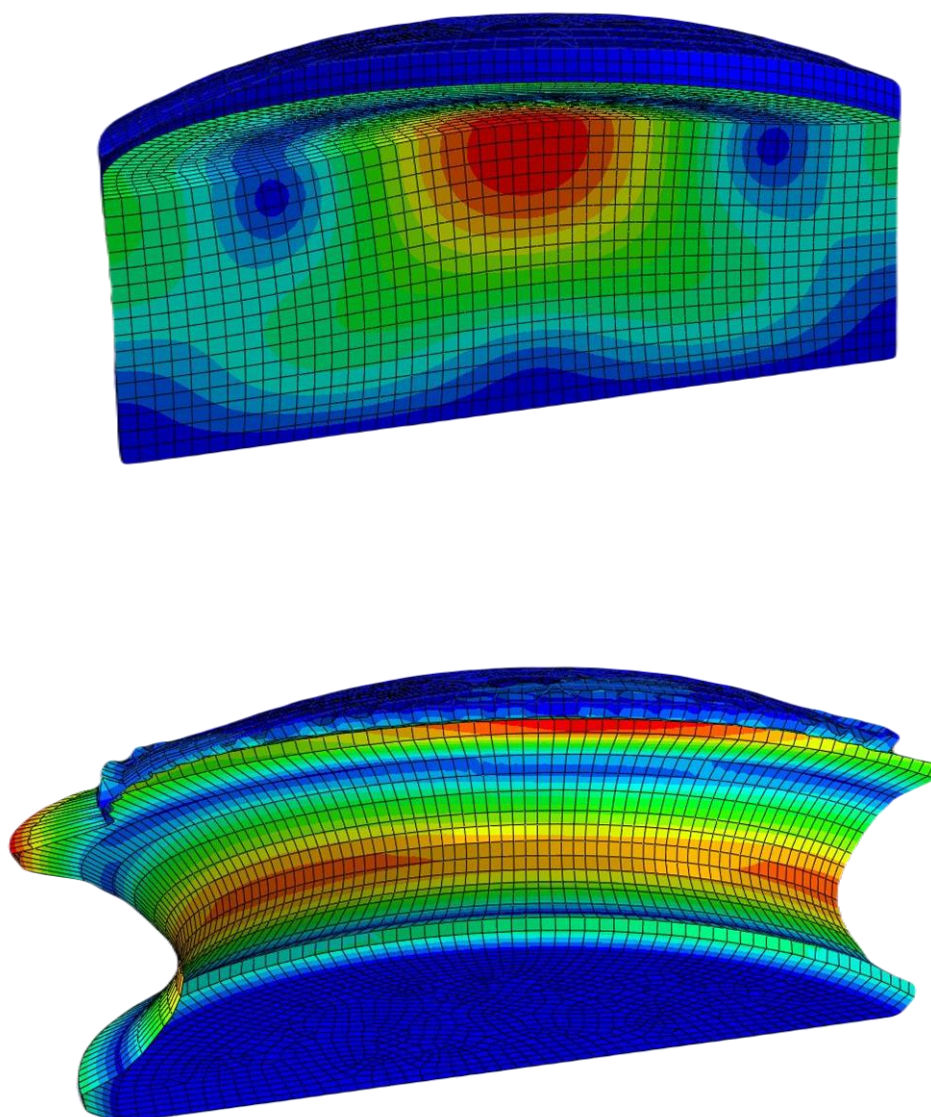
Rys. 4.19. Postać drgań własnych przy $f=0,556$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



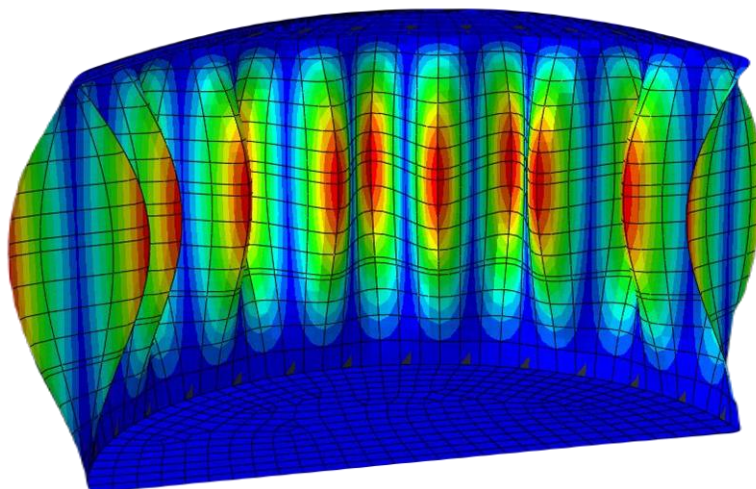
Rys. 4.20. Postać drgań własnych przy $f=0,737$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



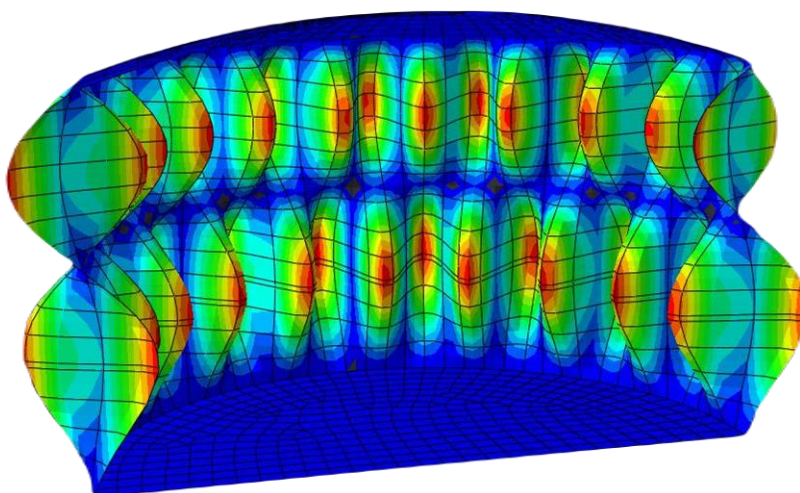
Rys. 4.21. Postać drgań własnych przy $f=0,826$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



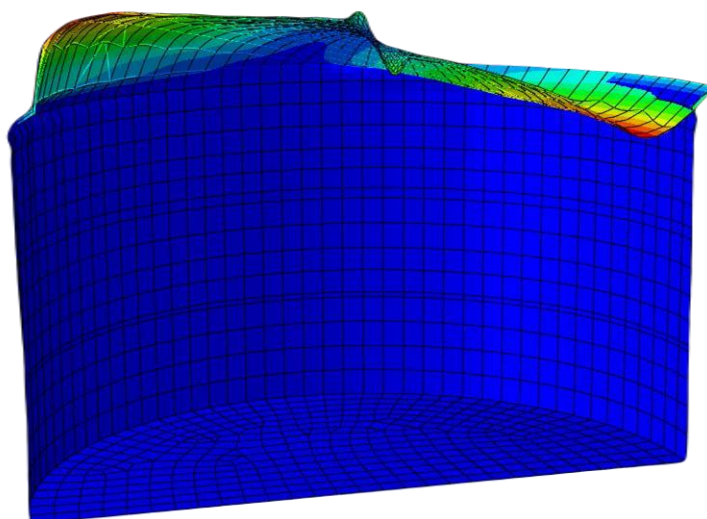
Rys. 4.22. Postać drgań własnych przy $f=0,827$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³
– zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



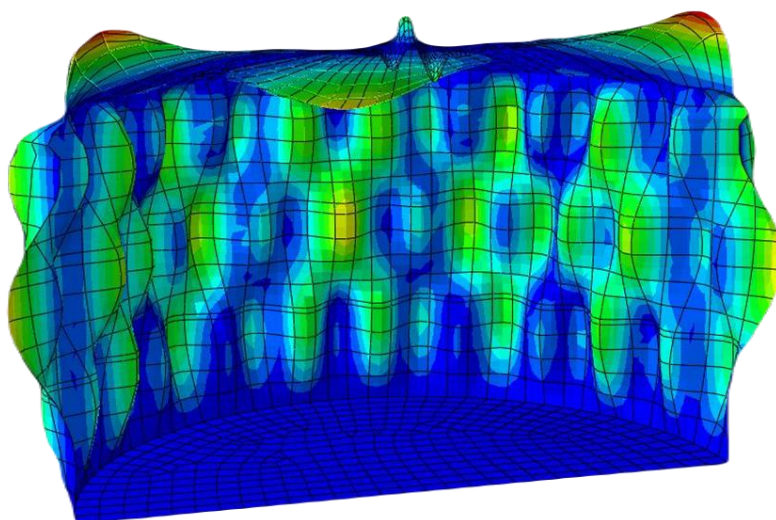
Rys. 4.23. Postać drgań własnych przy $f=3,792$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik pusty



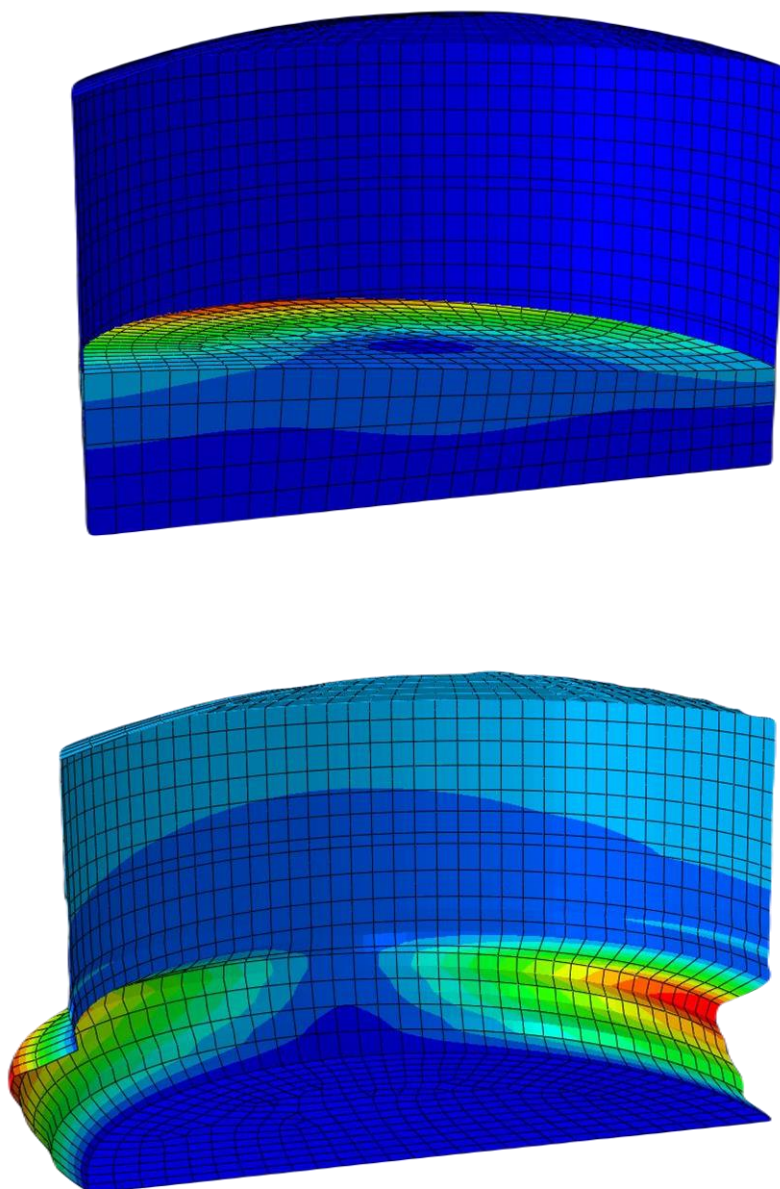
Rys. 4.24. Postać drgań własnych przy $f=7,099$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik pusty



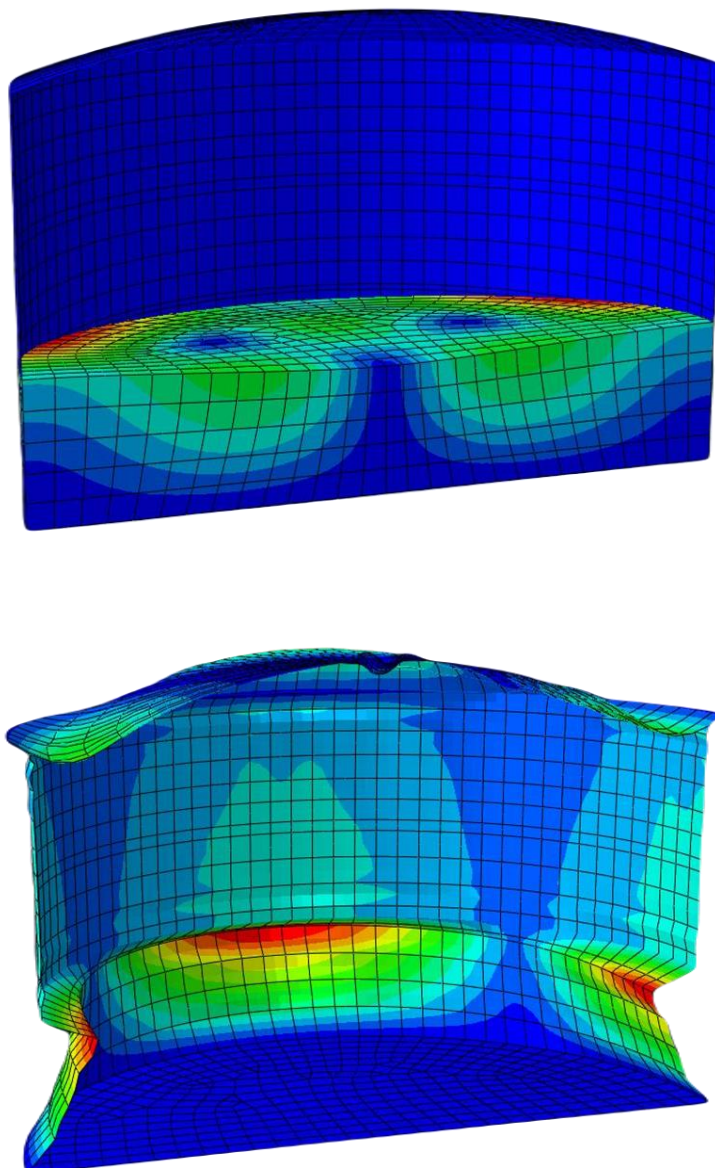
Rys. 4.25. Postać drgań własnych przy $f=8,550$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik pusty



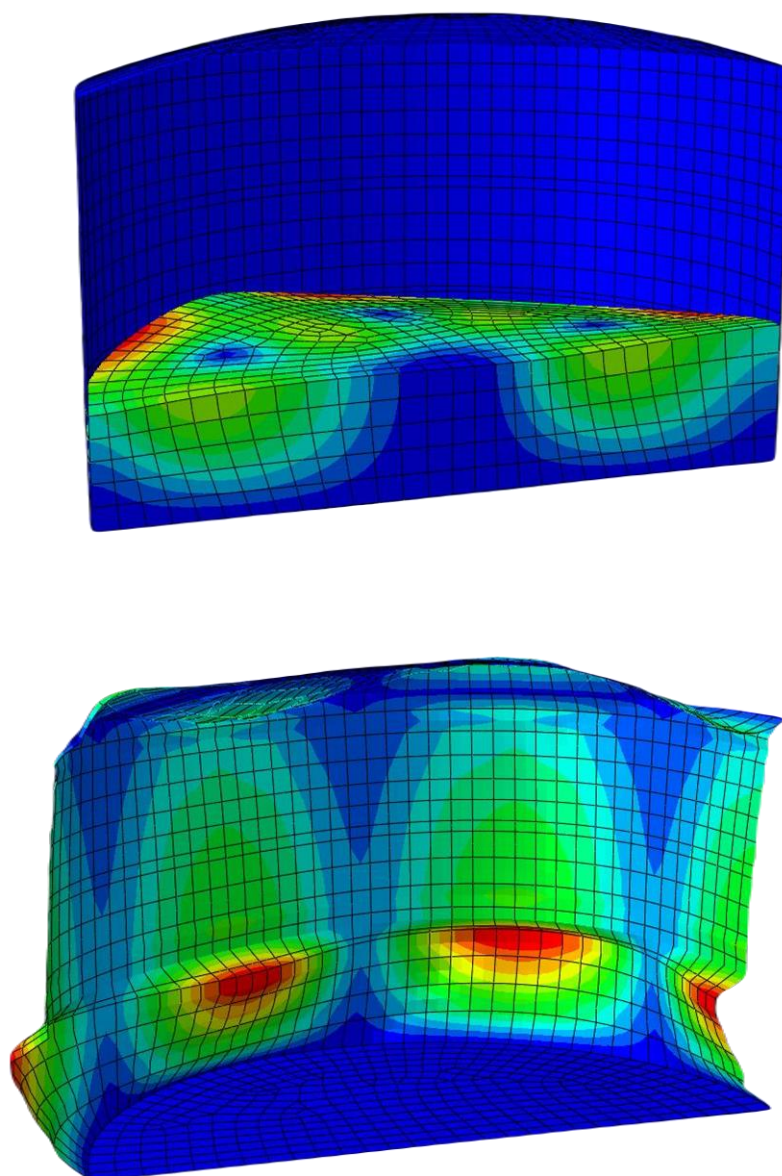
Rys. 4.26. Postać drgań własnych przy $f=11,155$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik pusty



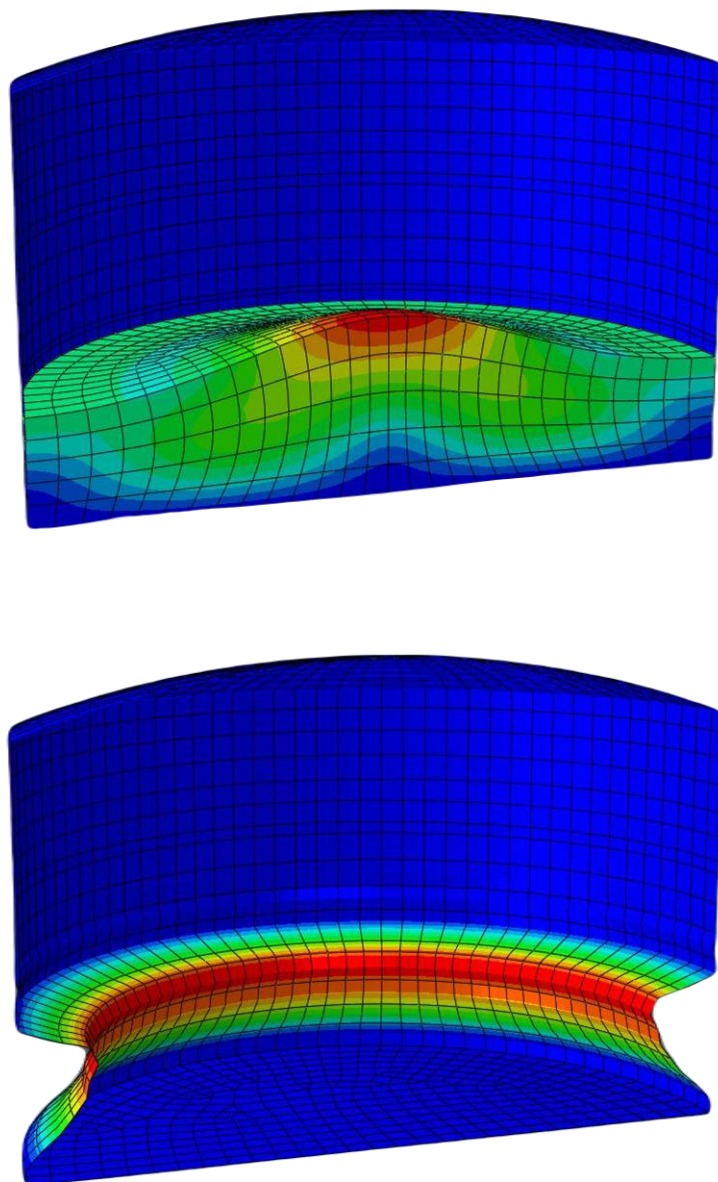
Rys. 4.27. Postać drgań własnych przy $f=1,372$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecchy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



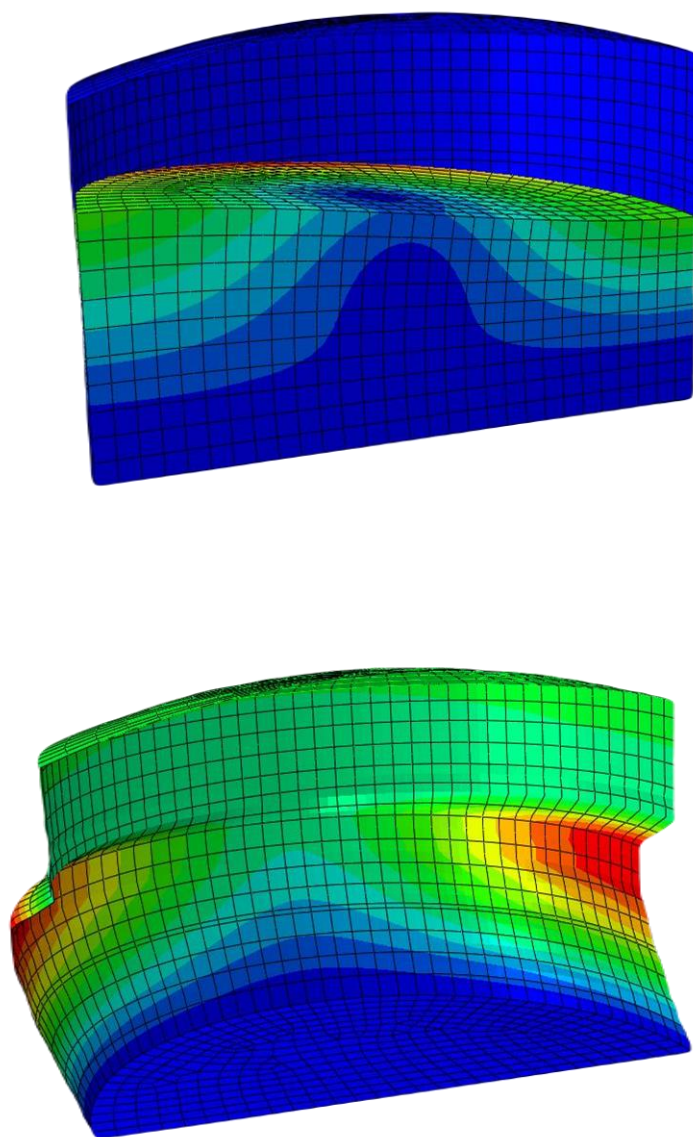
Rys. 4.28. Postać drgań własnych przy $f=1,682$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



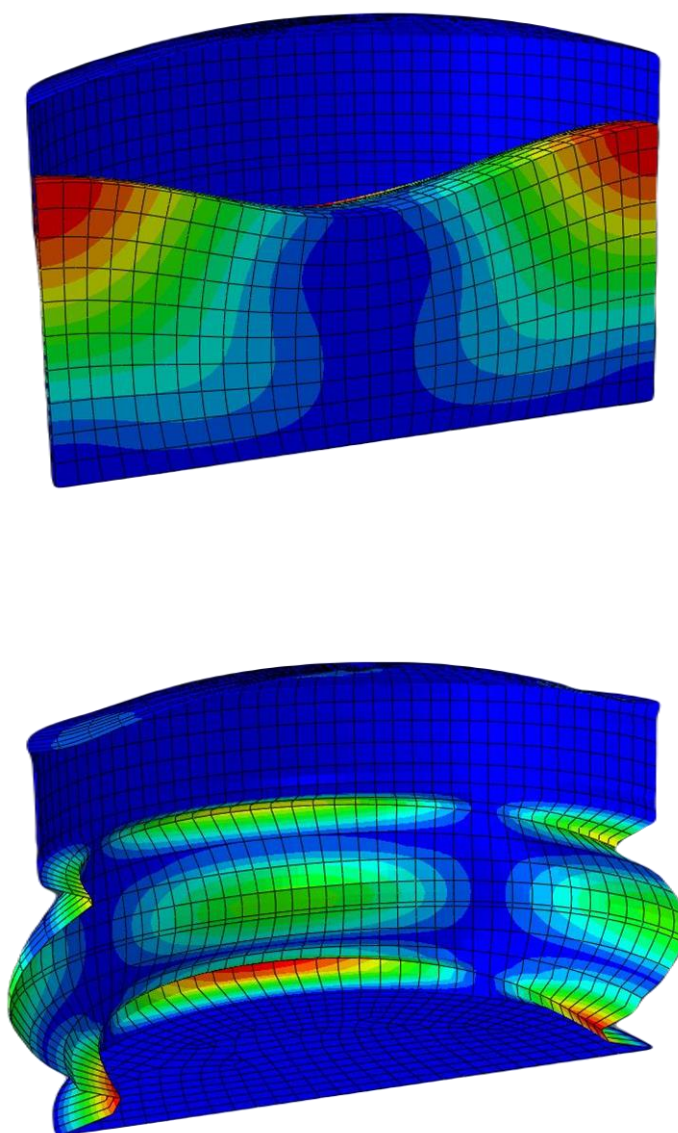
Rys. 4.29. Postać drgań własnych przy $f=1,973$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecchy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



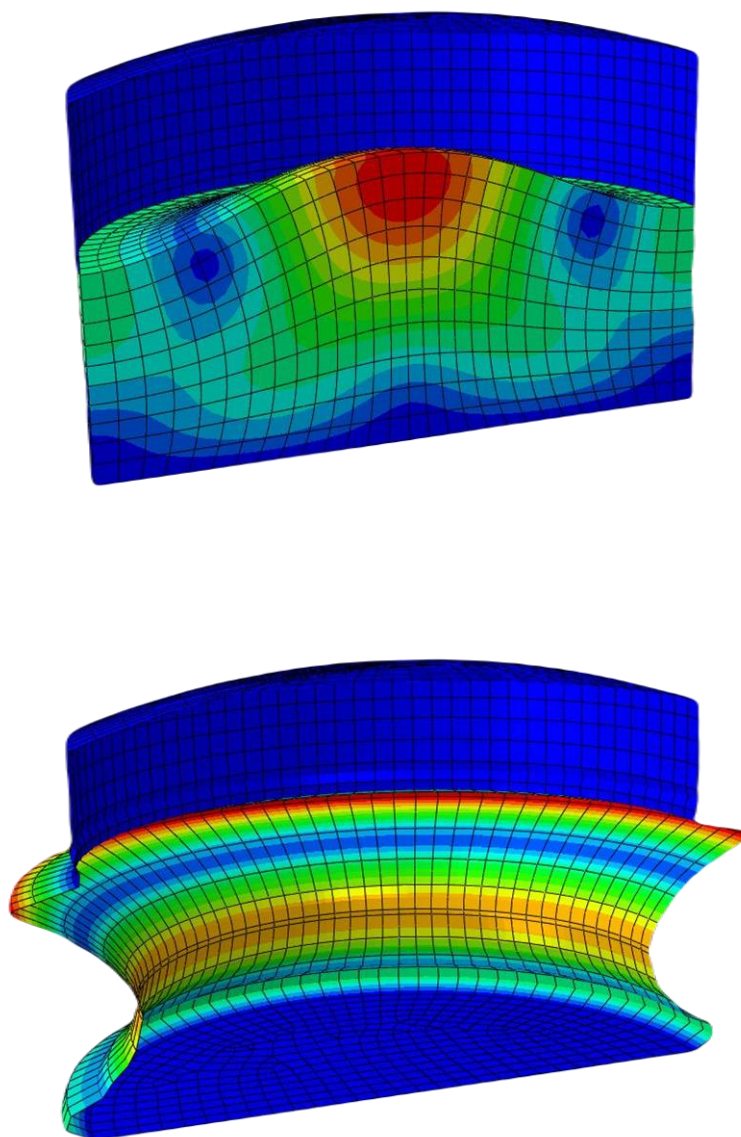
Rys. 4.30. Postać drgań własnych przy $f=2,115$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy, poniżej
– odkształcenie zbiornika)



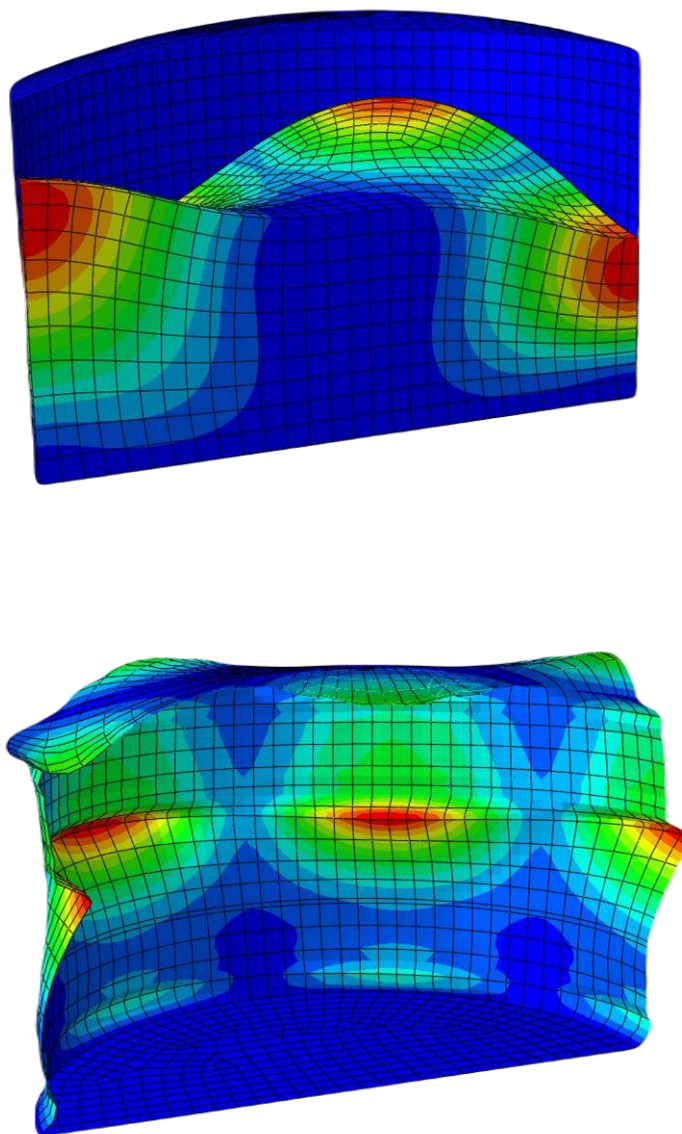
Rys. 4.31. Postać drgań własnych przy $f=0,903$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



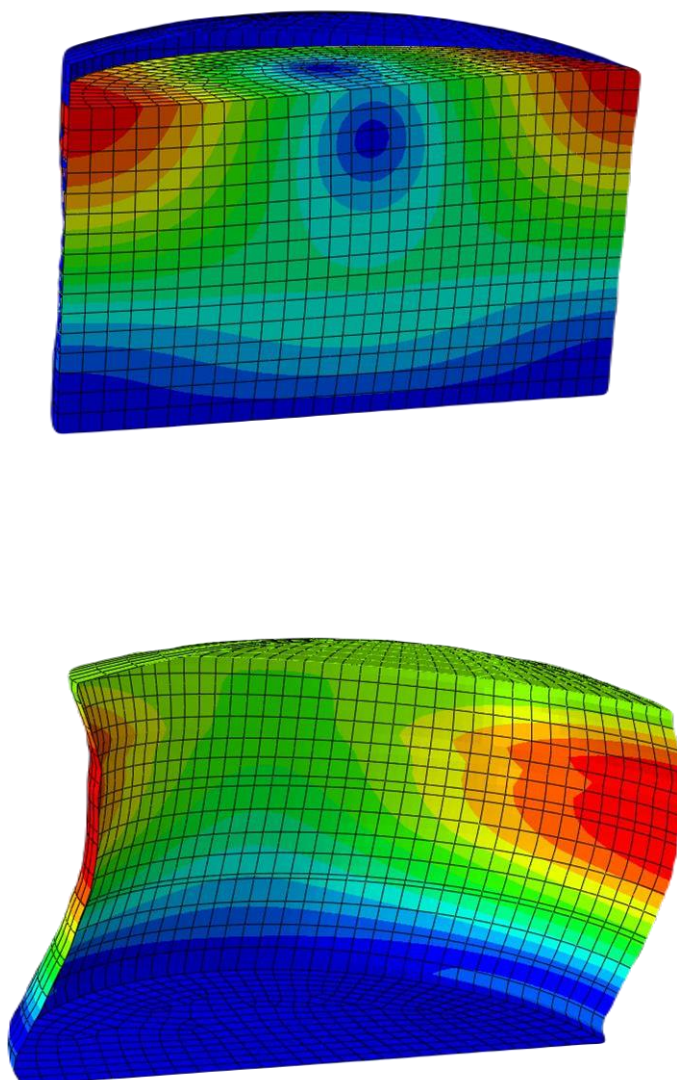
Rys. 4.32. Postać drgań własnych przy $f=1,176$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



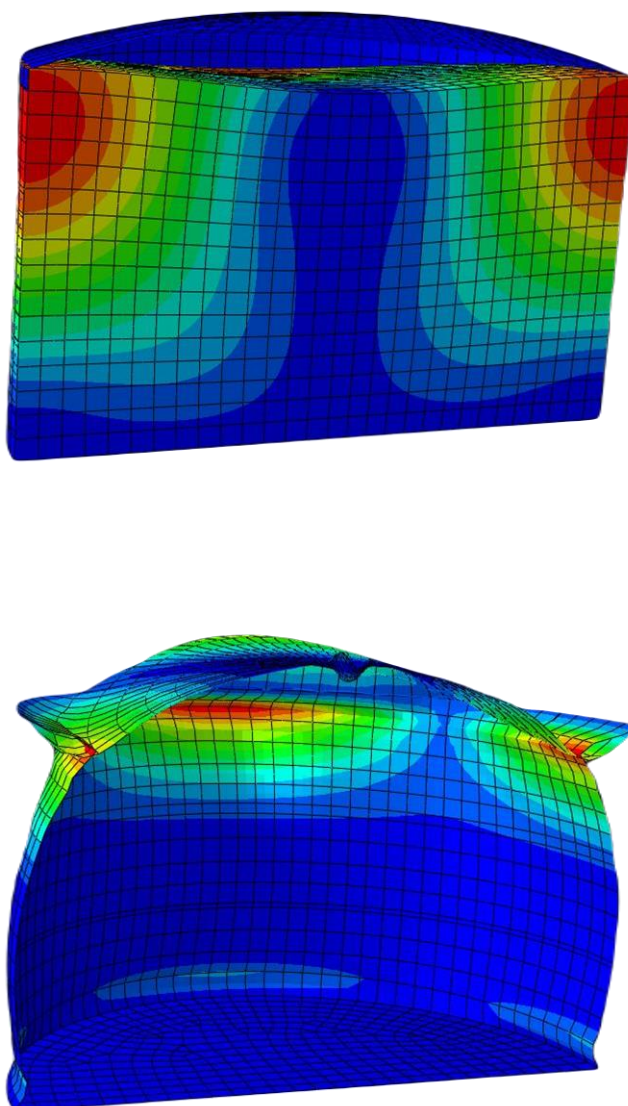
Rys. 4.33. Postać drgań własnych przy $f=1,320$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



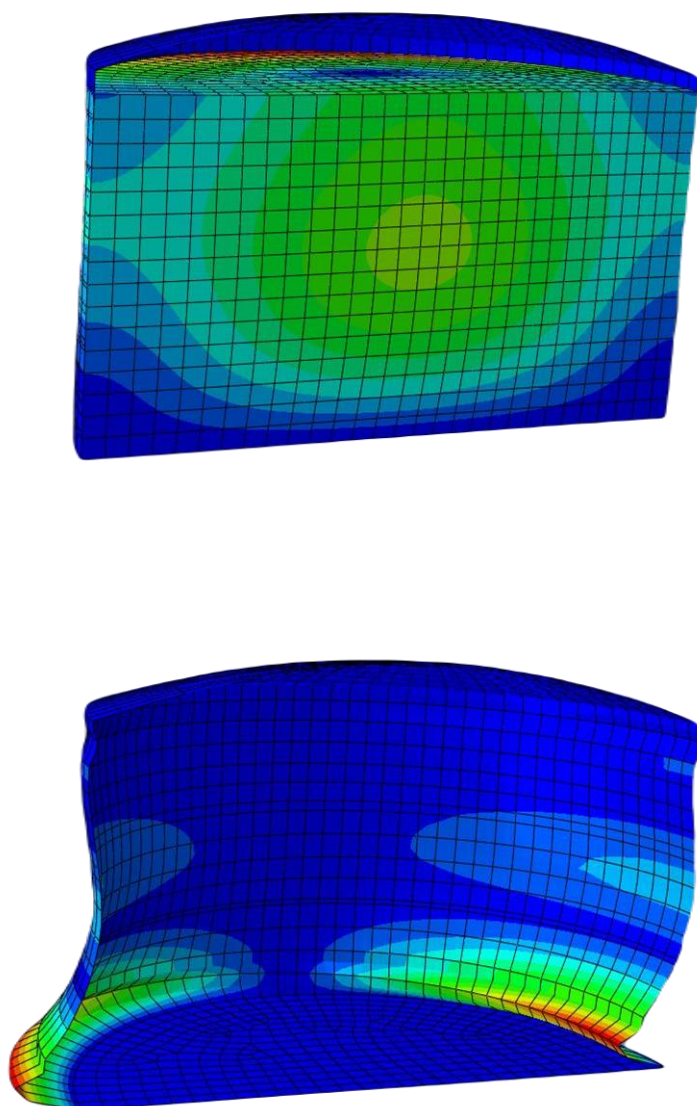
Rys. 4.34. Postać drgań własnych przy $f=1,330$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



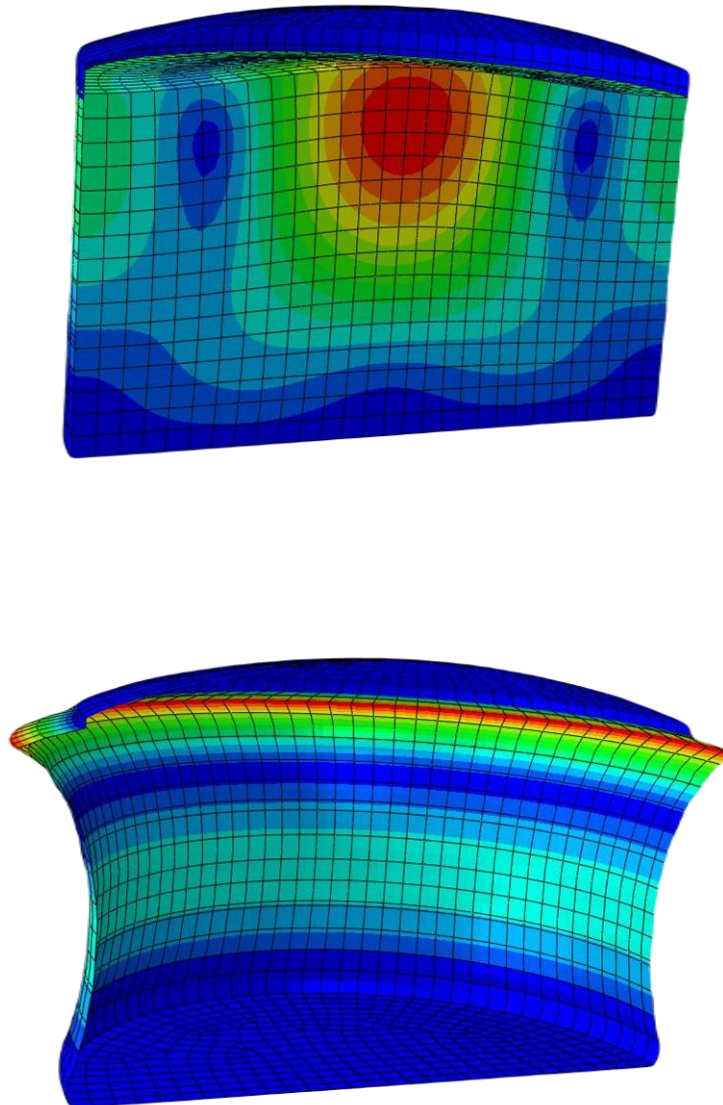
Rys. 4.35. Postać drgań własnych przy $f=0,728$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



Rys. 4.36. Postać drgań własnych przy $f=0,917$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



Rys. 4.37. Postać drgań własnych przy $f=0,937$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny (powyżej – falowanie cieczy,
poniżej – odkształcenie zbiornika)



Rys. 4.38. Postać drgań własnych przy $f=1,093$ Hz dla zbiornika $V=10.000$ m³
– zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny (powyżej – falowanie ciecży,
poniżej – odkształcenie zbiornika)

Wyniki przedstawione na Rys. 4.7 ÷ 4.38 potwierdzają tendencję uzyskaną w trakcie badań eksperymentalnych zbiorników (patrz rozdziały 3.3 oraz 3.4 niniejszej pracy), iż poziom wypełnienia cieczą ma istotny wpływ na podstawowe parametry dynamiczne zbiorników. Wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia benzyną następuje znaczny spadek wartości częstotliwości drgań własnych. W przypadku zbiornika o pojemności $V=32.000$

m^3 wzrost wypełnienia do poziomu 5,4 m, 10,8 m oraz 16,2 m spowodował spadek pierwszej częstotliwości drgań własnych konstrukcji odpowiednio o 64,8%, 79,5% oraz 83,8%. Z kolei, dla zbiornika o pojemności $V=10.000 m^3$ wzrost wypełnienia do poziomu 5,24 m, 10,48 m oraz 15,72 m spowodował spadek pierwszej częstotliwości drgań własnych konstrukcji odpowiednio o 63,8%, 76,2% oraz 80,8%. Ponadto, wypełnienie wpłynęło znacząco na postacie drgań własnych badanych obiektów. Dla modeli wypełnionych benzyną kolejne postacie drgań wskazywały na dominujące działanie związane z falowaniem cieczy oraz pokazywały interakcję pomiędzy konstrukcją a cieczą.

4.5 Testy sejsmiczne i parasejsmiczne

4.5.1 Wstęp do badań dla wymuszeń równomiernych

Kolejnym etapem analiz numerycznych były badania modeli zbiorników poddanych wstrząsom górniczym i umiarkowanym trzęsieniom ziemi. Testy przeprowadzono dla następujących przykładowych wymuszeń dynamicznych:

a) wstrząsy górnicze:

- Polkowice (2.02.2001) – składowe: pozioma NS (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,368 m/s^2$), pozioma EW (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,503 m/s^2$), pionowa UD (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,782 m/s^2$),
- Polkowice (20.02.2002) – składowe: pozioma NS (wartość ekstremalna przyspieszenia $1,634 m/s^2$), pozioma EW (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,965 m/s^2$),

b) trzęsienia ziemi:

- Suwałki (21.09.2004) – składowe: pozioma NS (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,093 m/s^2$), pozioma EW (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,093 m/s^2$), pionowa UD (wartość ekstremalna przyspieszenia $0,070 m/s^2$),
- El Centro (18.05.1940) – składowe: pozioma NS (wartość ekstremalna przyspieszenia $3,402 m/s^2$), pozioma EW (wartość ekstremalna przyspieszenia $2,107 m/s^2$), pionowa UD (wartość ekstremalna przyspieszenia $2,013 m/s^2$).

Poszczególne składowe obciążeń dynamicznych przypisano do następujących kierunków zgodnych z globalnym układem współrzędnych w programie ABAQUS:

- kierunek UX – składowa pozioma NS,
- kierunek UZ – składowa pozioma EW,

- kierunek UY – składowa pionowa UD.

Dynamiczne równanie ruchu układów o n -stopniach swobody, przy uwzględnieniu nieliniowości związanej z interakcją pomiędzy konstrukcją a cieczą, ma postać (zob. np. Chopra 1995, lub Virella i inni 2008):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{F}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{\mathbf{u}}_g(t), \quad (4.5)$$

gdzie: \mathbf{M} – macierz mas, \mathbf{C} – macierz tłumienia, \mathbf{K} – macierz sztywności, $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ – wektor przyspieszenia, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ – wektor prędkości, $\mathbf{u}(t)$ – wektor przemieszenia, $\mathbf{F}(t)$ – wektor dodatkowych sił występujących przy uwzględnieniu nieliniowości geometrycznej związanej z interakcją pomiędzy konstrukcją a wypełniającą ją cieczą (zob. np. Virella i inni 2008), $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ – wektor przyspieszeń drgań podłoża podczas wymuszenia kinematycznego, który można zapisać w postaci (zob. np. Tataro 2012):

$$\ddot{\mathbf{u}}_g(t) = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ \ddot{u}_{gz}(t) \\ \ddot{u}_{\theta x}(t) \\ \ddot{u}_{\theta y}(t) \\ \ddot{u}_{\theta z}(t) \end{bmatrix}, \quad (4.6)$$

gdzie: $\ddot{u}_{gx}(t), \ddot{u}_{gy}(t), \ddot{u}_{gz}(t)$ – wartości przyspieszeń składowych translacyjnych w kierunkach poziomych X, Y oraz kierunku pionowym Z, $\ddot{u}_{\theta x}(t), \ddot{u}_{\theta y}(t), \ddot{u}_{\theta z}(t)$ – wartości składowych obrotowych drgań wokół osi X, Y, Z. Natomiast macierz \mathbf{I} z równania (4.5) przyjmuje postać:

$$\mathbf{I} = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & I_{13} & I_{14} & I_{15} & I_{16} \\ I_{21} & I_{22} & I_{23} & I_{24} & I_{25} & I_{26} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ I_{i1} & I_{i2} & I_{i3} & I_{i4} & I_{i5} & I_{i6} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ I_{n1} & I_{n2} & I_{n3} & I_{n4} & I_{n5} & I_{n6} \end{bmatrix}. \quad (4.7)$$

gdzie: I_{ij} ($i = 1..n, j = 1..6$) – mogą przyjmować wartość 0 lub 1. Każdy i -ty wiersz macierzy \mathbf{I} może być zapisany w następującej postaci w zależności od kierunku i -tego stopnia swobody (zob. np. Tataro 2012):

$$[I_{i1} \quad I_{i2} \quad I_{i3} \quad I_{i4} \quad I_{i5} \quad I_{i6}] = \begin{cases} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku X,} \\ \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku Y,} \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku Z,} \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku } \theta X, \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku } \theta Y, \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} & \text{– dla kierunku } \theta Z. \end{cases} \quad (4.8)$$

W przypadku wymuszenia kinematycznego zapisanego w postaci jedynie składowych translacyjnych, macierz \mathbf{I} redukuje się do macierzy o wymiarze $n \times 3$.

W analizach numerycznych przyjęto tłumienie Rayleigh'a opisane zgodnie ze wzorem (zob. np. Clough i Penzien 1993, Hall 2006):

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K}, \quad (4.9)$$

gdzie: a_0, a_1 – współczynniki wyznaczone ze wzorów:

$$a_0 = 4\pi\xi \frac{f_1 f_2}{f_1 + f_2}, \quad (4.10)$$

$$a_1 = \frac{\xi}{\pi(f_1 + f_2)}, \quad (4.11)$$

gdzie: f_1, f_2 – dominujące częstotliwości drgań własnych konstrukcji.

4.5.2 Wyniki analiz dla wymuszeń równomiernych

W wyniku przeprowadzonych analiz sejsmicznych i parasejsmicznych, dla każdego analizowanego przypadku otrzymano odpowiedź dynamiczną konstrukcji. Na Rys. 4.39 ÷ 4.98 przedstawiono przykłady wyników w postaci wybranych przebiegów czasowych przemieszczeń (por. Burkacki i inni 2020, Burkacki i Jankowski 2019) oraz map zredukowanych naprężeń Hubera-Misesa (naprężenia ekstremalne dla wybranych kroków czasowych). Przebiegi czasowe przedstawiono dla 4 punktów referencyjnych (zob. Rys. 4.1 oraz Rys. 4.2), którym przypisano następujące oznaczenia:

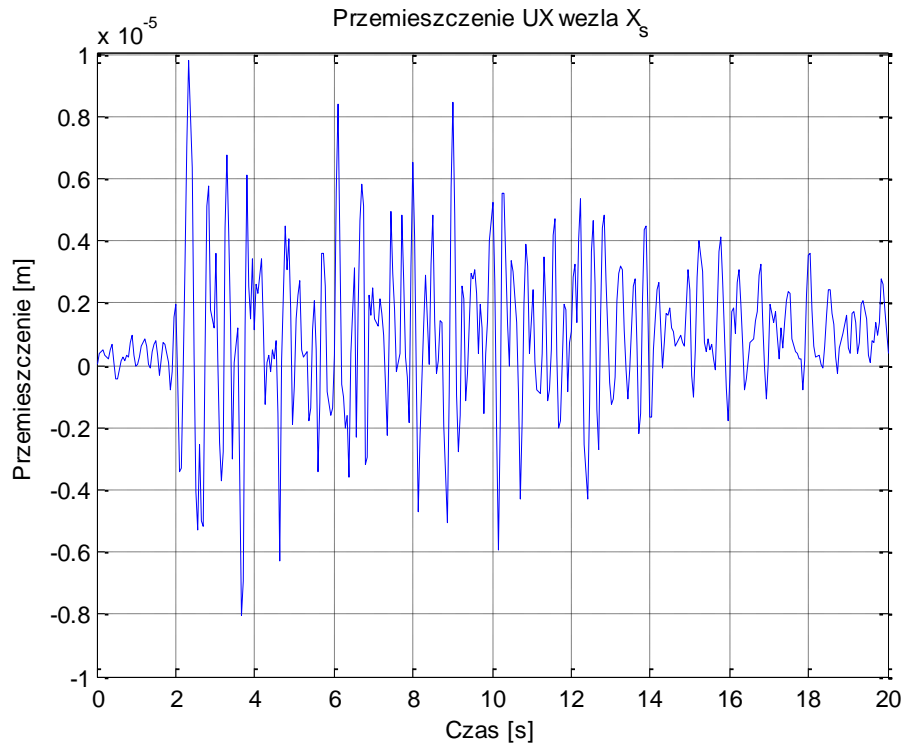
X_t – węzeł na górze dachu,

X_g – węzeł w górnej części płaszcza (na poziomie maksymalnego dopuszczalnego wypełnienia),

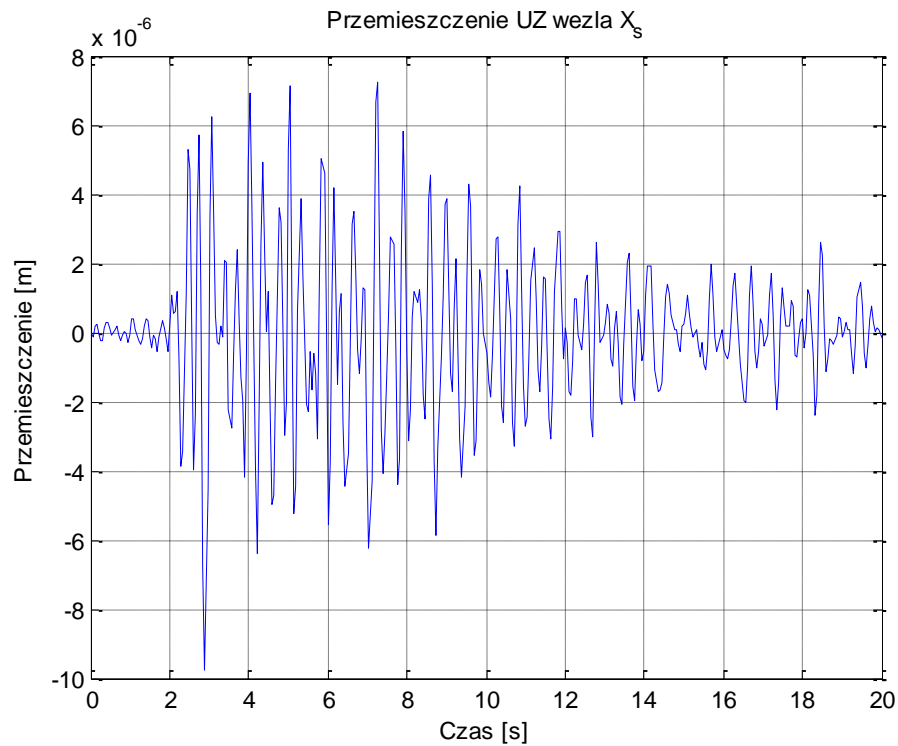
X_s – węzeł w środkowej części płaszcza (na poziomie 2/3 dopuszczalnego wypełnienia),

X_d – węzeł w dolnej części płaszcza (na poziomie 1/3 dopuszczalnego wypełnienia).

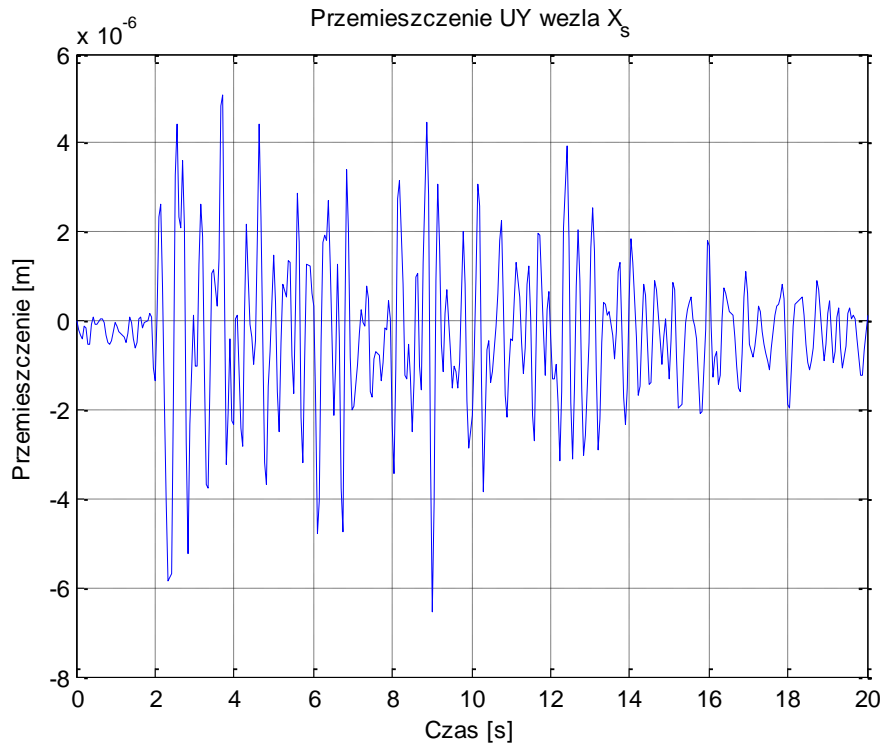
Dodatkowo, wszystkie wartości ekstremalne przemieszczeń zestawiono w Tabelach 4.1 oraz 4.2.



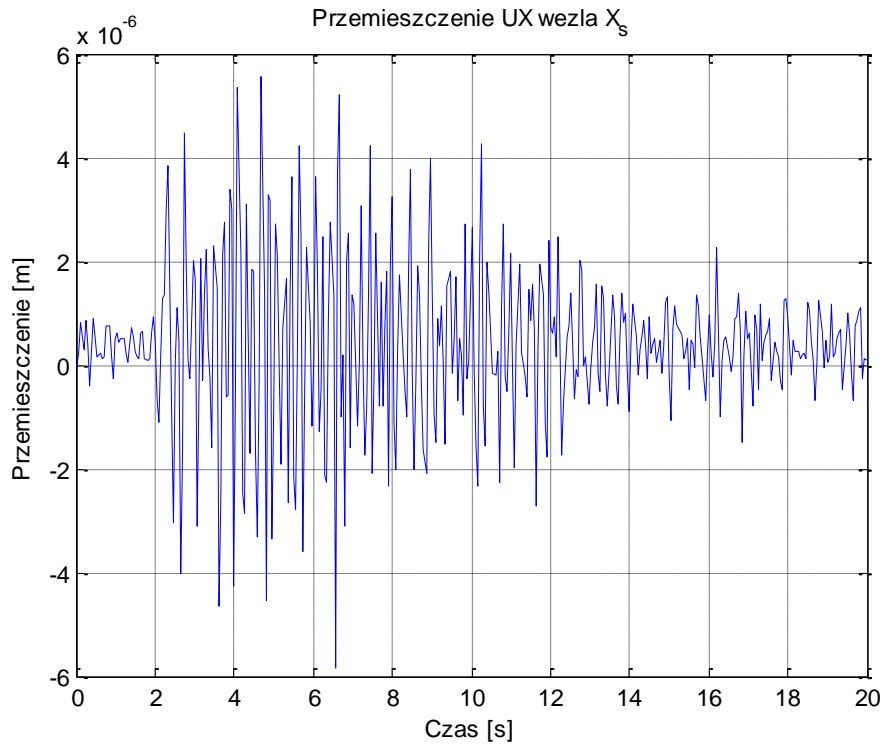
Rys. 4.39. Przemieszczenie poziome UX węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi Suwałki



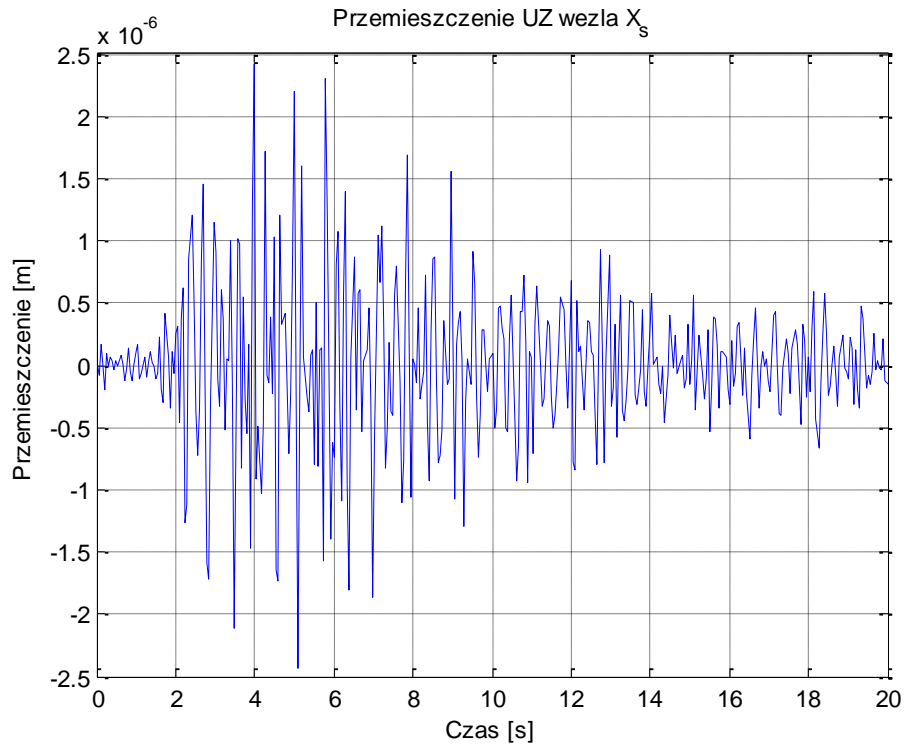
Rys. 4.40. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi Suwałki



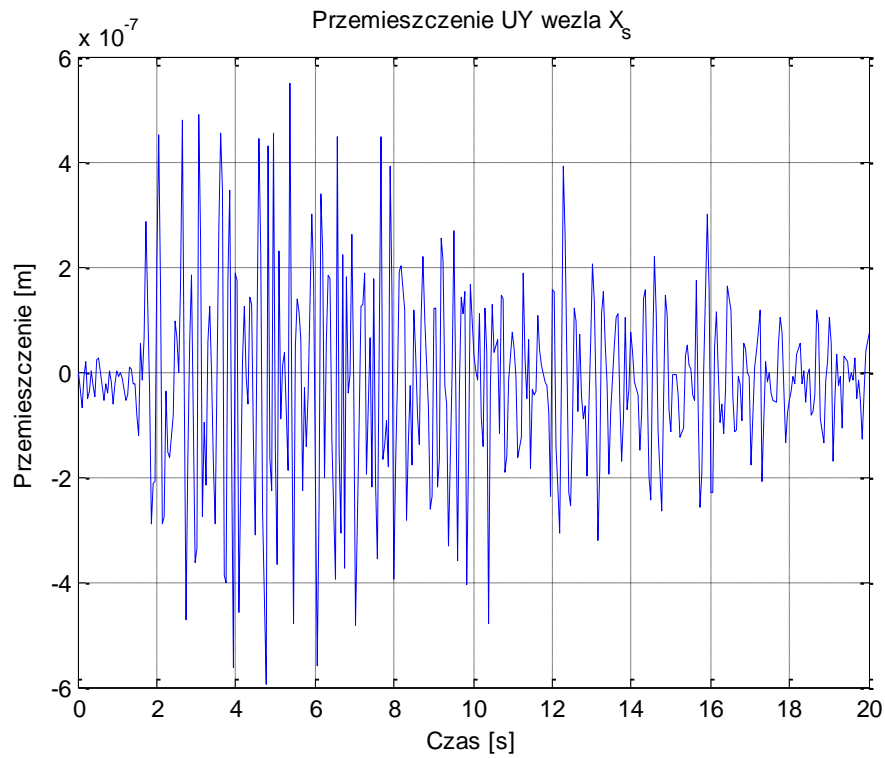
Rys. 4.41. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi Suwałki



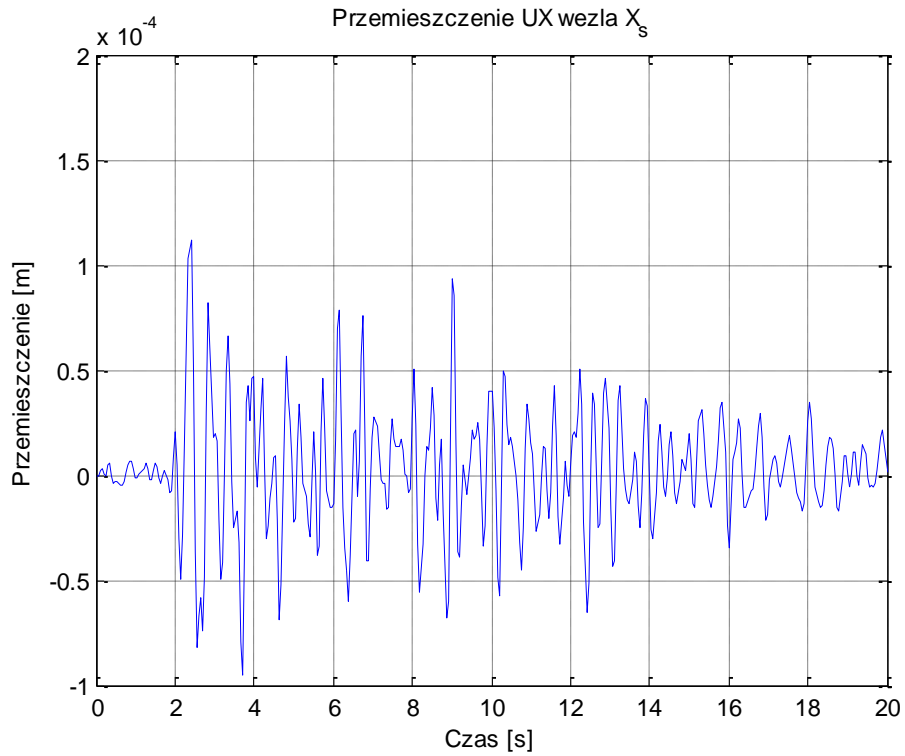
Rys. 4.42. Przemieszczenie poziome UX węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



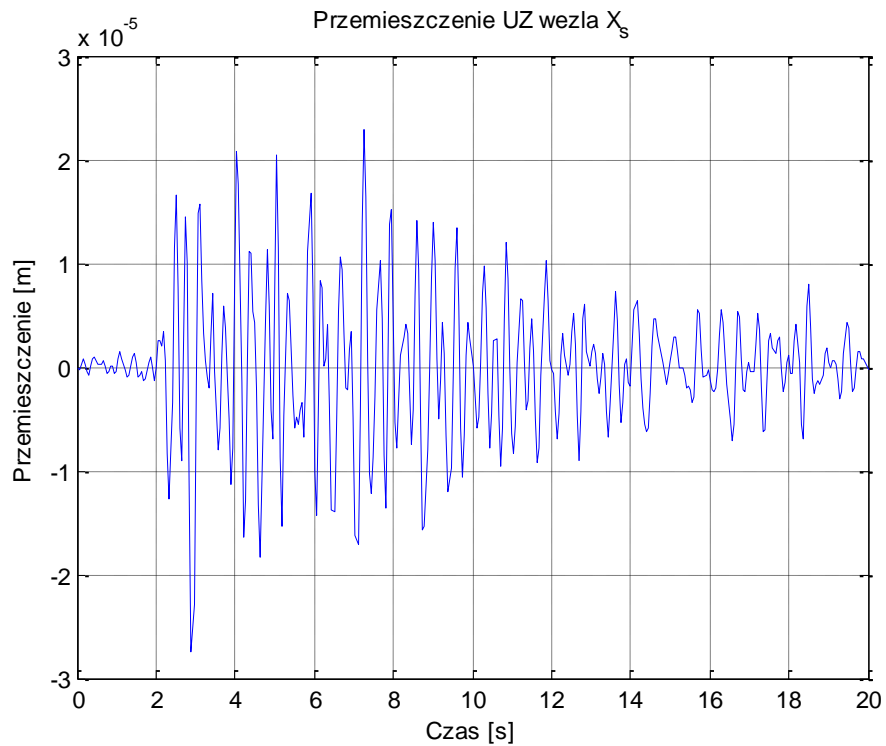
Rys. 4.43. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



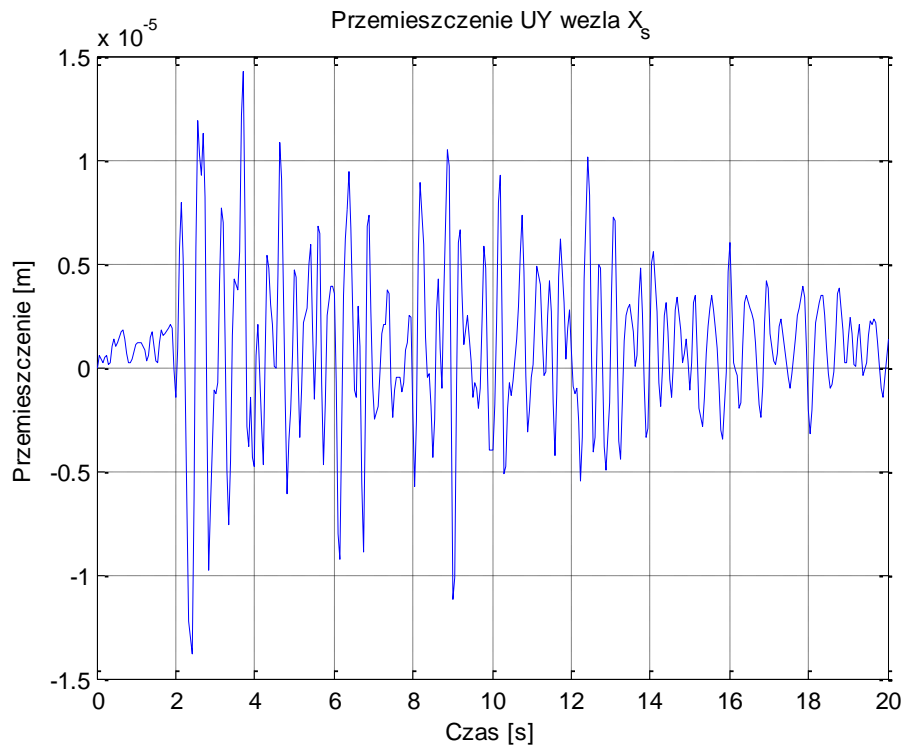
Rys. 4.44. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



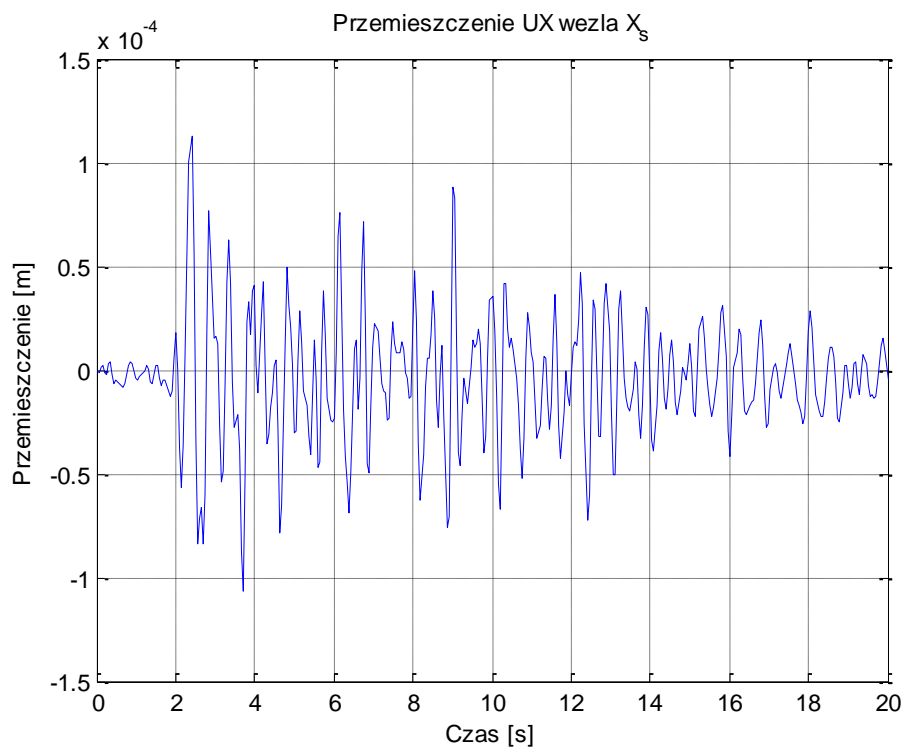
Rys. 4.45. Przemieszczenie poziome UX węzła X_s zbiornika V=32.000 m³ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



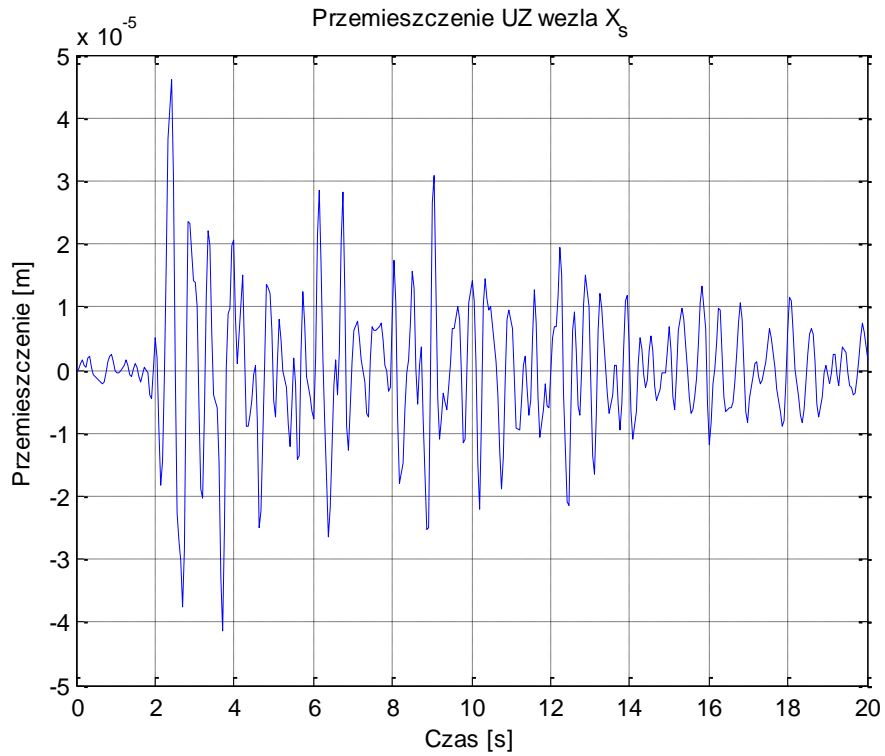
Rys. 4.46. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_s zbiornika V=32.000 m³ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



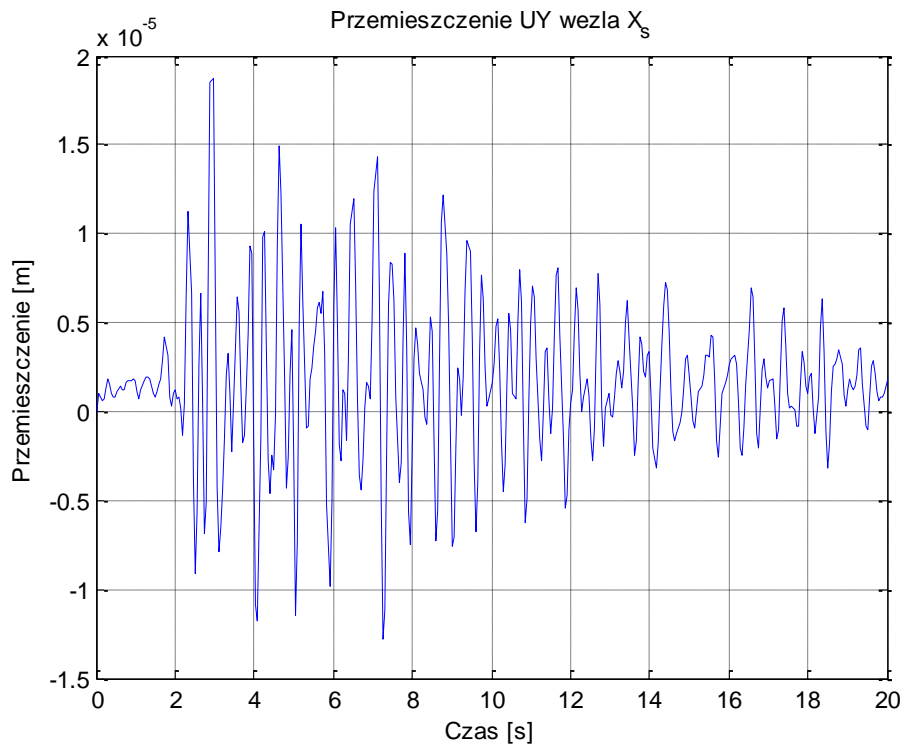
Rys. 4.47. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



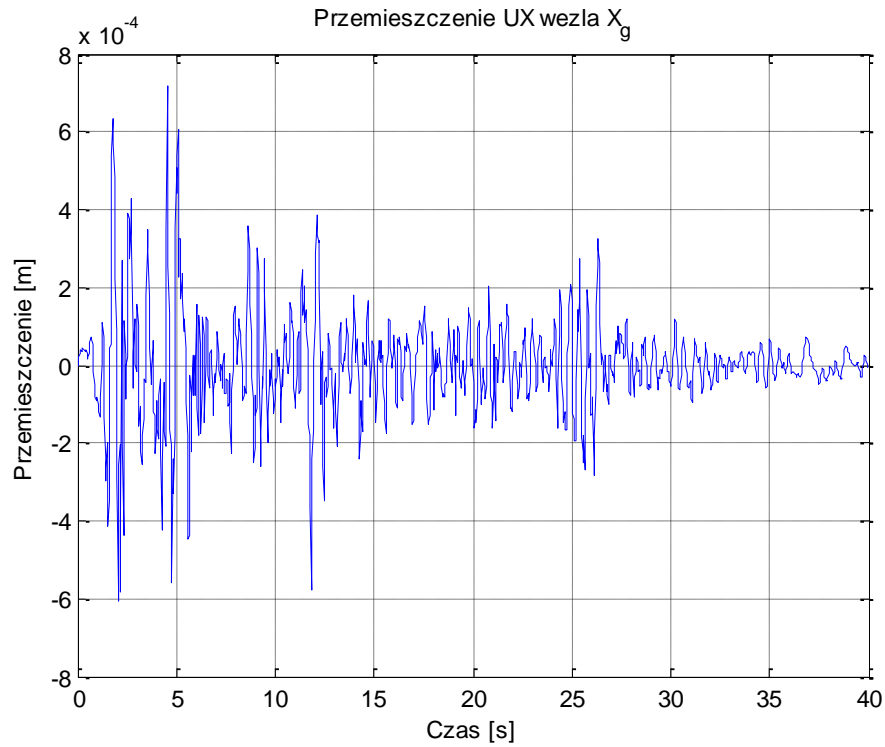
Rys. 4.48. Przemieszczenie poziome UX węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



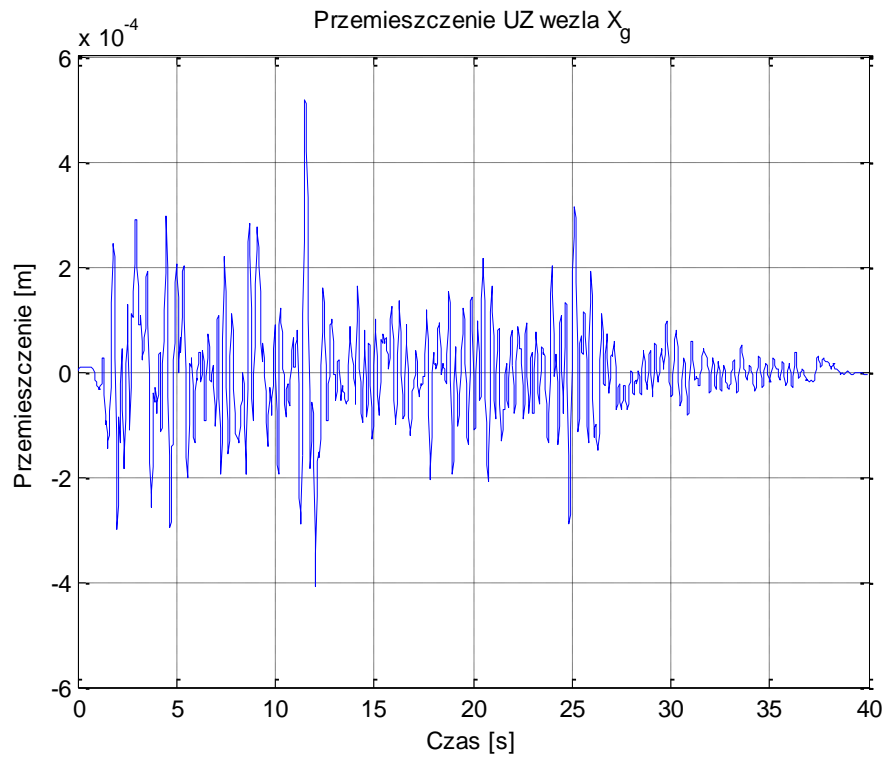
Rys. 4.49. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



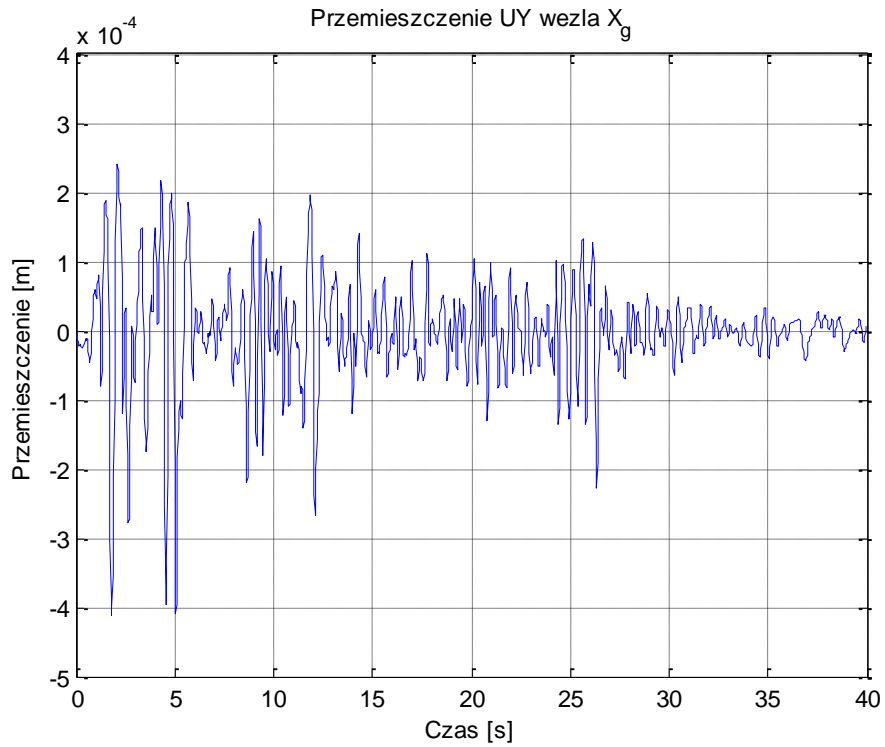
Rys. 4.50. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_s zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi Suwałki



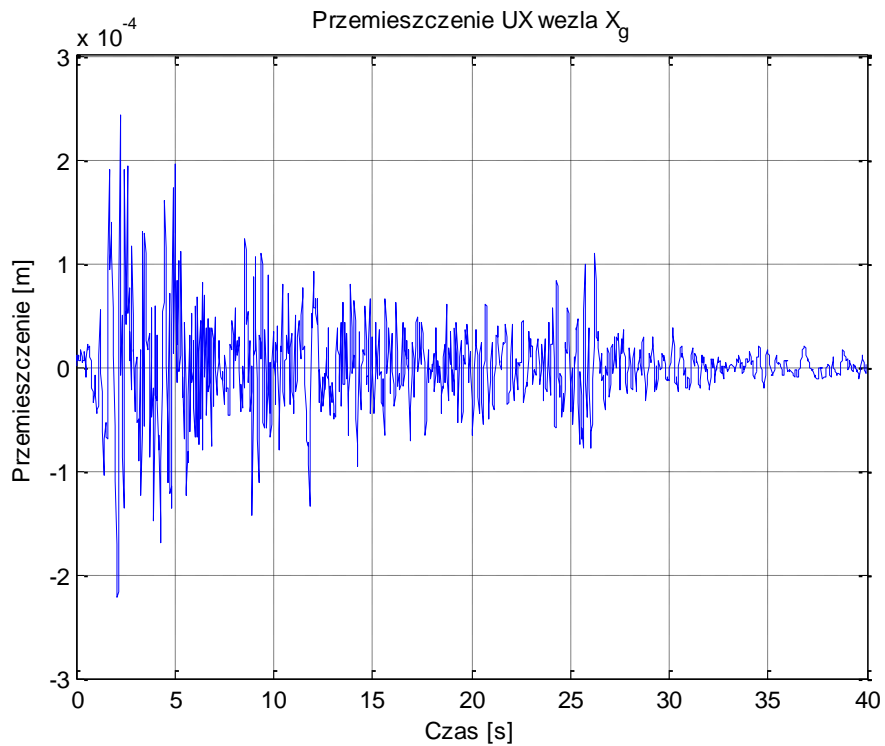
Rys. 4.51. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi El Centro



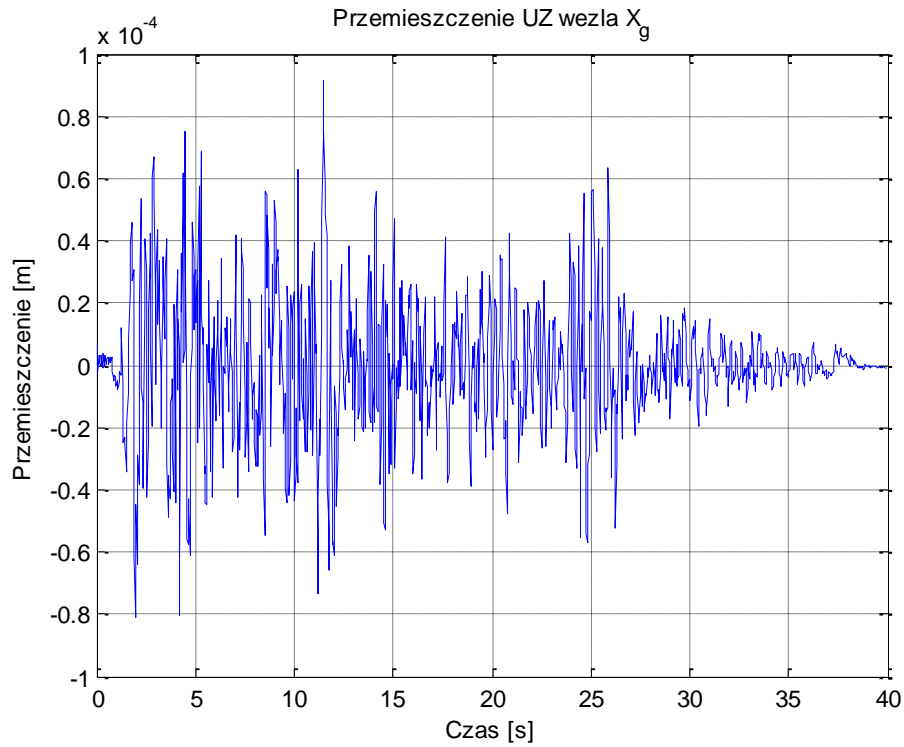
Rys. 4.52. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi El Centro



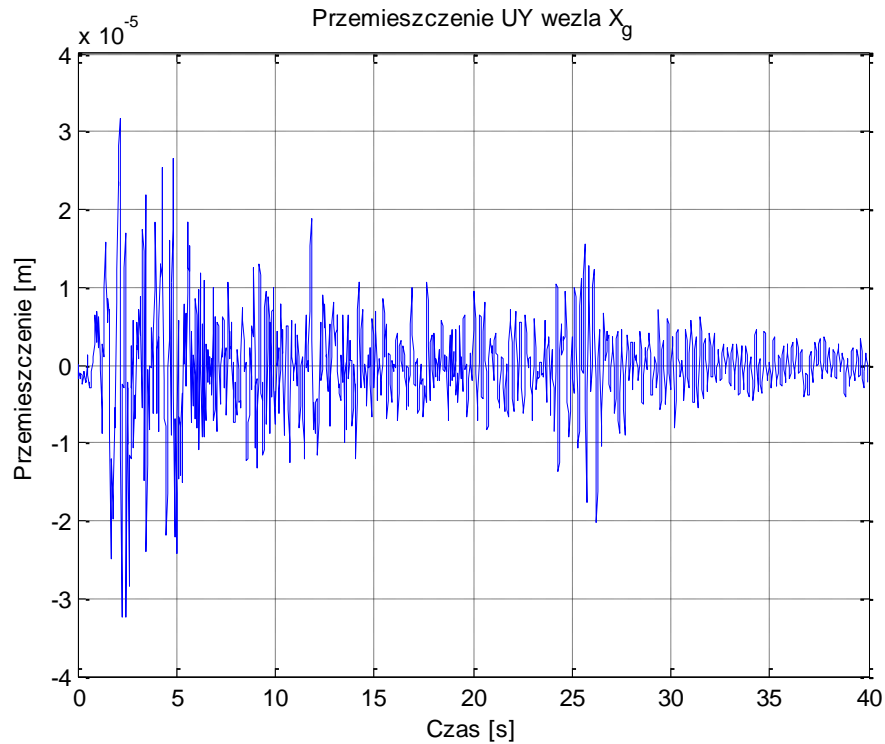
Rys. 4.53. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi El Centro



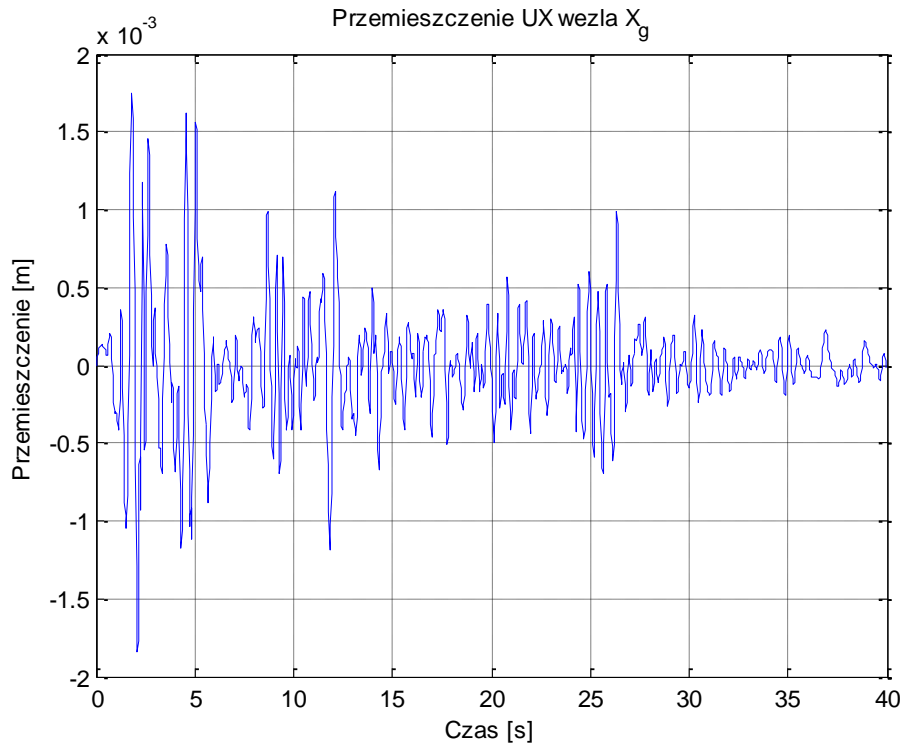
Rys. 4.54. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



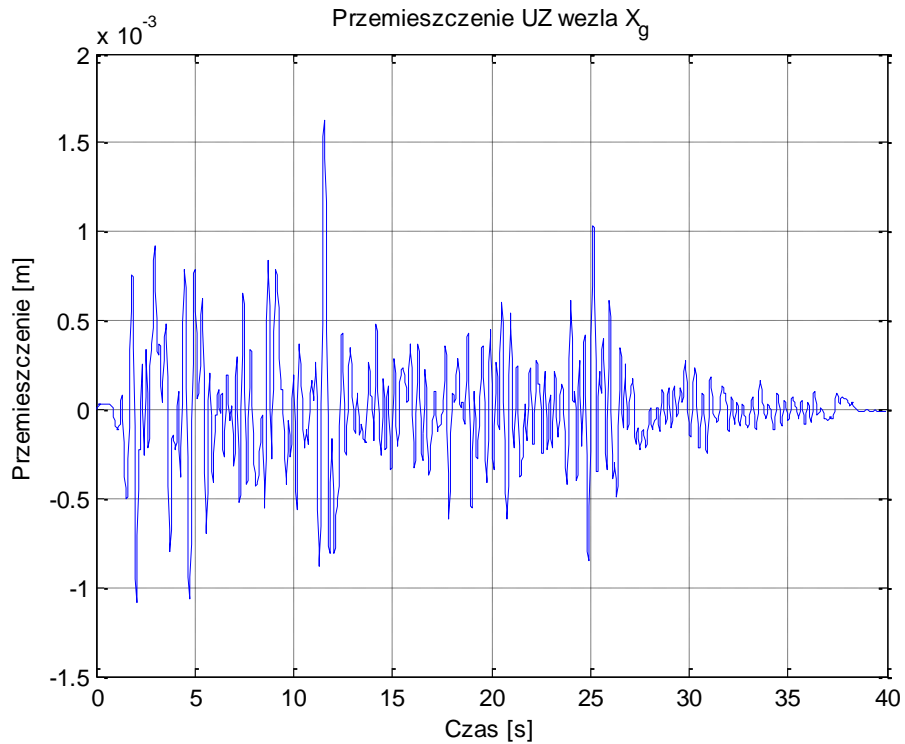
Rys. 4.55. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



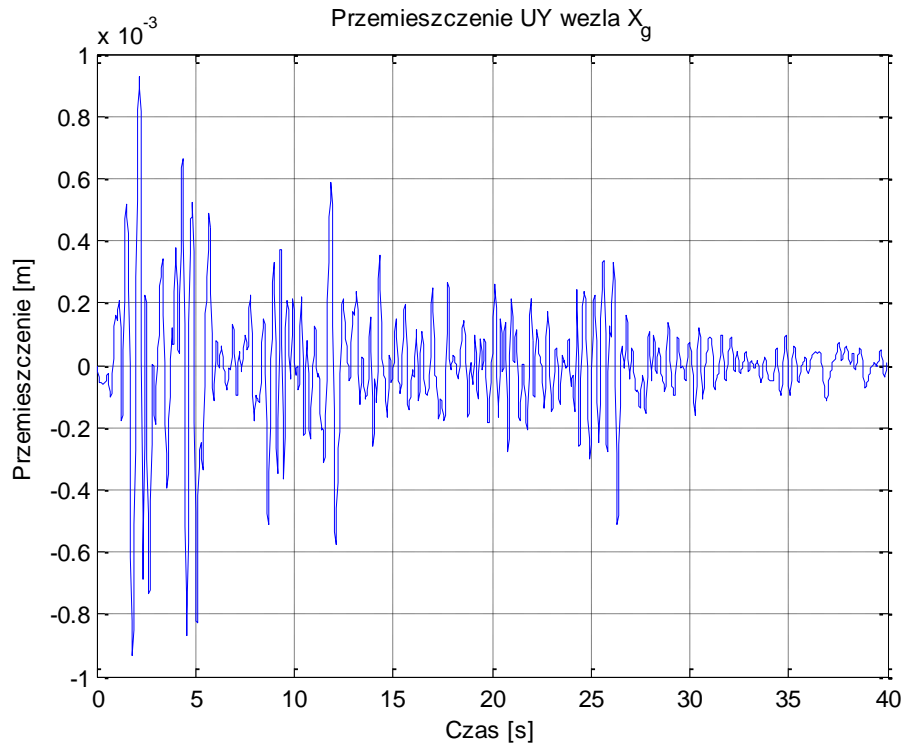
Rys. 4.56. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



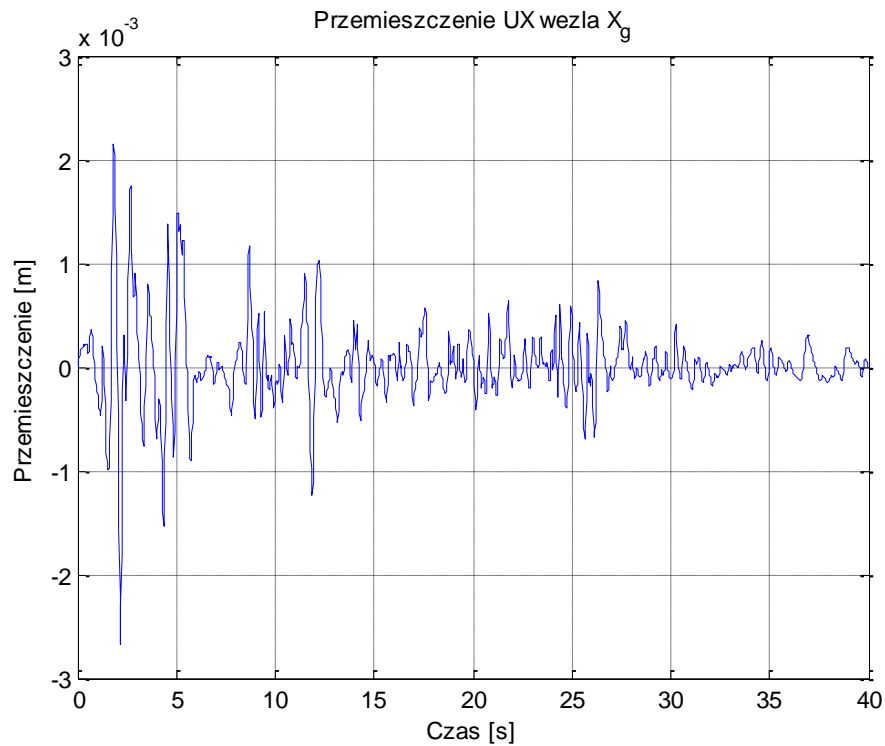
Rys. 4.57. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



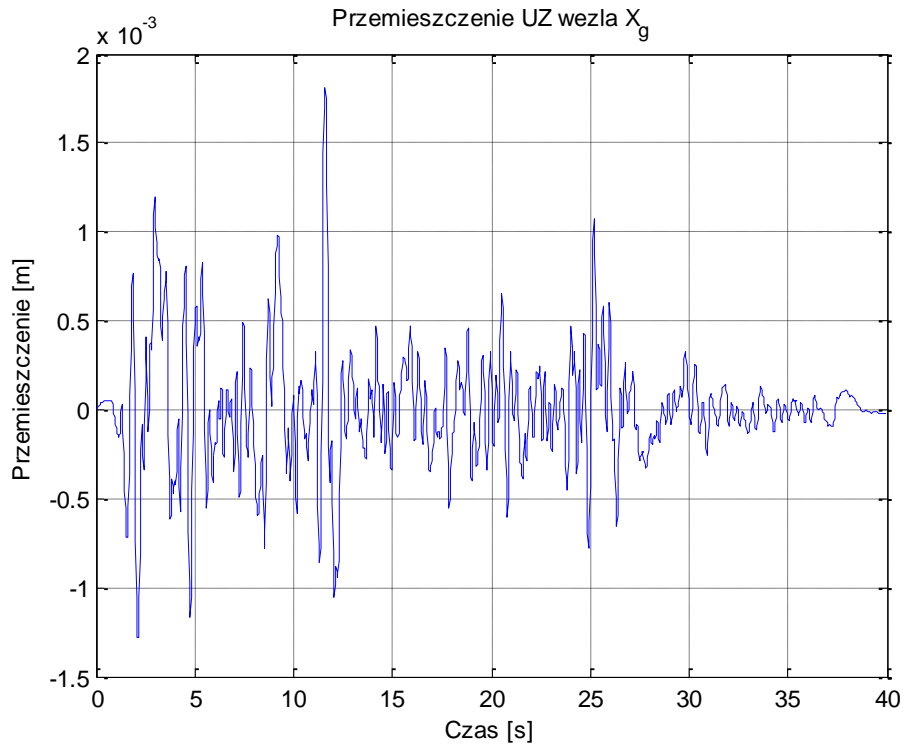
Rys. 4.58. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



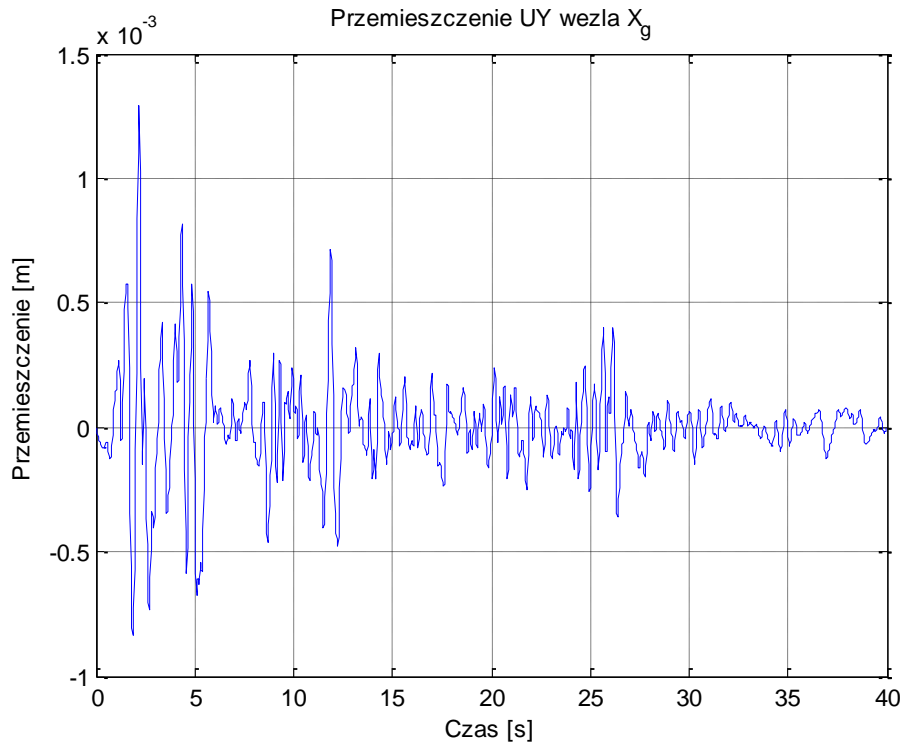
Rys. 4.59. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



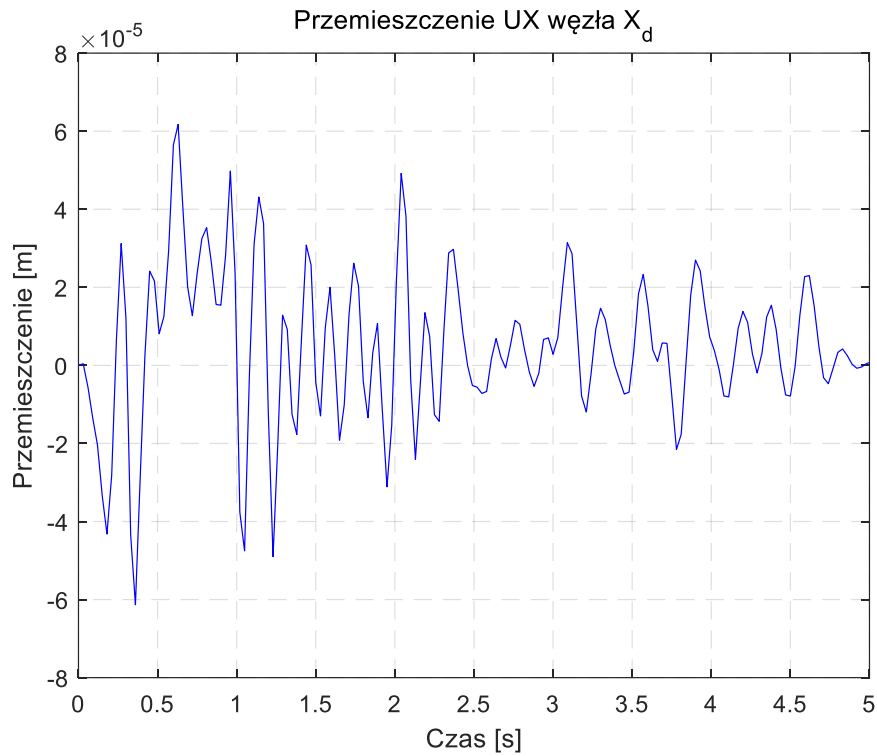
Rys. 4.60. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



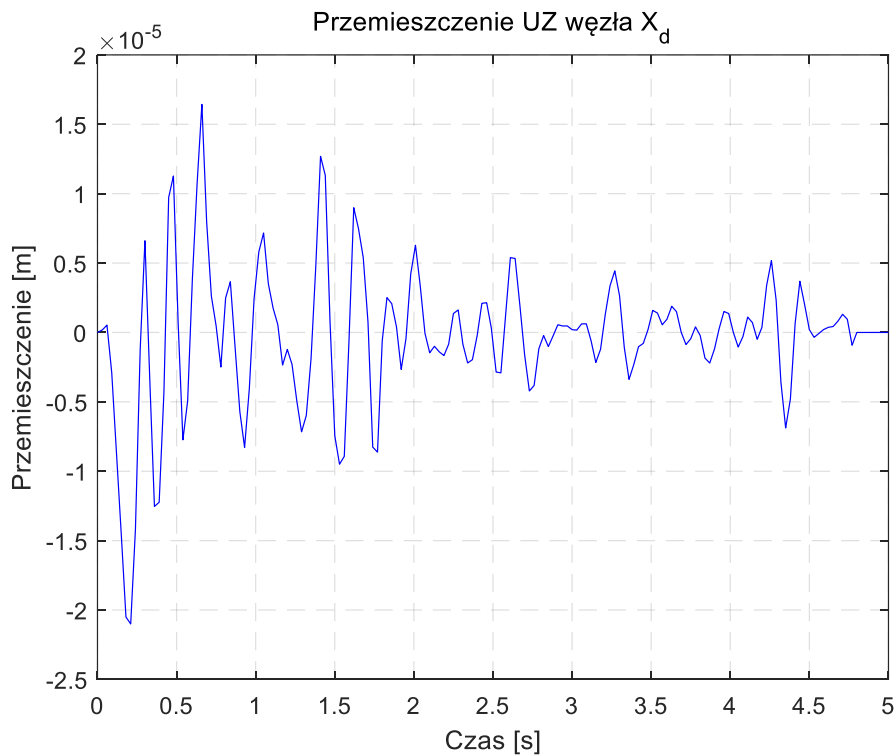
Rys. 4.61. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



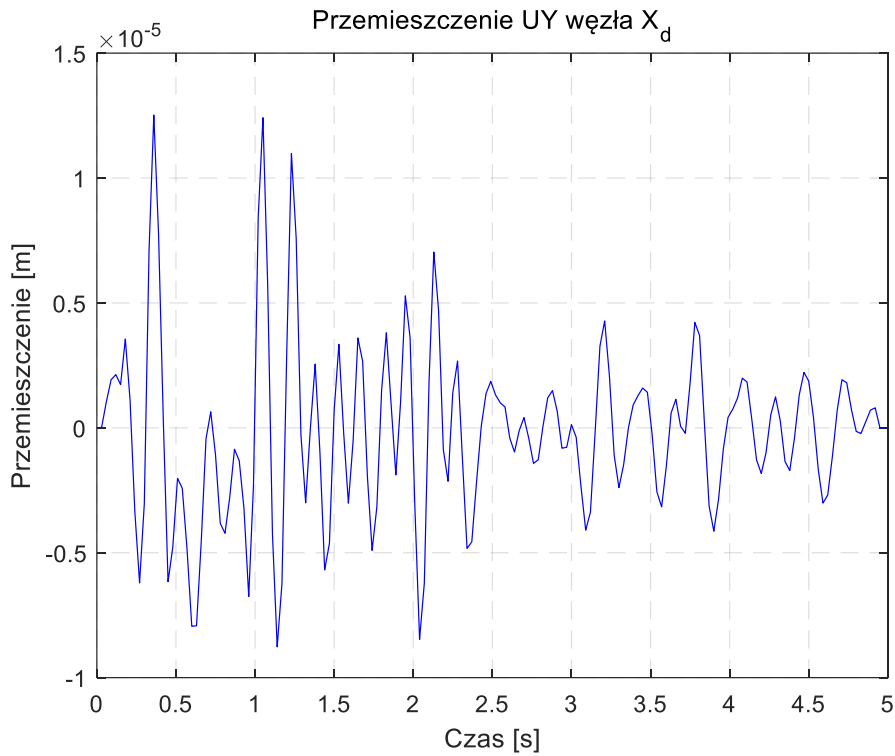
Rys. 4.62. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro



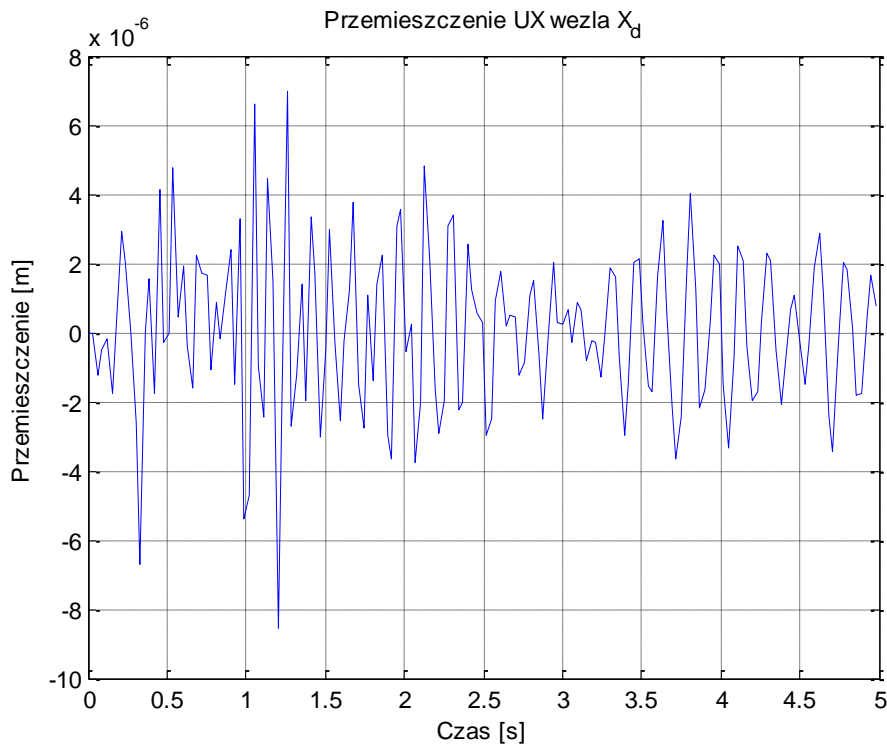
Rys. 4.63. Przeszyczenie poziome UX węzła X_d zbiornika $V=10.000\text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



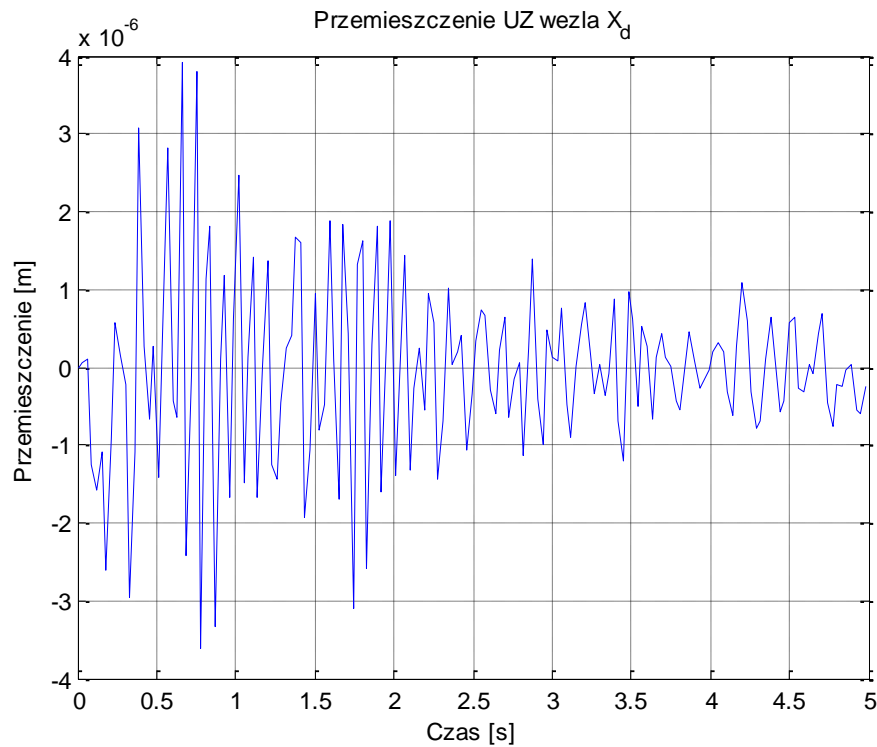
Rys. 4.64. Przeszyczenie poziome UZ węzła X_d zbiornika $V=10.000\text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



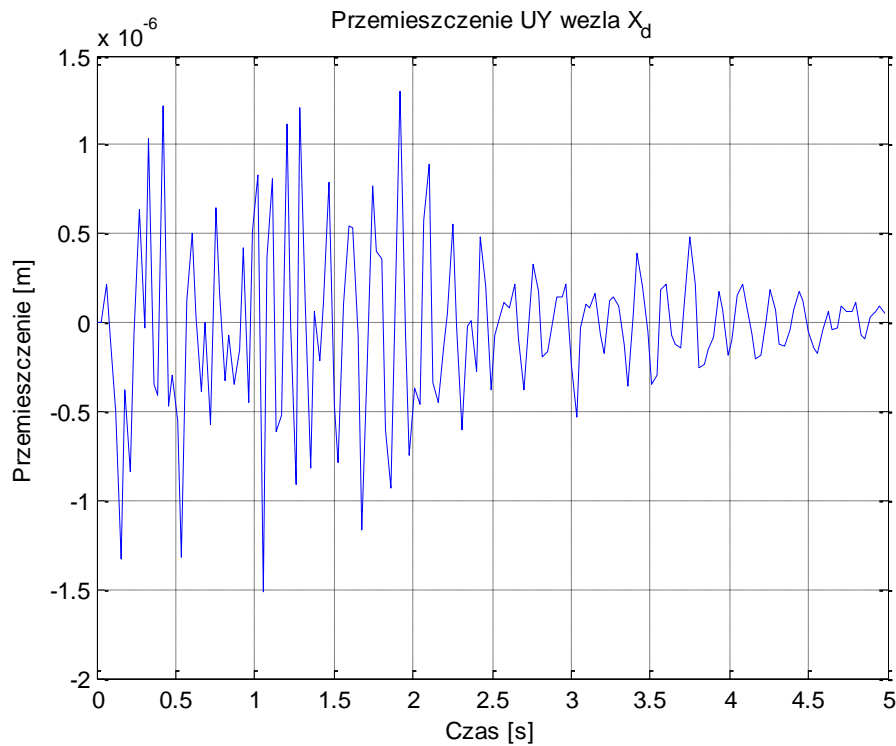
Rys. 4.65. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



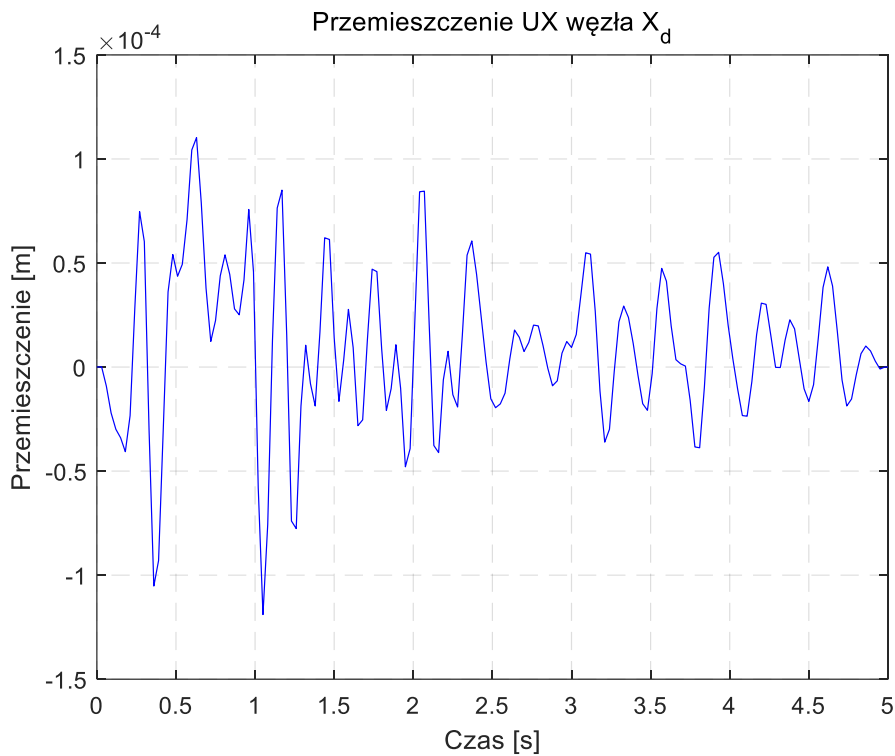
Rys. 4.66. Przemieszczenie poziome UX węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



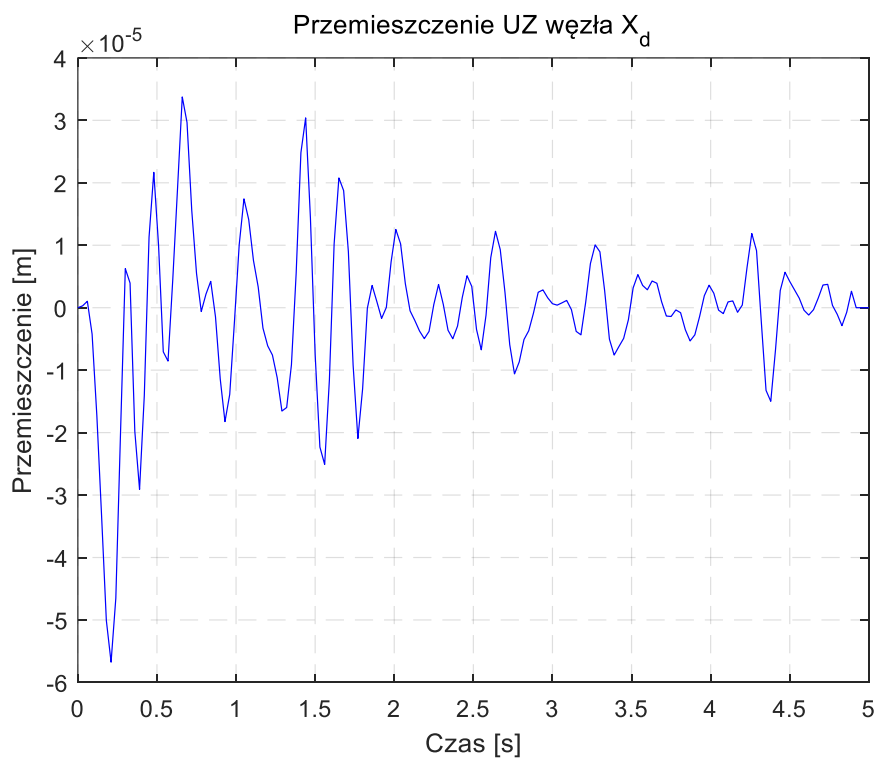
Rys. 4.67. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



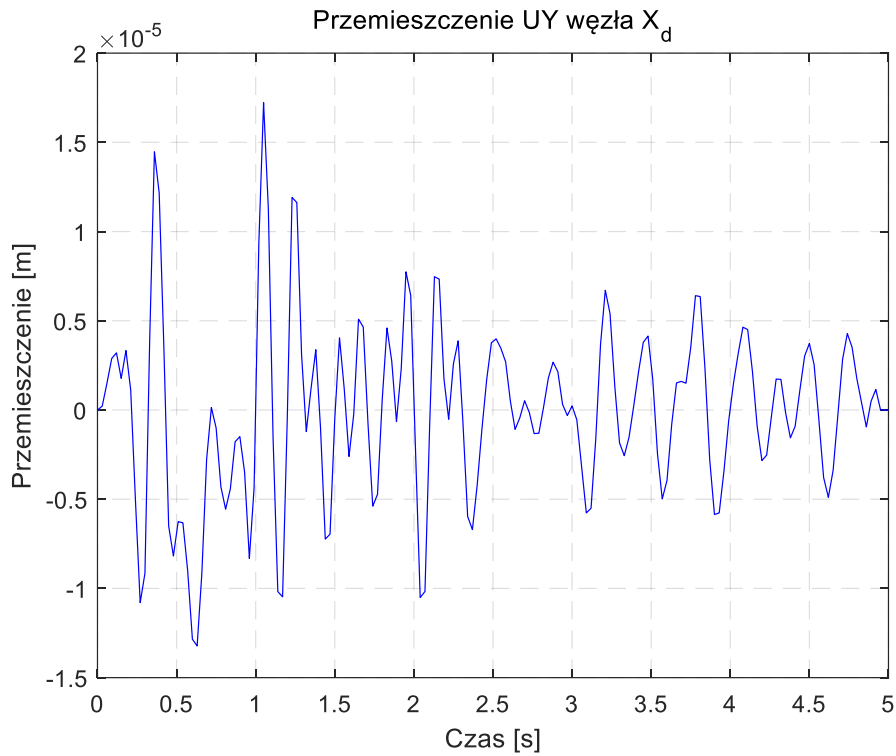
Rys. 4.68. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



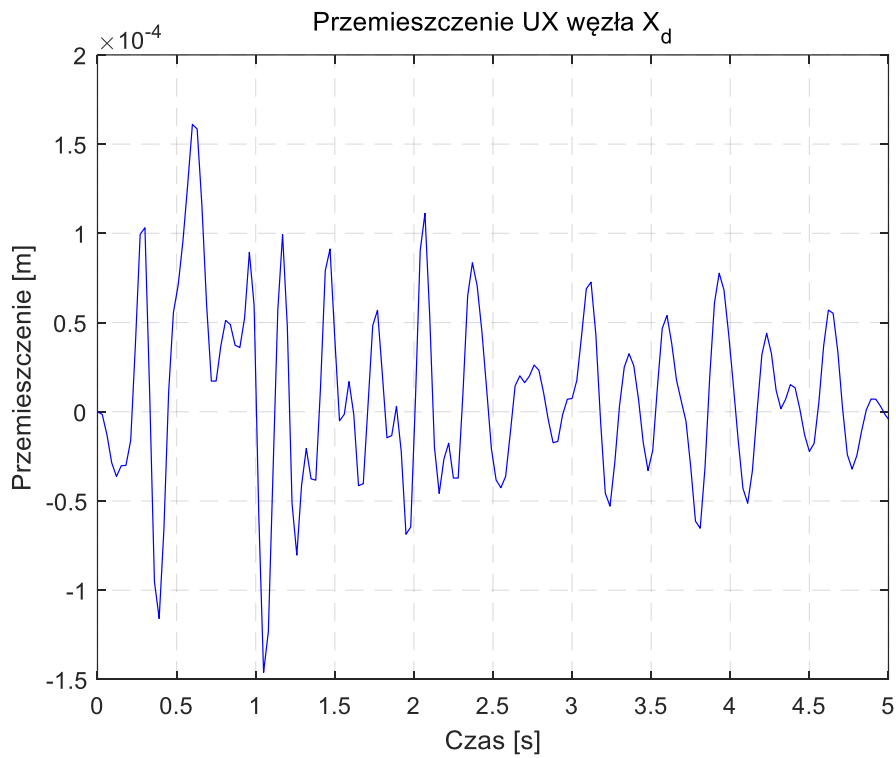
Rys. 4.69. Przemieszczenie poziome UX węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



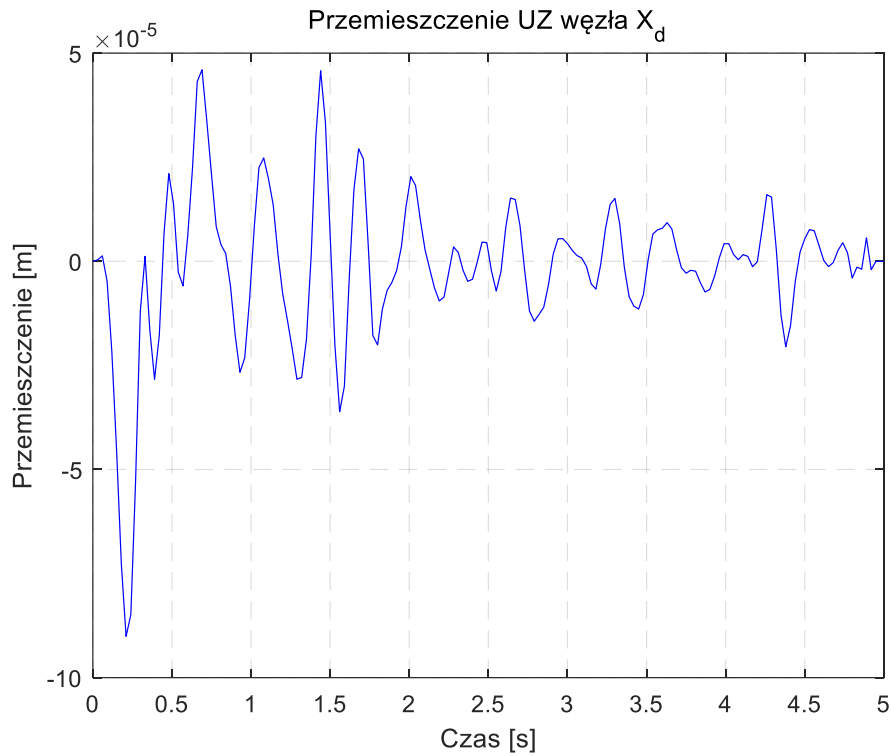
Rys. 4.70. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



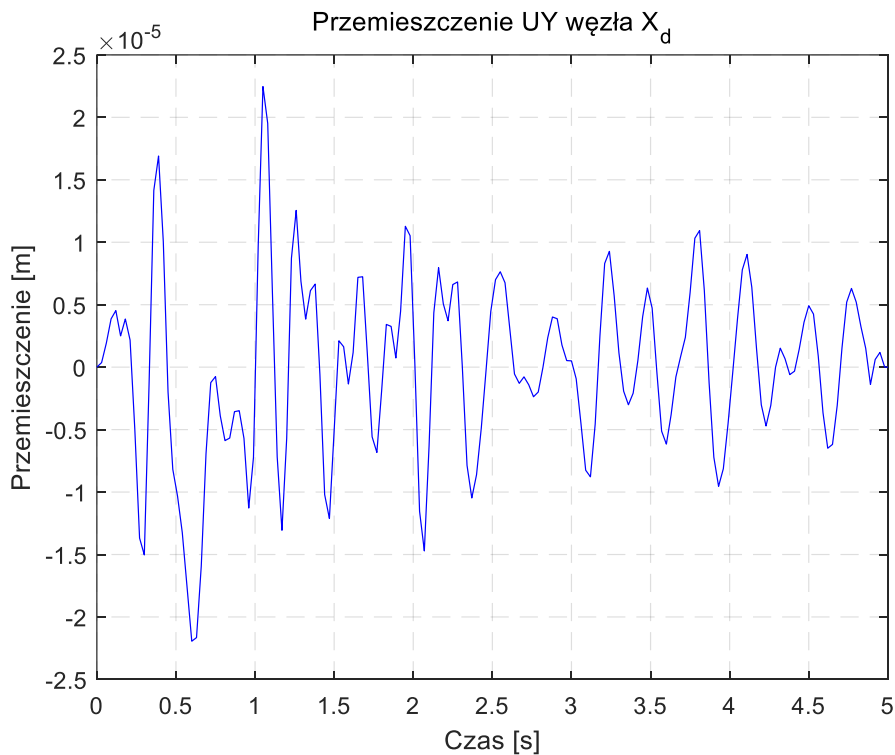
Rys. 4.71. Przeszyczenie pionowe UY węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypelniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



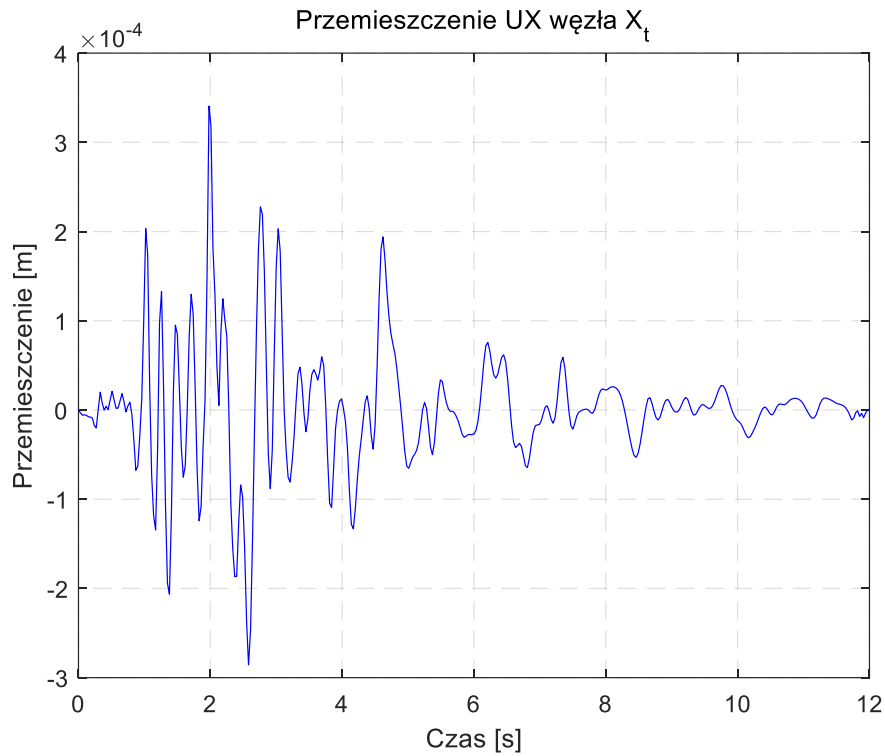
Rys. 4.72. Przeszyczenie poziome UX węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypelniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



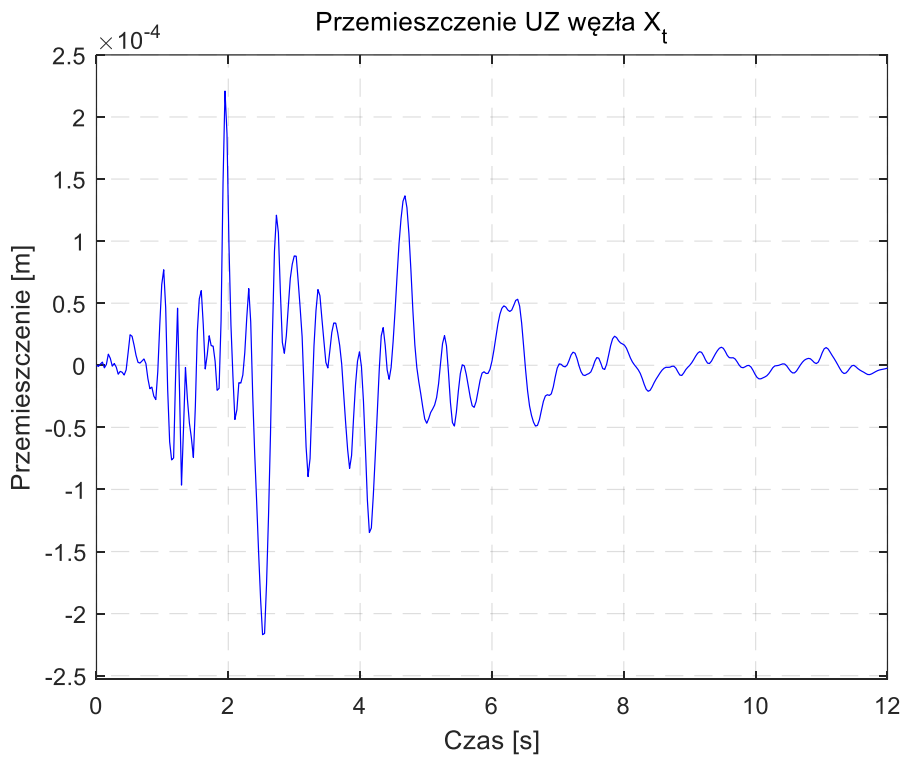
Rys. 4.73. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



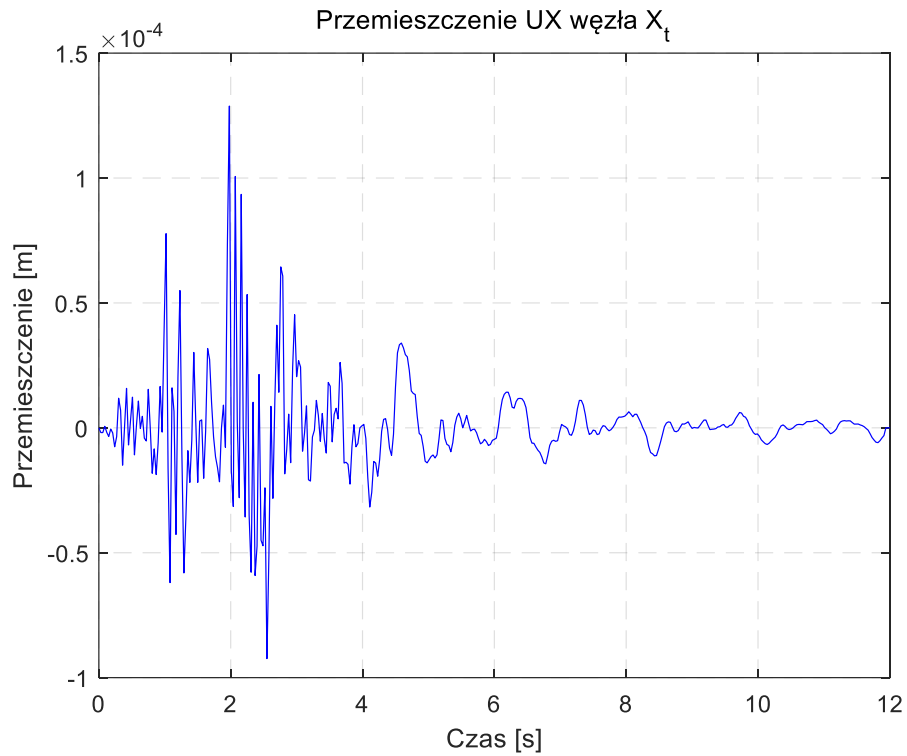
Rys. 4.74. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_d zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001



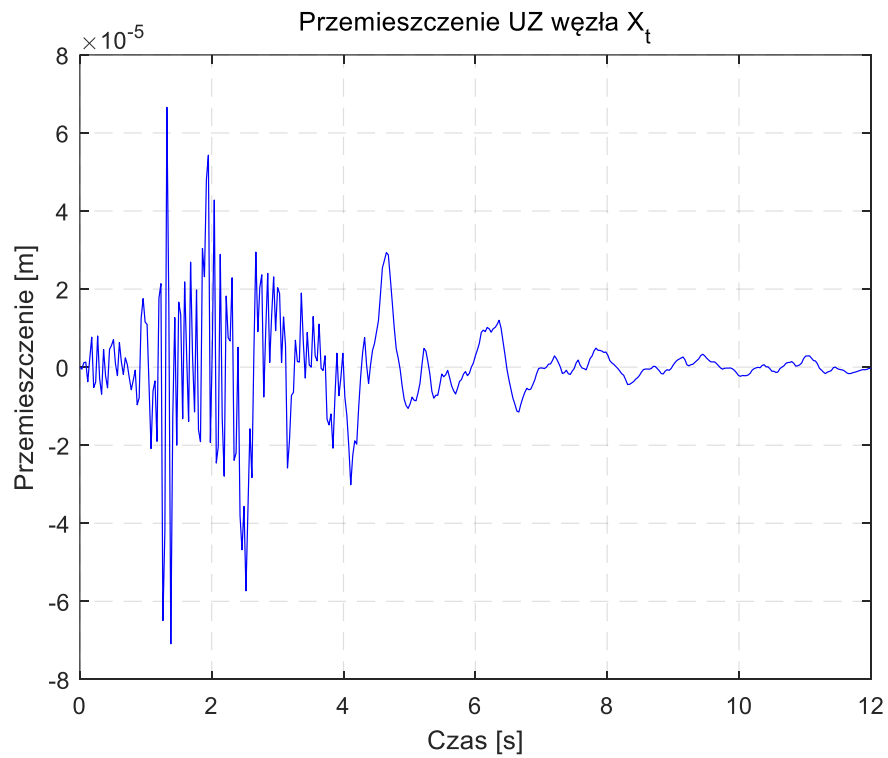
Rys. 4.75. Przemieszczenie poziome UX węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



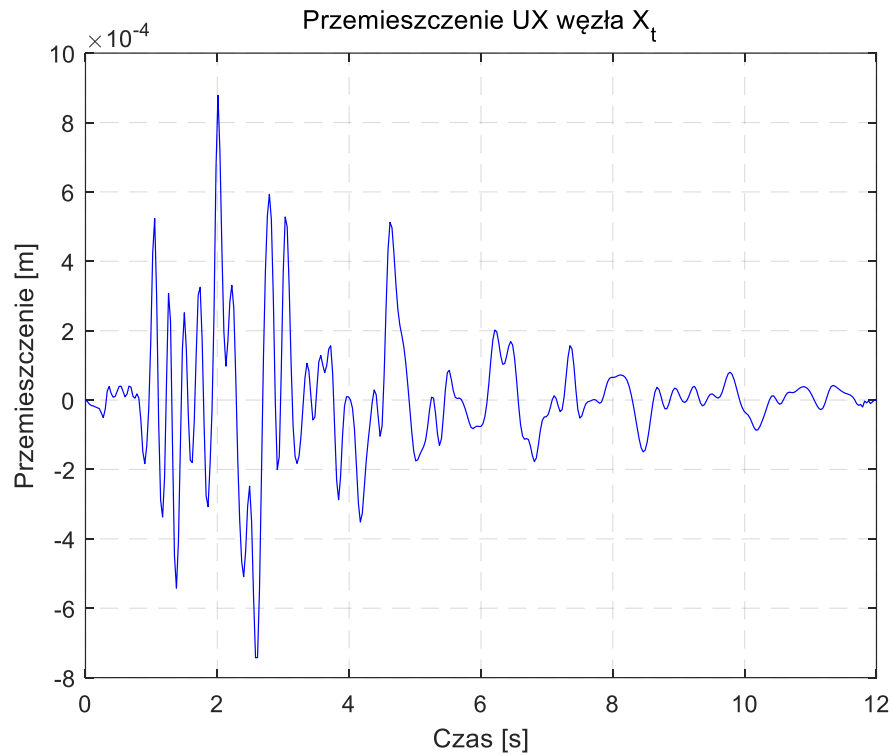
Rys. 4.76. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



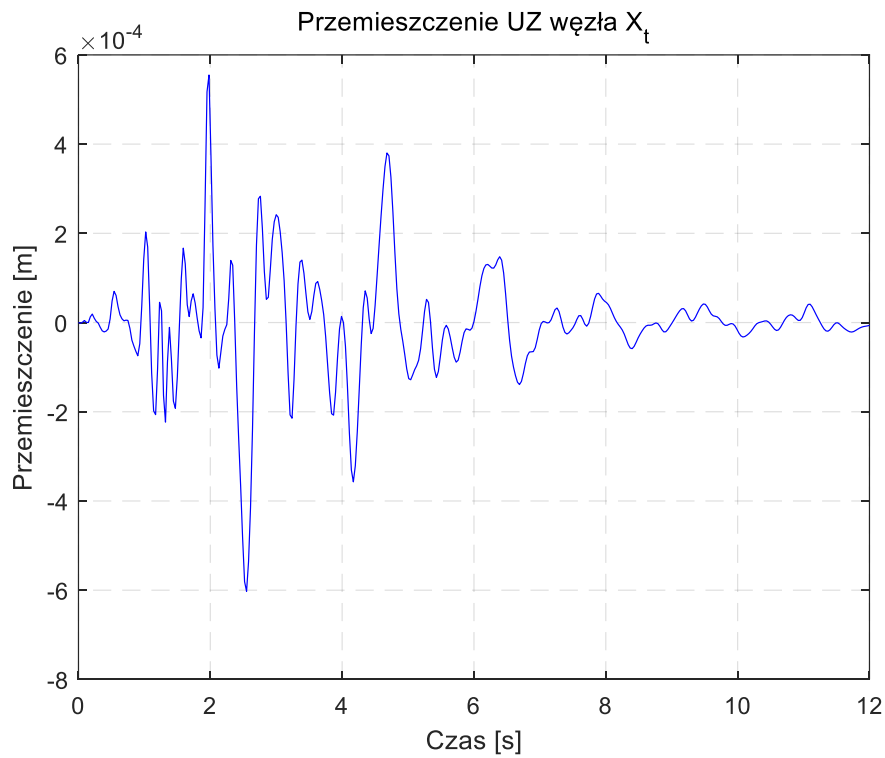
Rys. 4.77. Przemieszczenie poziome UX węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



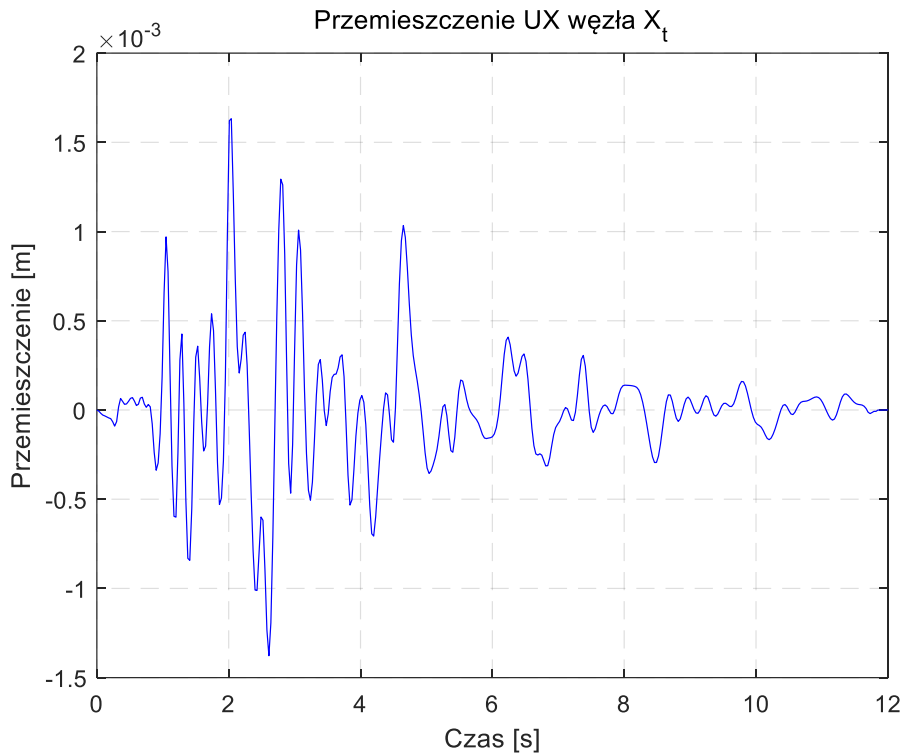
Rys. 4.78. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



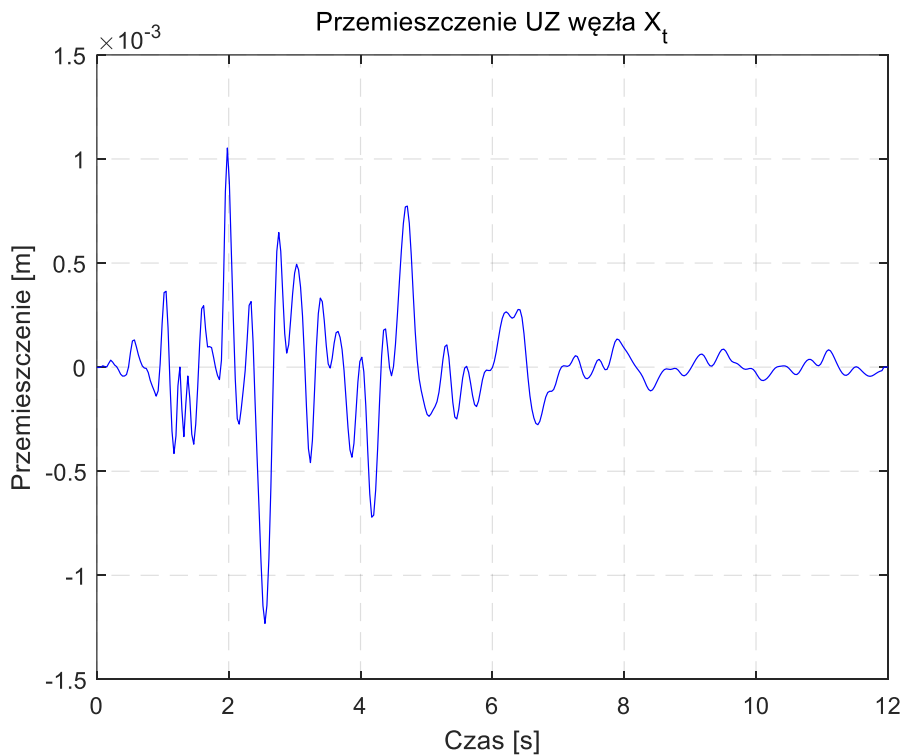
Rys. 4.79. Przemieszczenie poziome UX węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



Rys. 4.80. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_t zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



Rys. 4.81. Przeszyczenie poziome UX węzła X_t zbiornika $V=10.000\text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002



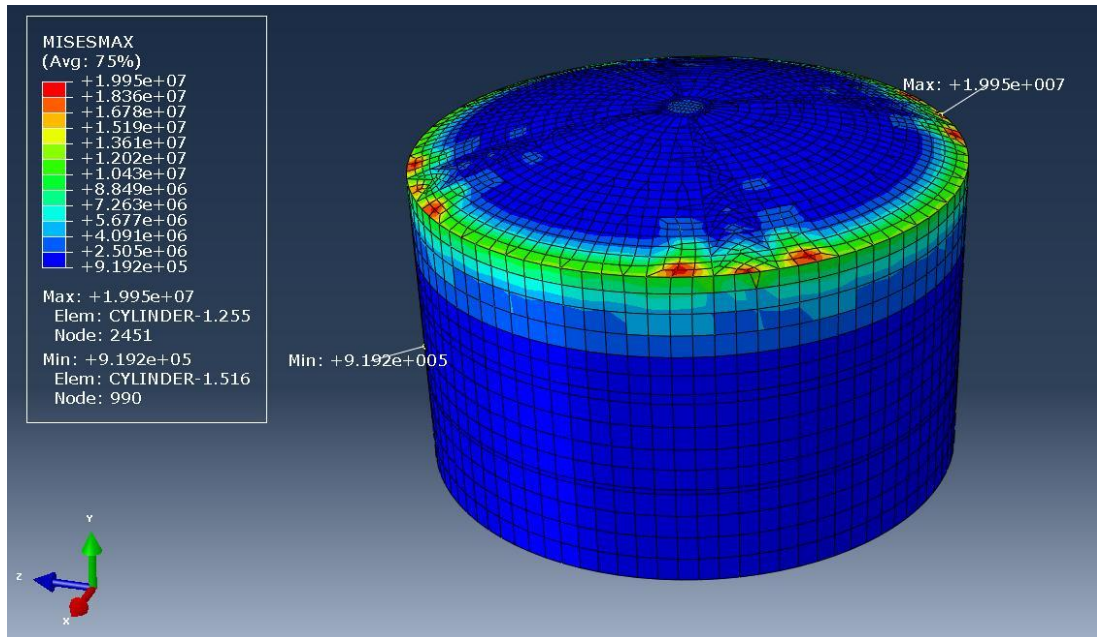
Rys. 4.82. Przeszyczenie pionowe UZ węzła X_t zbiornika $V=10.000\text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002

Tabela 4.1. Zestawienie wartości ekstremalnych przemieszczeń dla zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$

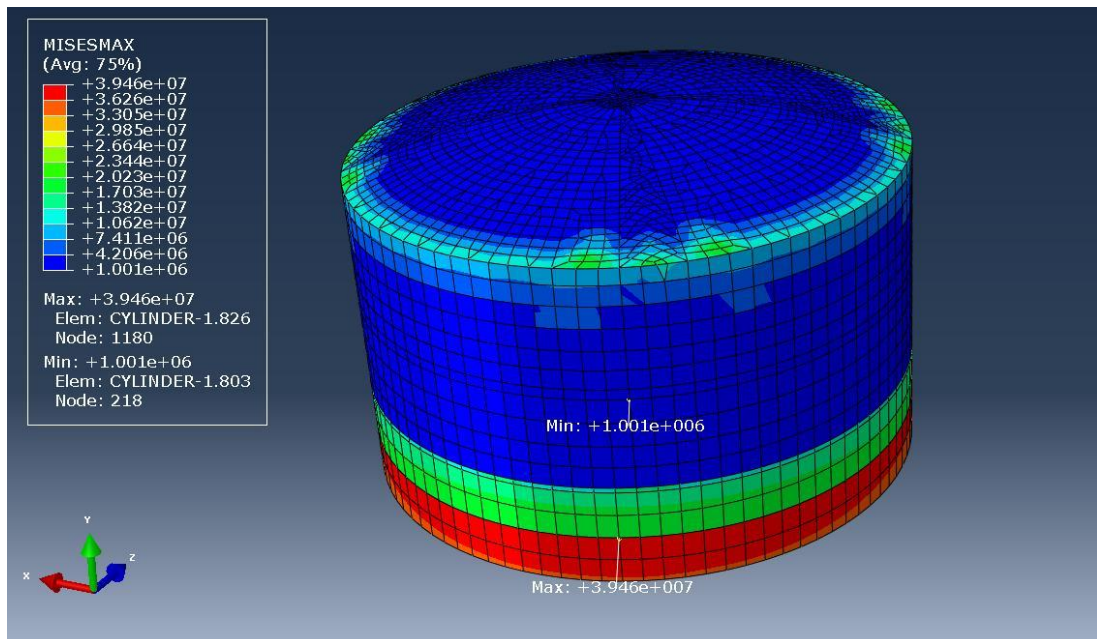
Punkt pomiarowy	Polkowice (2001)		Polkowice (2002)		Suwałki		EI Centro									
	Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny		Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny		Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny		Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny									
	5,4 m	10,8 m	16,2 m	16,2 m	5,4 m	10,8 m	16,2 m	16,2 m								
	Pusty	5,4 m	10,8 m	16,2 m	Pusty	5,4 m	10,8 m	16,2 m								
	Przemieszczenie poziome UX															
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]								
X_d	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-5}$	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$4,1 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$4,0 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$8,3 \cdot 10^{-3}$	$7,2 \cdot 10^{-3}$
X_s	$1,9 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$5,9 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$8,2 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$5,8 \cdot 10^{-3}$	$7,6 \cdot 10^{-3}$
X_g	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$5,8 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$2,1 \cdot 10^{-4}$	$7,0 \cdot 10^{-5}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$6,3 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$9,3 \cdot 10^{-5}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$
X_t	$4,7 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-5}$	$6,4 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$3,5 \cdot 10^{-5}$	$5,3 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$4,5 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-3}$
	Przemieszczenie poziome UZ															
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
X_d	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-5}$	$6,8 \cdot 10^{-5}$	$9,6 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$2,8 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-4}$	$7,8 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$9,2 \cdot 10^{-4}$	$8,1 \cdot 10^{-4}$
X_s	$2,2 \cdot 10^{-5}$	$6,8 \cdot 10^{-6}$	$6,9 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$	$9,8 \cdot 10^{-6}$	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$	$4,6 \cdot 10^{-5}$	$4,3 \cdot 10^{-4}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$
X_g	$2,8 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$8,1 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$9,8 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$4,1 \cdot 10^{-6}$	$3,2 \cdot 10^{-5}$	$5,9 \cdot 10^{-5}$	$5,1 \cdot 10^{-4}$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$
X_t	$4,1 \cdot 10^{-5}$	$2,8 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$8,3 \cdot 10^{-5}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$1,9 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$6,3 \cdot 10^{-3}$
	Przemieszczenie pionowe UY															
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
X_d	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$2,2 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$6,0 \cdot 10^{-6}$	$3,1 \cdot 10^{-7}$	$7,3 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	$6,2 \cdot 10^{-4}$
X_s	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-6}$	$2,8 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$6,4 \cdot 10^{-6}$	$5,9 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-5}$	$9,0 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$
X_g	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$	$2,9 \cdot 10^{-5}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$6,4 \cdot 10^{-6}$	$7,8 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$4,1 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-5}$	$9,3 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$
X_t	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$9,8 \cdot 10^{-4}$	$9,3 \cdot 10^{-4}$	-	-	-	-	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$4,0 \cdot 10^{-4}$	$9,0 \cdot 10^{-4}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$2,4 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$

Tabela 4.2. Zestawienie wartości ekstremalnych przemieszczeń dla zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$

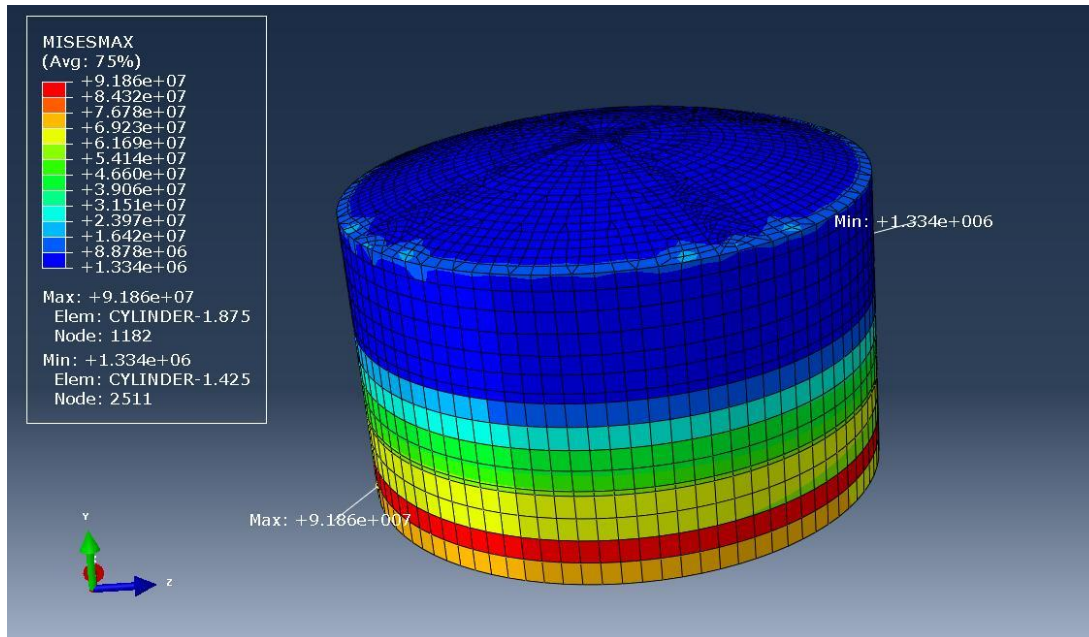
Punkt pomiarowy	Polkowice (2001)				Polkowice (2002)				Suwałki				El Centro			
	Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny				Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny				Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny				Poziom wypełnienia zbiornika słupem benzyny			
	Pusty	5,24m	10,48m	15,72m	Pusty	5,24m	10,48m	15,72m	Pusty	5,24m	10,48m	15,72m	Pusty	5,24m	10,48m	15,72m
Przemieszczenie poziome UX																
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
X_d	$6,0 \cdot 10^{-5}$	$8,5 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$8,8 \cdot 10^{-4}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$3,8 \cdot 10^{-5}$	$2,9 \cdot 10^{-6}$	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$8,3 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$
X_s	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$6,5 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$4,4 \cdot 10^{-6}$	$8,1 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-3}$	$7,1 \cdot 10^{-3}$
X_g	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$8,8 \cdot 10^{-5}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$8,6 \cdot 10^{-4}$	$1,9 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$5,8 \cdot 10^{-6}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$8,2 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$5,3 \cdot 10^{-3}$
X_t	$3,8 \cdot 10^{-5}$	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$8,8 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$7,2 \cdot 10^{-6}$	$4,9 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$5,7 \cdot 10^{-3}$	$9,3 \cdot 10^{-3}$
Przemieszczenie poziome UZ																
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
X_d	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-5}$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$5,1 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-6}$	$2,9 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$9,0 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$
X_s	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$	$8,6 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-4}$	$8,8 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$3,8 \cdot 10^{-6}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$4,6 \cdot 10^{-4}$	$5,9 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$
X_g	$3,2 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-5}$	$5,2 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$5,7 \cdot 10^{-6}$	$5,2 \cdot 10^{-5}$	$7,9 \cdot 10^{-5}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$	$8,2 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$3,2 \cdot 10^{-3}$
X_t	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$7,1 \cdot 10^{-5}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$9,3 \cdot 10^{-6}$	$5,8 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$6,2 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$
Przemieszczenie pionowe UY																
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
X_d	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$2,3 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$5,3 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$8,6 \cdot 10^{-6}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$3,9 \cdot 10^{-4}$	$5,3 \cdot 10^{-4}$
X_s	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$2,8 \cdot 10^{-5}$	$3,5 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$5,8 \cdot 10^{-6}$	$7,9 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-5}$	$7,9 \cdot 10^{-7}$	$4,1 \cdot 10^{-4}$	$8,0 \cdot 10^{-4}$
X_g	$2,9 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$3,5 \cdot 10^{-5}$	$4,2 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-	$5,9 \cdot 10^{-6}$	$9,9 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$9,9 \cdot 10^{-7}$	$4,0 \cdot 10^{-4}$	$9,0 \cdot 10^{-4}$
X_t	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$3,8 \cdot 10^{-4}$	-	-	-	-	$5,4 \cdot 10^{-5}$	$4,6 \cdot 10^{-5}$	$5,5 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$5,5 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$



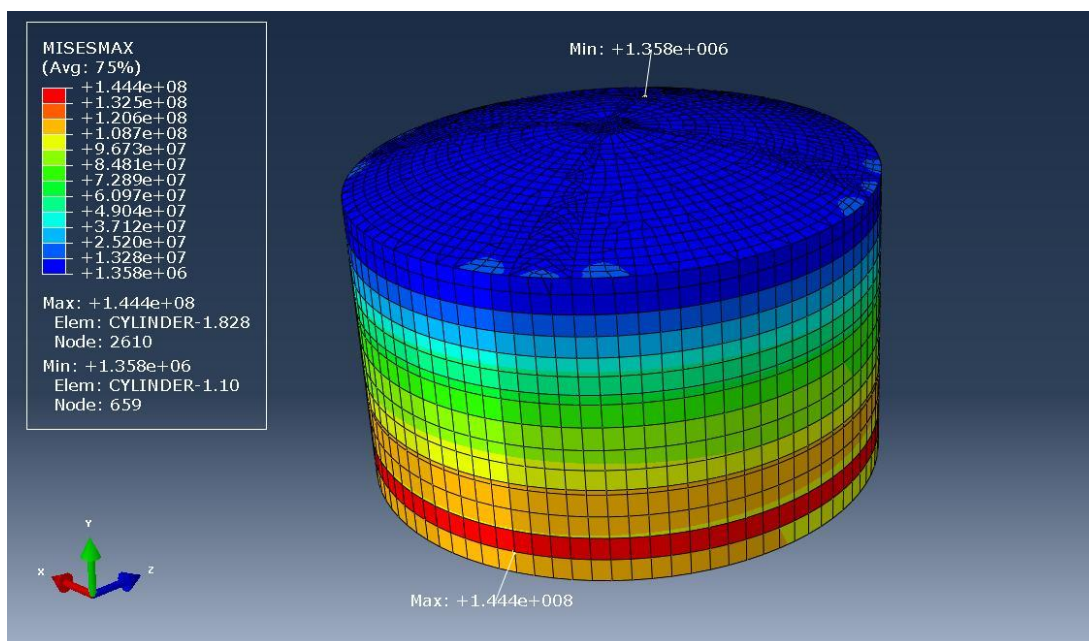
Rys. 4.83. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 ($t=0,51 \text{ s}$)



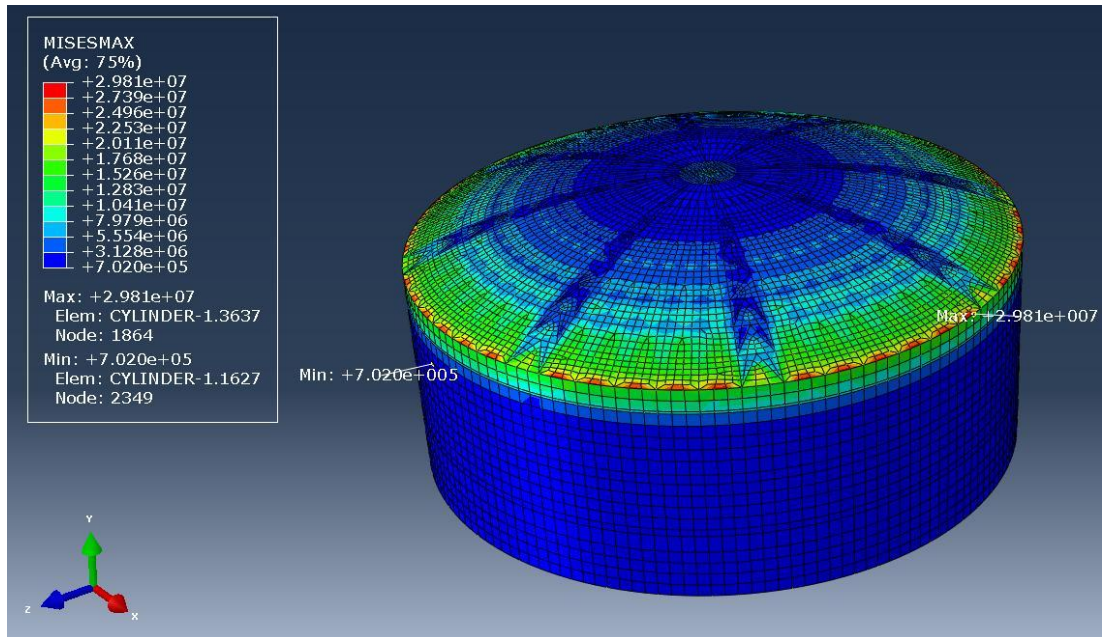
Rys. 4.84. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 ($t=0,18 \text{ s}$)



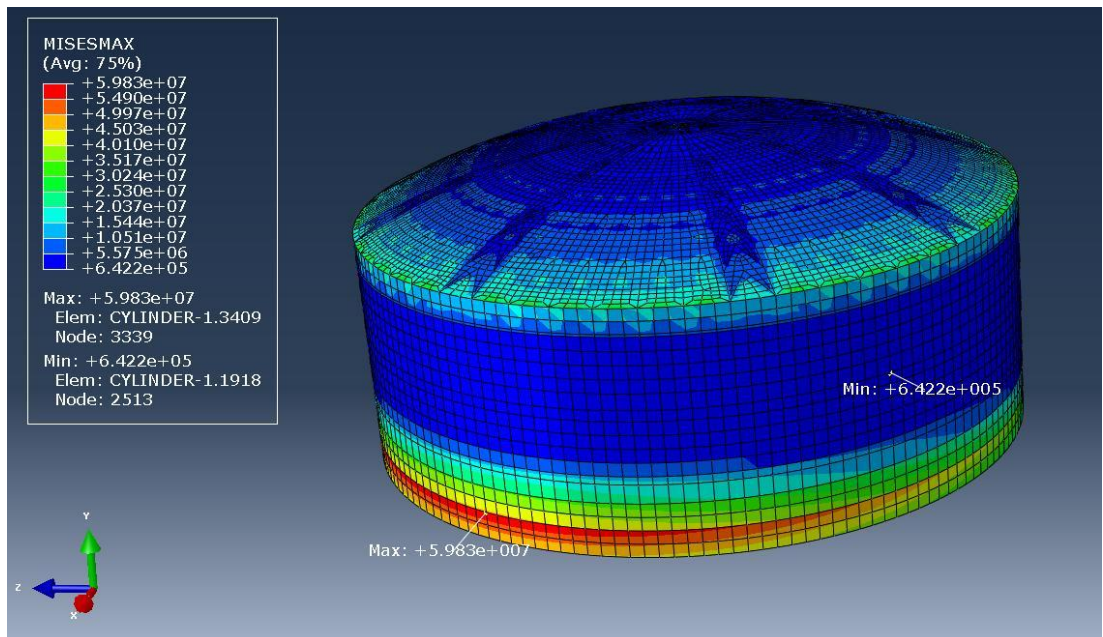
Rys. 4.85. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 ($t=0,21 \text{ s}$)



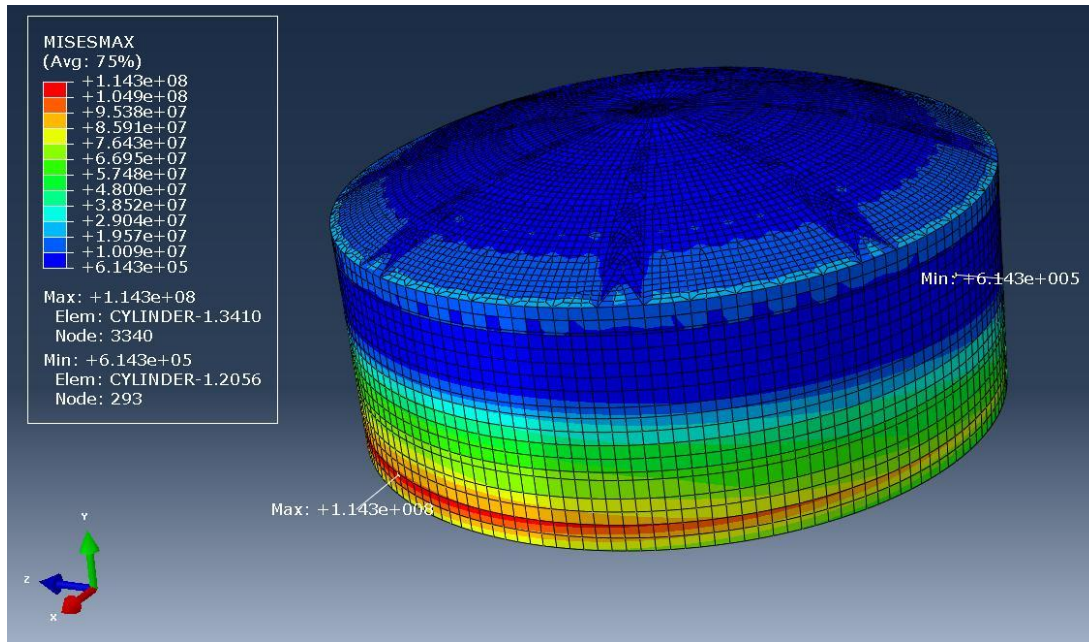
Rys. 4.86. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2001 ($t=0,21 \text{ s}$)



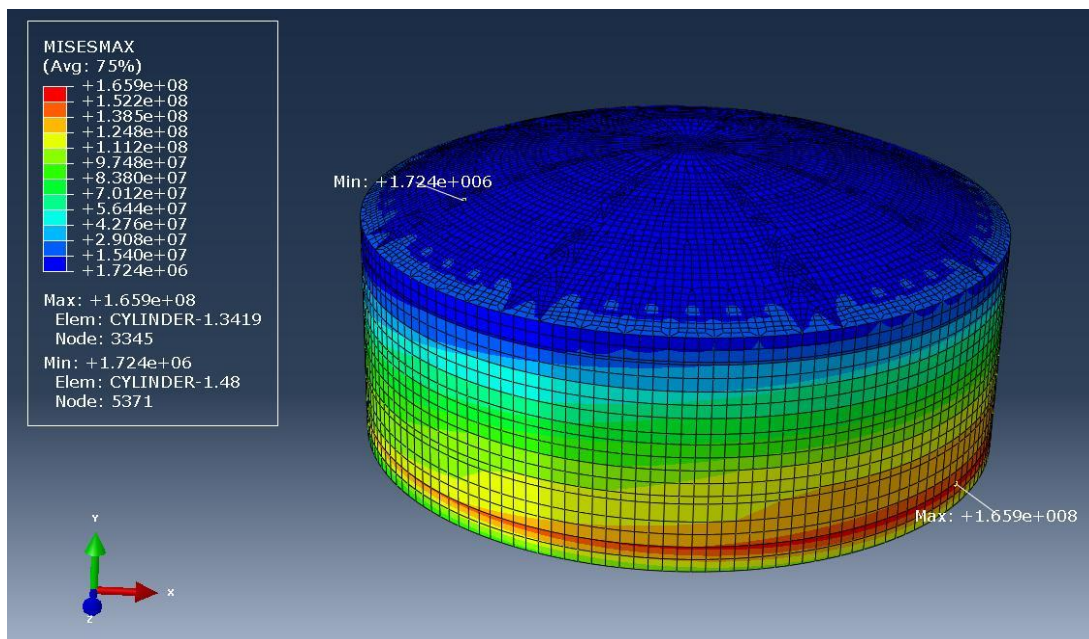
Rys. 4.87. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000\text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 ($t=1,45\text{ s}$)



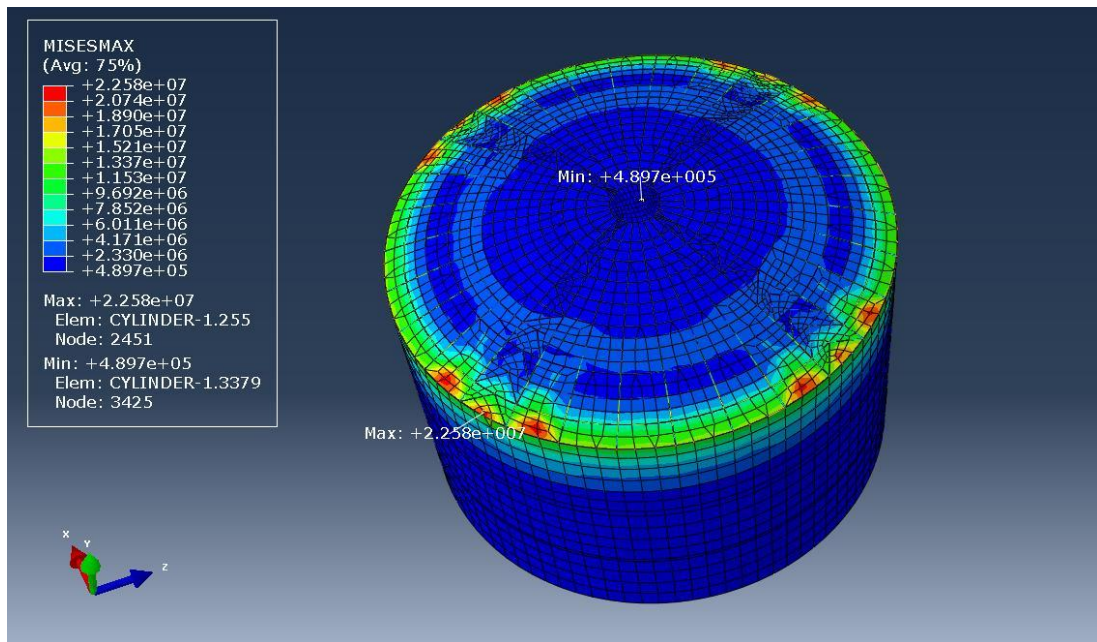
Rys. 4.88. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000\text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 ($t=2,04\text{ s}$)



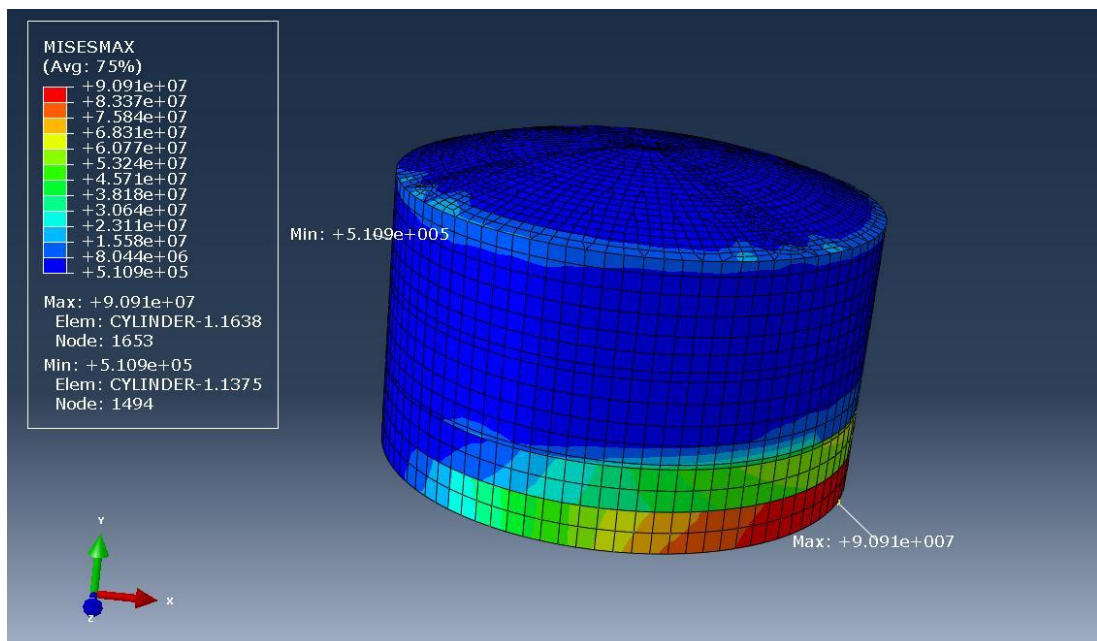
Rys. 4.89. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 ($t=2,04 \text{ s}$)



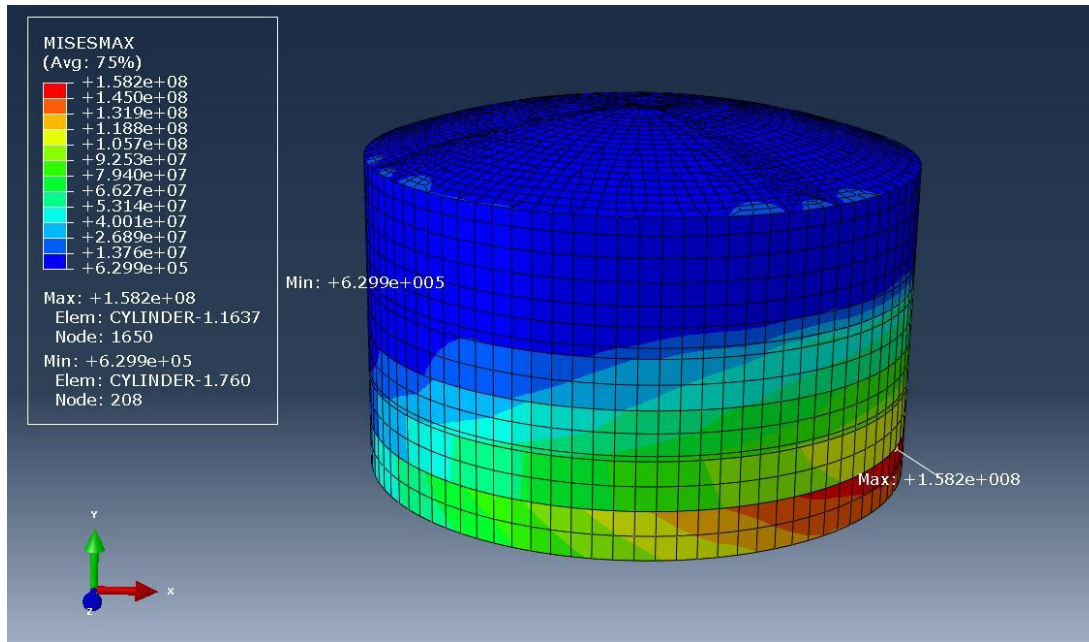
Rys. 4.90. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla wstrząsu górniczego Polkowice 2002 ($t=2,04 \text{ s}$)



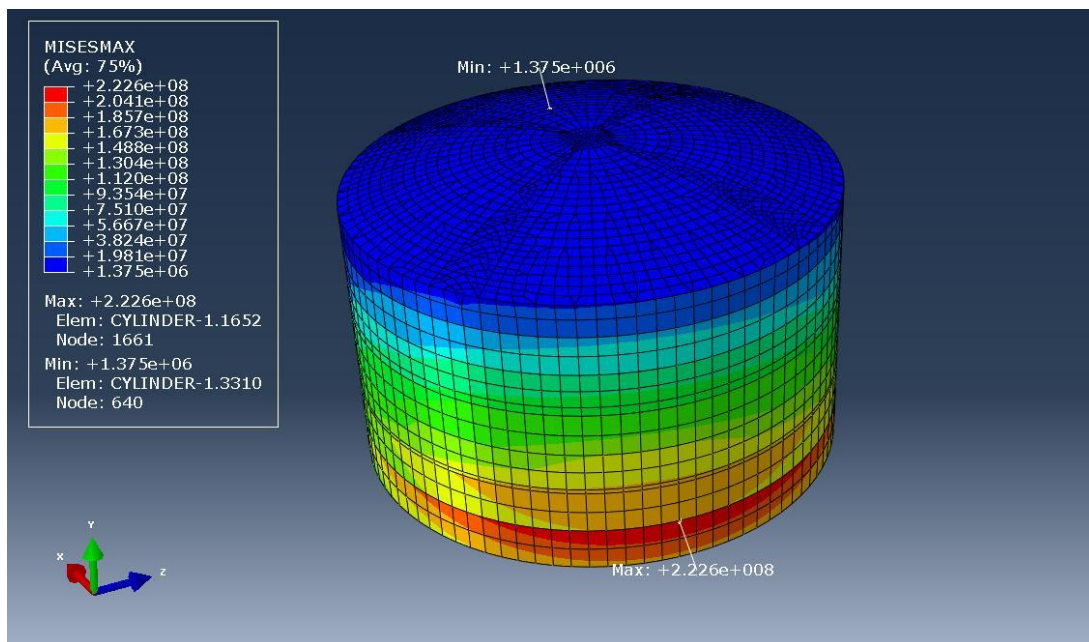
Rys. 4.91. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=11,70 \text{ s}$)



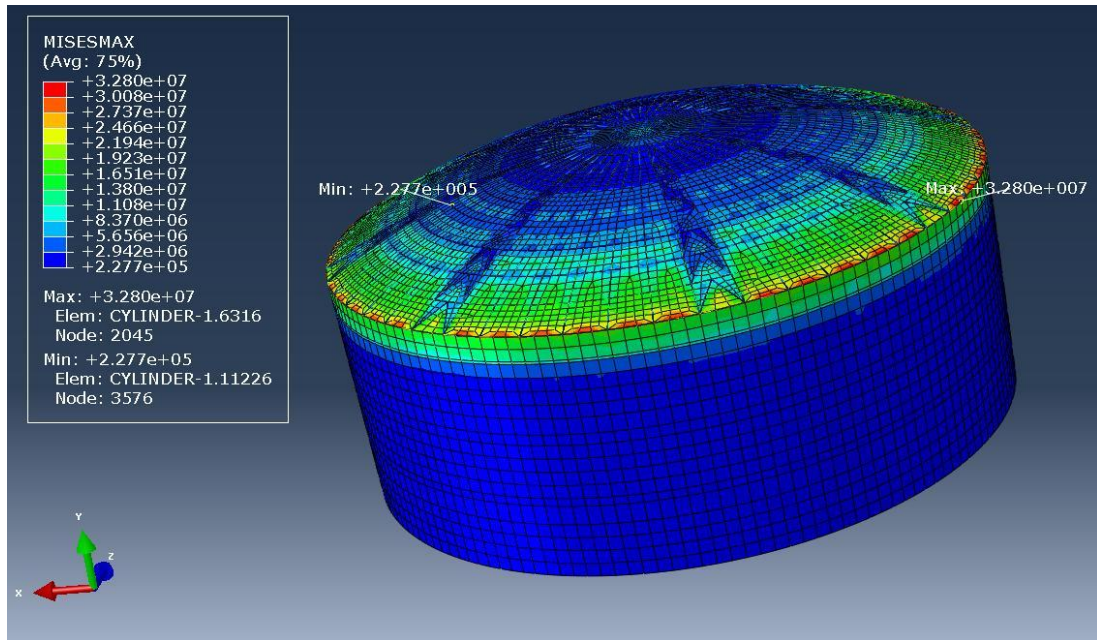
Rys. 4.92. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,24 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=2,28 \text{ s}$)



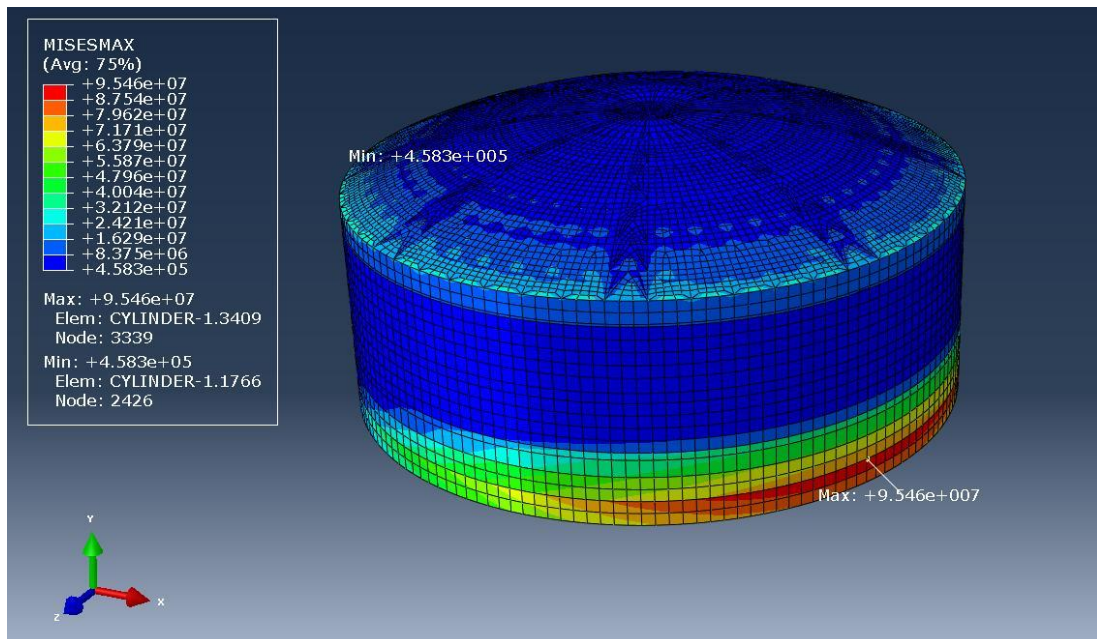
Rys. 4.93. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,48 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=2,28 \text{ s}$)



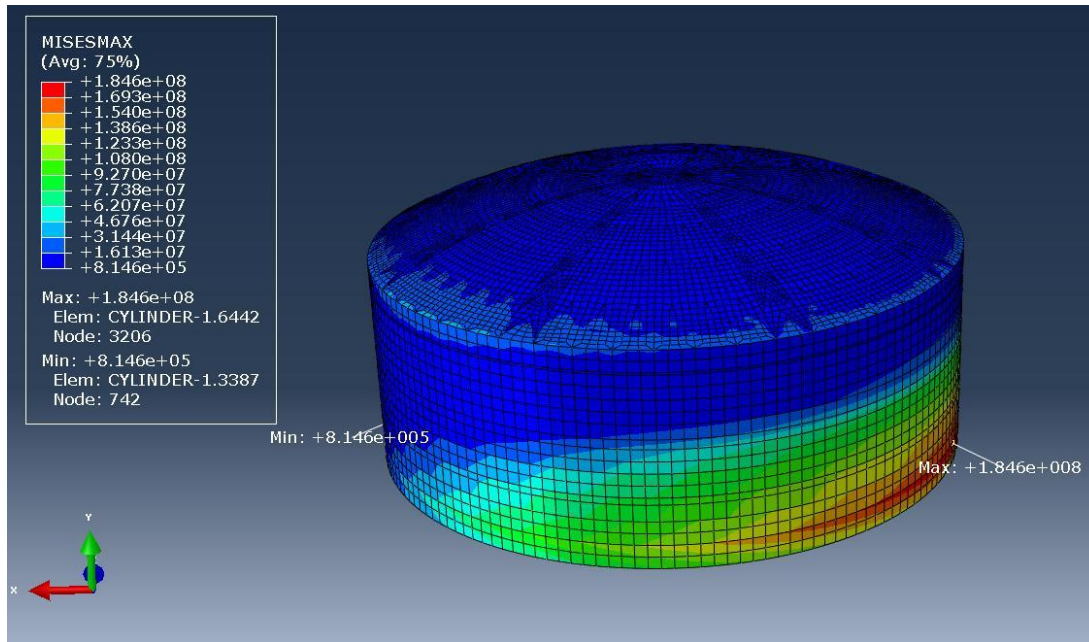
Rys. 4.94. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=10.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 15,72 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=2,16 \text{ s}$)



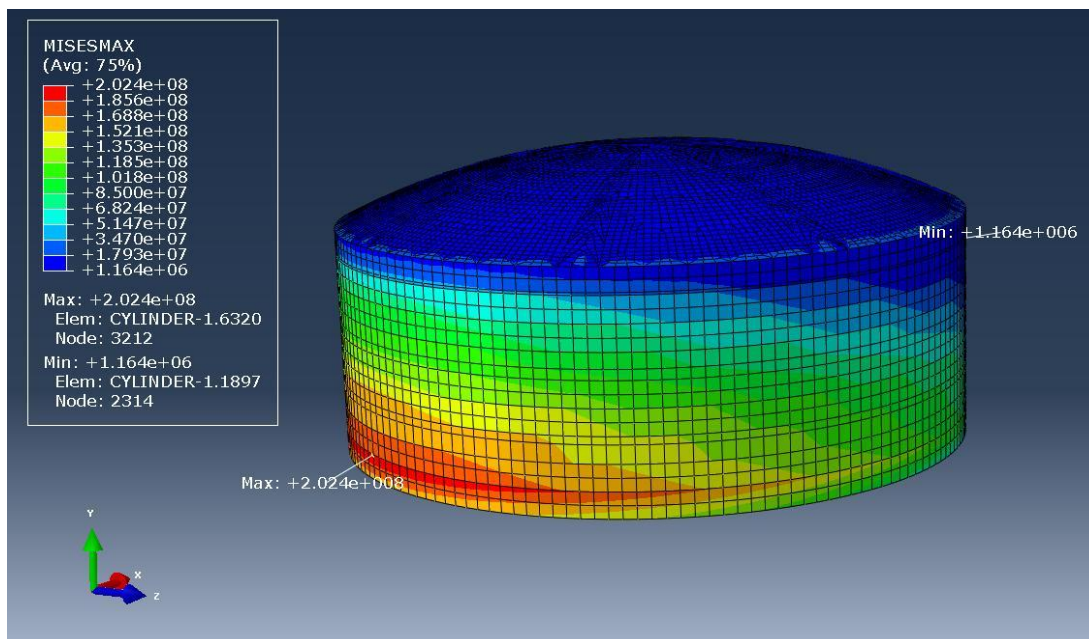
Rys. 4.95. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik pusty) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=3,21 \text{ s}$)



Rys. 4.96. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 5,4 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=1,80 \text{ s}$)



Rys. 4.97. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 10,8 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=2,16 \text{ s}$)



Rys. 4.98. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla trzęsienia ziemi El Centro ($t=2,16 \text{ s}$)

Wyniki przedstawione na Rys. 4.39 ÷ 4.98 oraz zestawione w Tabelach 4.1 oraz 4.2 potwierdzają tendencję uzyskaną w trakcie badań eksperymentalnych zbiorników (patrz rozdział 3.5), iż poziom wypełnienia cieczą ma istotny wpływ na dynamiczne zachowanie się zbiorników poddanych wstrząsom sejsmicznym i górniczym. Wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia benzyną następuje początkowo redukcja wartości przemieszczeń konstrukcji (tłumiące działanie benzyny), jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia benzyną prawidłowość ta ulega odwróceniu i wartości przemieszczeń rosną (efekt zwiększania masy). Przykładowo, porównując rezultaty z Rys. 4.63, 4.66, 4.72, w przypadku zbiornika o pojemności $V=10.000\text{ m}^3$ poddanego wstrząsowi górniczemu Polkowice 2001, wzrost wypełnienia do poziomu 5,24 m oraz 15,72 m spowodował początkowo spadek przemieszczenia UX dla punktu pomiarowego X_d o 85,8%, a następnie wzrost o 150%. Ponadto, wraz ze wzrostem wypełnienia następuje wzrost wartości naprężeń w analizowanych konstrukcjach. Przykładowo, porównując rezultaty z Rys. 4.95 ÷ 4.98, w przypadku zbiornika o pojemności $V=32.000\text{ m}^3$ poddanego trzęsieniu ziemi El Centro, wzrost wypełnienia do poziomu 5,4 m, 10,8 m oraz 16,2 m spowodował wzrost ekstremalnej wartości zredukowanego naprężenia Hubera-Misesa odpowiednio o 91,2%, 462,8% oraz 517,1%. Otrzymane rezultaty wskazują jednocześnie, że analizowane wymuszenia dynamiczne spowodowały pojawienie się naprężeń o relatywnie dużych wartościach, które jednak nie zagrażają bezpieczeństwu konstrukcji. Ekstremalna pomierzona wartość naprężenia wyniosła 222,6 MPa dla zbiornika o pojemności $V=10.000\text{ m}^3$ wypełnionego 15,72 m słupem benzyny i poddanego działaniu trzęsienia ziemi El Centro, a zatem poziom dopuszczalnych naprężeń nie został przekroczony.

4.5.3 Wstęp do badań dla wymuszenia nierównomiernego

Wcześniejsze badania wykazały, iż dynamiczna odpowiedź dużych obiektów budowlanych (takich jak np. mosty, tamy czy chłodnie kominowe) może zależeć w znacznym stopniu od zmian drgań gruntu w przestrzeni i czasie (Harichandran i inni 1996, Dulińska 2006, Dulińska 2011, Dulińska 2013). Z drugiej strony, brakuje badań które potwierdzałyby, że również w przypadku dużych zbiorników poddanych wstrząsom sejsmicznym i górniczym wpływ nierównomiernego wymuszenia na dynamiczne zachowanie się konstrukcji może być istotny.

Nierównomierne wymuszenie w różnych punktach podporowych konstrukcji związane jest z tzw. efektami przestrzennymi powstającymi na skutek propagacji fali sejsmicznej (zob. Der Kiureghian 1996). W inżynierii sejsmicznej modelowanie czasoprzestrzennych zmian wymuszenia dynamicznego wykonuje się najczęściej metodą opartą na podejściu stochastycznym (zob. np. Harichandran i Vanmarcke 1986, Jankowski i Wilde 2000, Jankowski 2012, Dulińska 2009, Zhang i inni 2013). W analizie dynamicznej, wykonanej w ramach niniejszej pracy doktorskiej, wykorzystano czasoprzestrzenną funkcję korelacji zdefiniowaną za pomocą wzoru (por. Jankowski 2006, 2012):

$$K(\mathbf{r}_{ij}, \Delta t_{ij}) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{\omega_d |\mathbf{r}_{ij}|}{2\pi v d}\right) \exp(-\beta(\Delta t_{ij})), \quad (4.12)$$

gdzie: σ – odchylenie standardowe zapisu przebiegu wymuszenia sejsmicznego lub parasejsmicznego, ω_d – dominująca częstość wymuszenia, $|\mathbf{r}_{ij}|$ – odległość pomiędzy punktami pola i, j (podpory konstrukcyjne), v – średnia prędkość propagacji fali sejsmicznej w polu, d – parametr korelacji przestrzennej, Δt_{ij} – opóźnienie pomiędzy wartościami zapisów wymuszenia dynamicznego dla punktów pola i, j , β – parametr korelacji czasowej. Parametry korelacji d oraz β powinny być wyznaczone doświadczalnie, bazując na danych dotyczących sposobu rozchodzenia się fali sejsmicznej w danym podłożu gruntowym (zob. Jankowski 2006).

W teorii pól losowych, zapisy przyspieszeń wstrząsów sejsmicznych i górniczych mogą być traktowane jako zbiór pomierzonych wielkości spełniających kryterium rozkładu Gaussa. Wzór na gęstość prawdopodobieństwa warunkowego dla rozkładu Gaussa podany jest w postaci (por. Jankowski i Walukiewicz 1997):

$$f(\mathbf{x}|\mathbf{y}) = (\det \mathbf{K}_c)^{-\frac{1}{2}} \cdot (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}(\mathbf{x} - \mathbf{m}_c)^T \mathbf{K}_c^{-1}(\mathbf{x} - \mathbf{m}_c)\right), \quad (4.13)$$

gdzie: \mathbf{x} – n -wymiarowy wektor niewiadomych, \mathbf{y} – n' -wymiarowy wektor danych, \mathbf{K}_c – warunkowa macierz kowariancji wyznaczona ze wzoru:

$$\mathbf{K}_c = \mathbf{K}_{11} - \mathbf{K}_{12} \mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21}, \quad (4.14)$$

oraz \mathbf{m}_c – wektor warunkowych wartości średnich wyznaczony ze wzoru:

$$\mathbf{m}_c = \mathbf{K}_{12} \mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{y}, \quad (4.15)$$

gdzie: $\mathbf{K}_{11}, \mathbf{K}_{12}, \mathbf{K}_{22}, \mathbf{K}_{21}$ – elementy macierzy kowariancji określone dla wszystkich wartości (danych i niewiadomych):

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix}. \quad (4.16)$$

W celu generacji zapisów wstrząsów sejsmicznych i parasejsmicznych można zastosować następujący schemat działania (zob. Jankowski 2006, 2012):

1. Wyznaczenie czasoprzestrzennej funkcji korelacji według wzoru (4.12).
2. Wyznaczenie macierzy kowariancji \mathbf{K} zgodnie ze wzorem (4.16).
3. Wyznaczenie warunkowej macierzy kowariancji \mathbf{K}_c zgodnie ze wzorem (4.14).

Punkty 4-7 powtarzane są dla każdego kroku czasowego z zapisu wymuszenia:

4. Generacja wektora niewiadomych \mathbf{x} , $x_k = -a_{max} + 2a_{max} \cdot r_d$,
gdzie: a_{max} – ekstremalna wartość przyspieszenia podłoża, r_d – zmienna losowa z przedziału $\langle 0, 1 \rangle$.
5. Obliczanie wektora warunkowych wartości średnich, \mathbf{m}_c (wzór (4.15)) i wartości warunkowej funkcji gęstości prawdopodobieństwa $f(\mathbf{x}|\mathbf{y})$ (wzór (4.13)).
6. Generacja losowej wartości, R :

$$R = (\det \mathbf{K}_c)^{\frac{1}{2}} \cdot (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \cdot r_d, \quad (4.17)$$

7. Weryfikacja warunku (metoda eliminacji von Neumann'a – zob. von Neumann i Goldstine 1947):

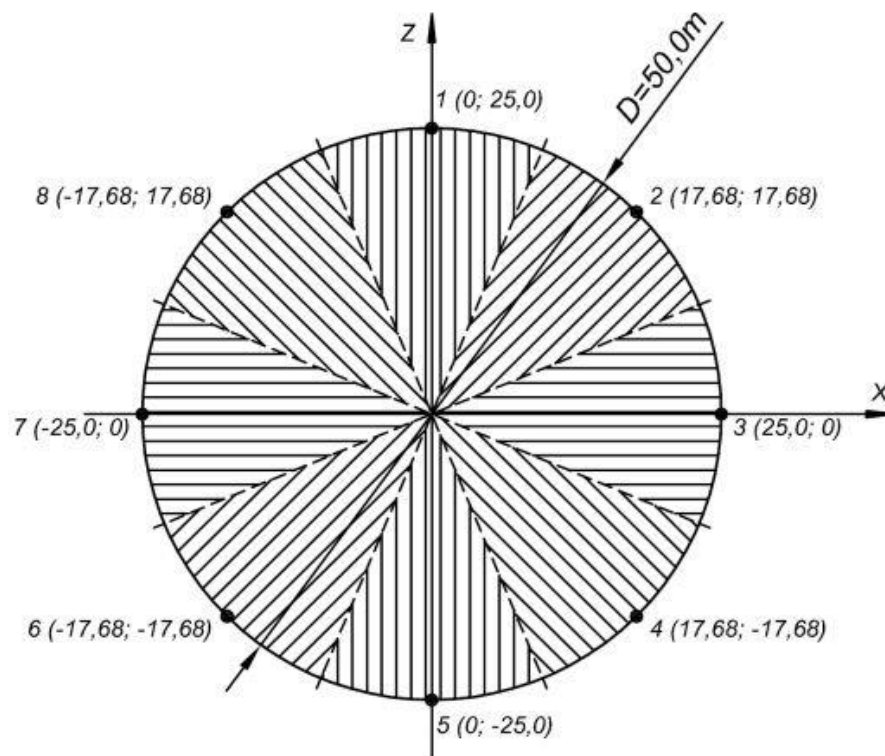
$$R \leq f(\mathbf{x}|\mathbf{y}), \quad (4.18)$$

Jeżeli warunek z pkt. 7 jest spełniony, wektor \mathbf{x} jest akceptowany i rozpoczyna się generacja dla kolejnego kroku czasowego. W przeciwnym wypadku następuje powrót do pkt. 4.

W celu weryfikacji wpływu wymuszenia nierównomiernego na zachowanie się zbiornika, przeanalizowano obiekt o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ wypełniony do maksymalnego dopuszczalnego poziomu, poddając go wymuszeniu w postaci trzęsienia ziemi El Centro. Analizę wykonano dla pięciu przykładowych wariantów wartości parametrów korelacji d oraz β (por. Jankowski 2006, 2012):

- a) $d = 1, \beta = 100$,
- b) $d = 0,5, \beta = 100$,
- c) $d = 2, \beta = 100$,
- d) $d = 1, \beta = 50$,
- e) $d = 1, \beta = 200$.

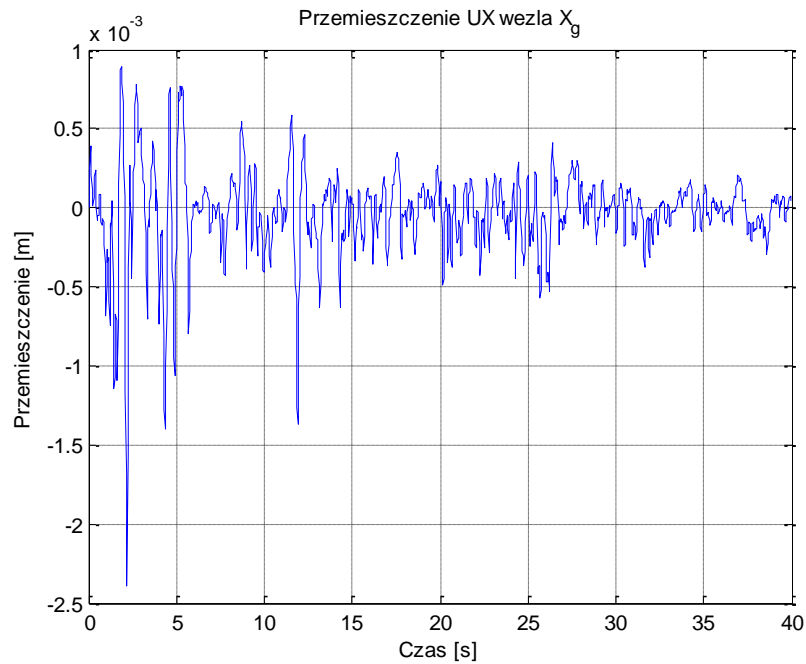
Podstawę badanego zbiornika podzielono na 8 części, co przedstawiono na Rys. 4.99. Dla pkt. 1 przyjęto znany przebieg czasowy trzęsienia ziemi El Centro (trzy składowe: NS, EW, UD), natomiast dla pozostałych punktów, wygenerowano przebiegi czasowe zależne od ich współrzędnych. Badania odpowiedzi zbiornika wykonano w programie ABAQUS.



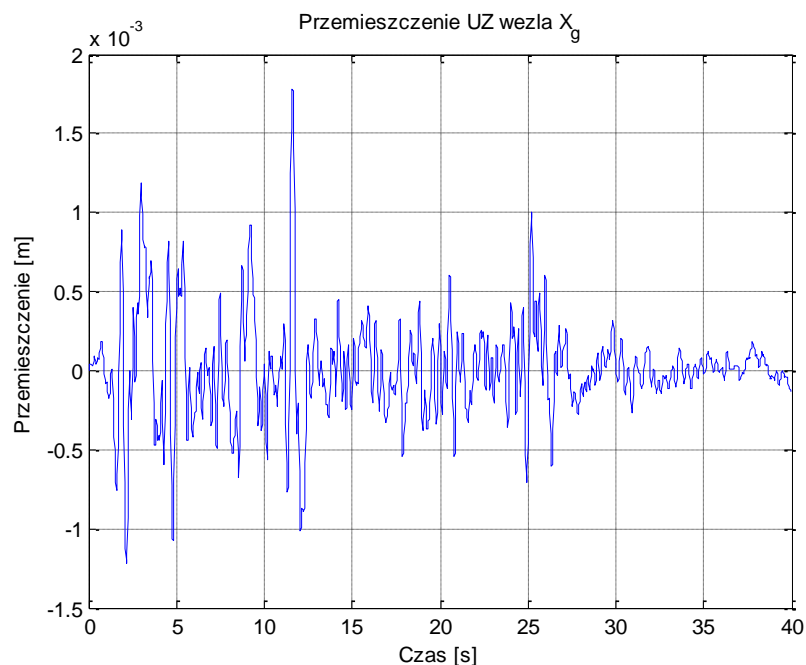
Rys. 4.99. Podział podstawy zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ na potrzeby analizy dla wymuszenia nierównomiernego

4.5.4 Wyniki analiz dla wymuszenia nierównomiernego

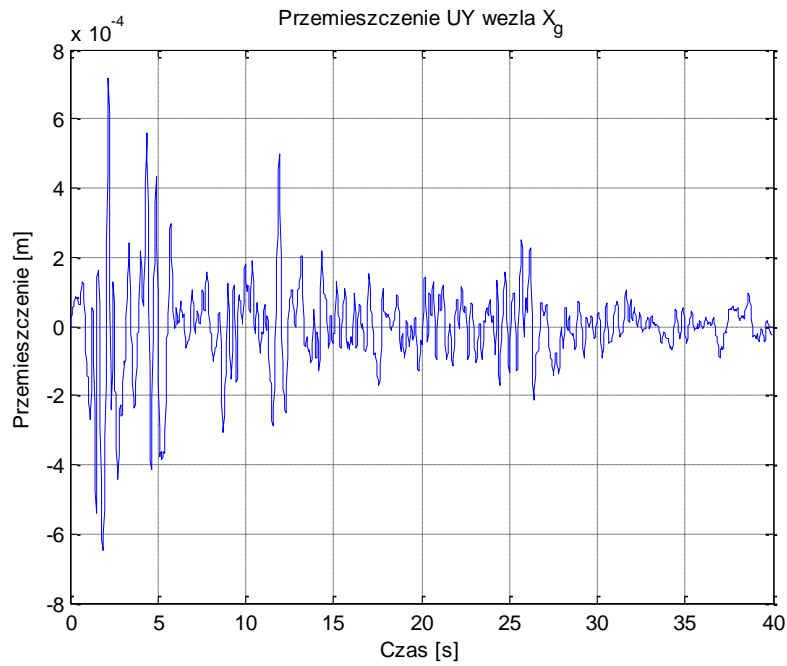
W wyniku przeprowadzonych analiz dla przypadku nierównomiernego wymuszenia wygenerowanego dla trzęsienia ziemi El Centro otrzymano odpowiedź dynamiczną konstrukcji dla każdego analizowanego przypadku. Przykładowe wyniki przebiegów czasowych przemieszczeń, w czterech punktach referencyjnych (zob. Rys. 4.1 oraz Rys. 4.2) dla średniej prędkości propagacji fali sejsmicznej $v=1000 \text{ m/s}$ (zob. Jankowski 2006, 2012) oraz pięciu wariantów wartości parametrów korelacji d oraz β , przedstawiono na Rys. 4.100 ÷ 4.114. Przykłady map zredukowanych naprężeń Hubera-Misesa (naprężenia ekstremalne dla wybranych kroków czasowych) dla analizowanego zbiornika przedstawiono na Rys. 4.115 ÷ 4.119 (por. Burkacki i inni 2020, Burkacki i Jankowski 2019).



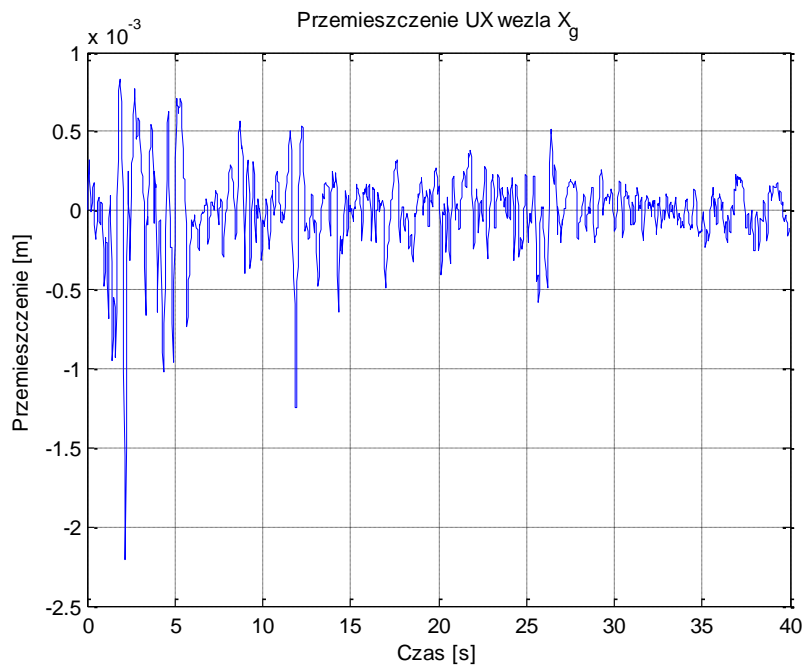
Rys. 4.100. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant a ($d = 1, \beta = 100$)



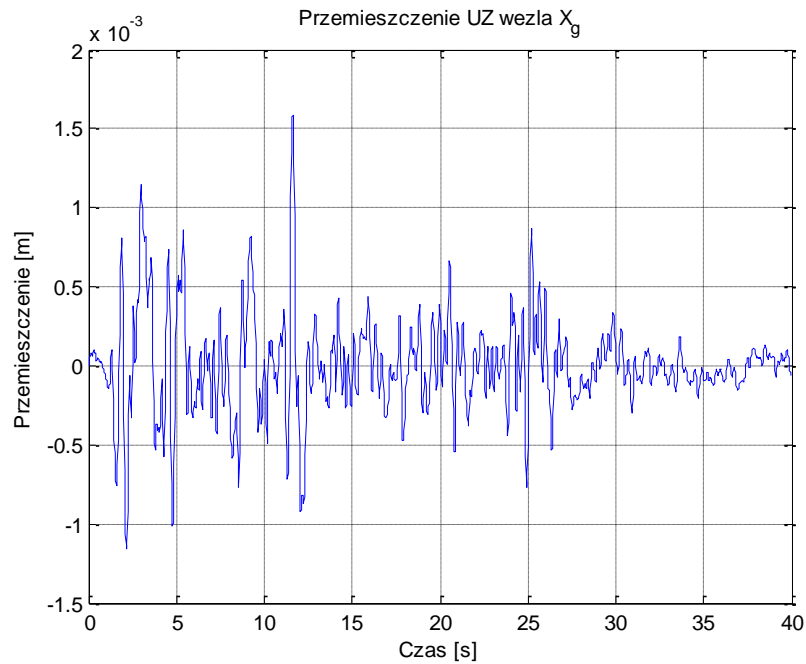
Rys. 4.101. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant a ($d = 1, \beta = 100$)



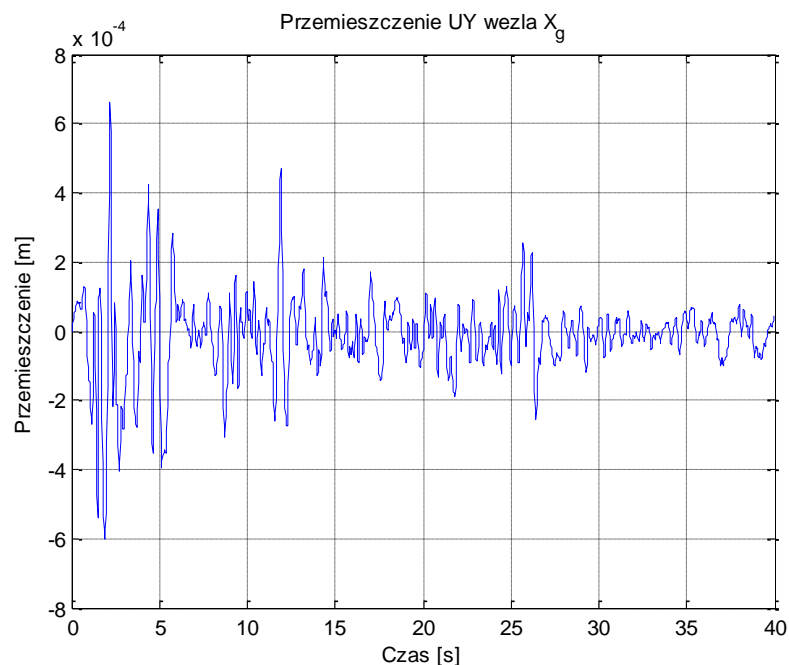
Rys. 4.102. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant a ($d = 1, \beta = 100$)



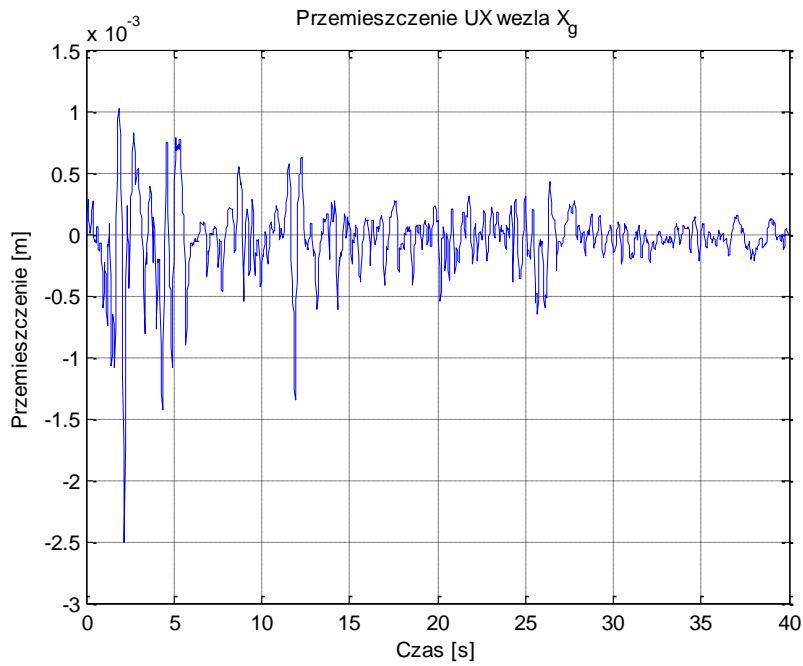
Rys. 4.103. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant b ($d = 0,5, \beta = 100$)



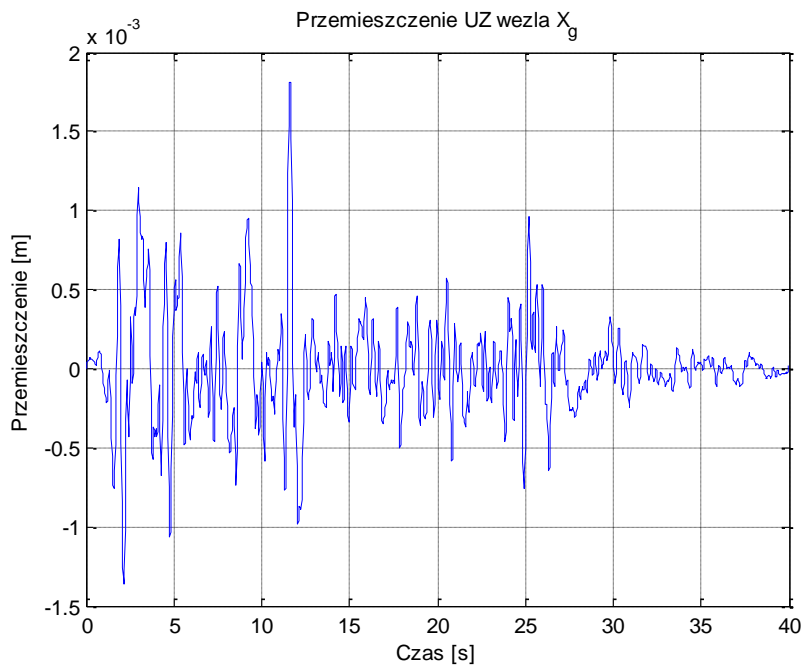
Rys. 4.104. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant b ($d = 0,5, \beta = 100$)



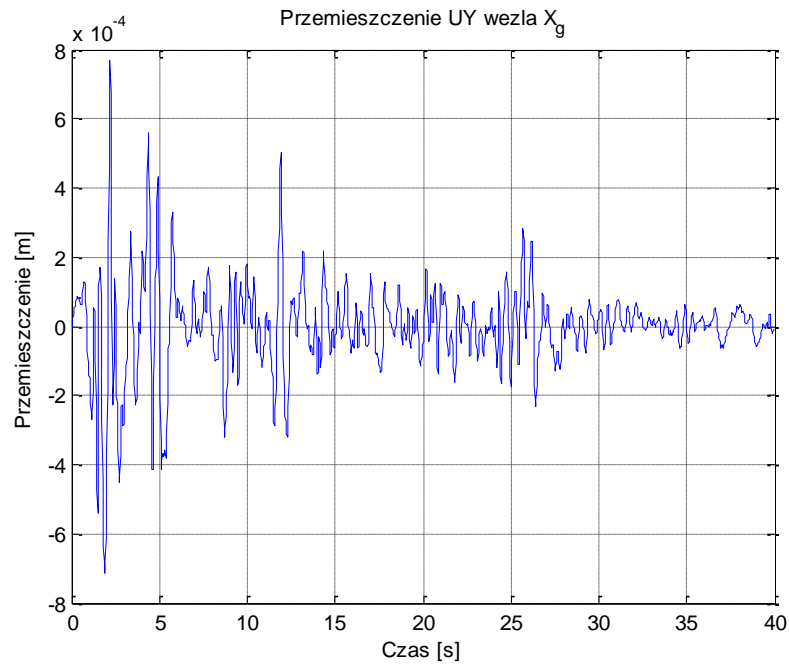
Rys. 4.105. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant b ($d = 0,5, \beta = 100$)



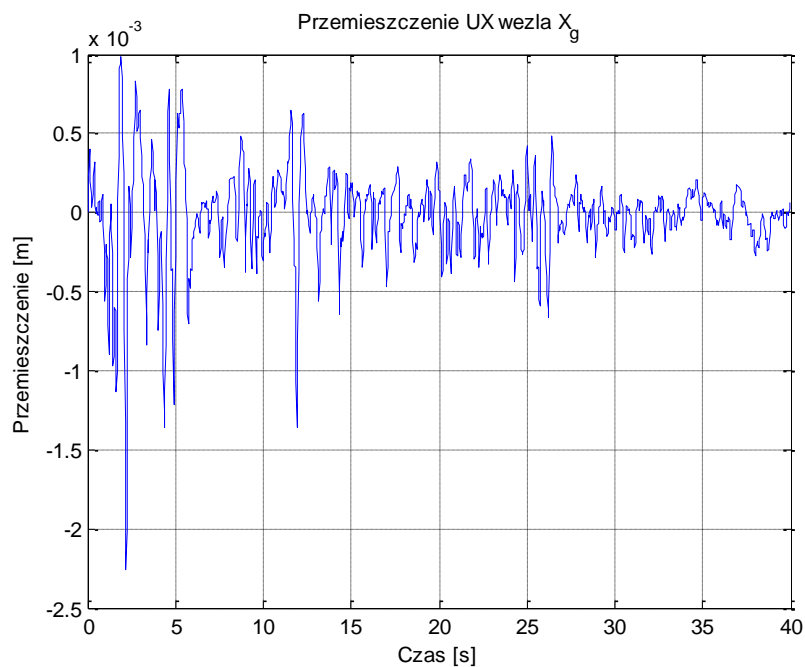
Rys. 4.106. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant c ($d = 2, \beta = 100$)



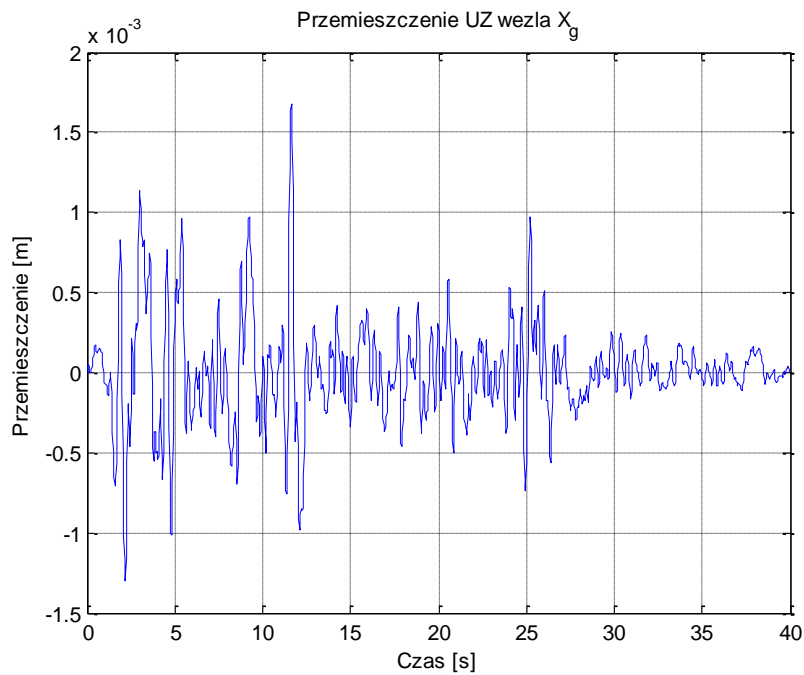
Rys. 4.107. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant c ($d = 2, \beta = 100$)



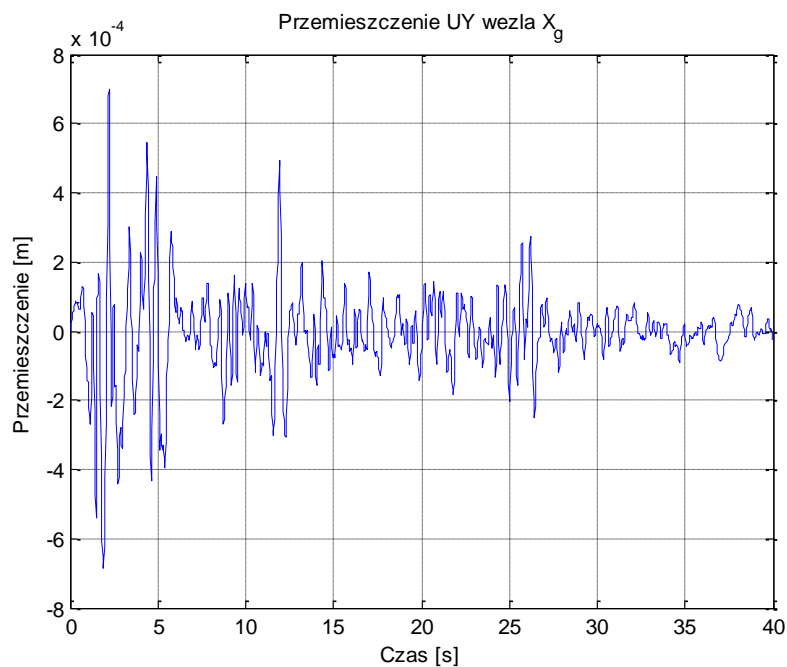
Rys. 4.108. Przemieszczenie pionowe U_Y węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant c ($d = 2, \beta = 100$)



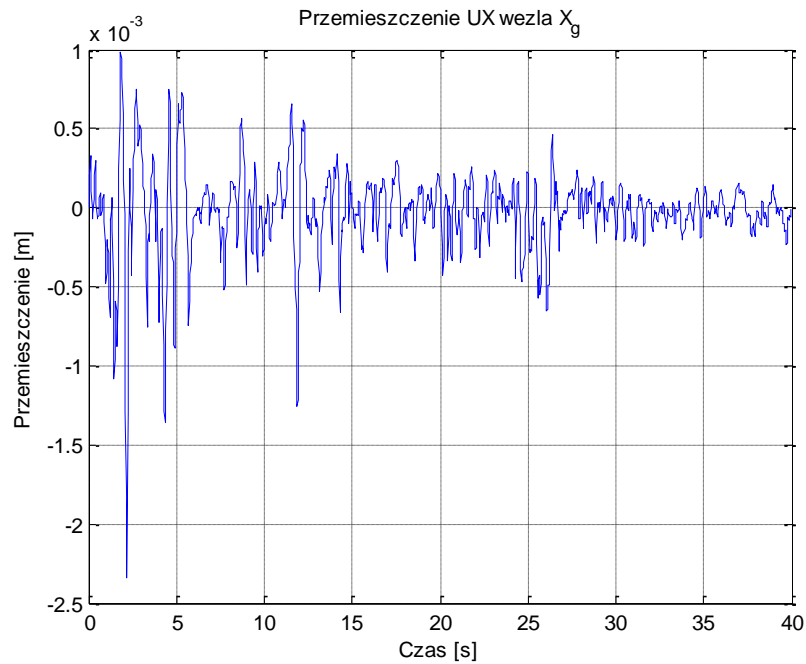
Rys. 4.109. Przemieszczenie poziome U_X węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant d ($d = 1, \beta = 50$)



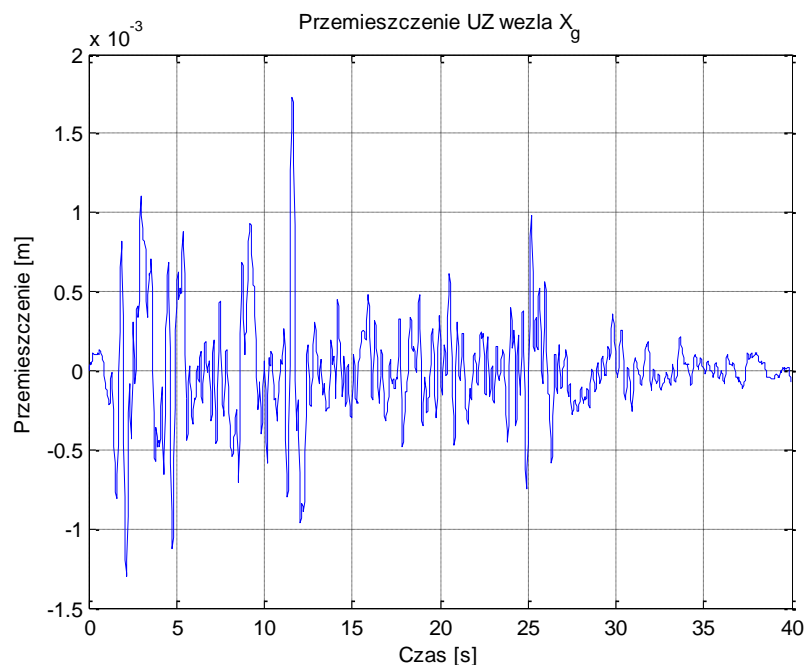
Rys. 4.110. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant d ($d = 1, \beta = 50$)



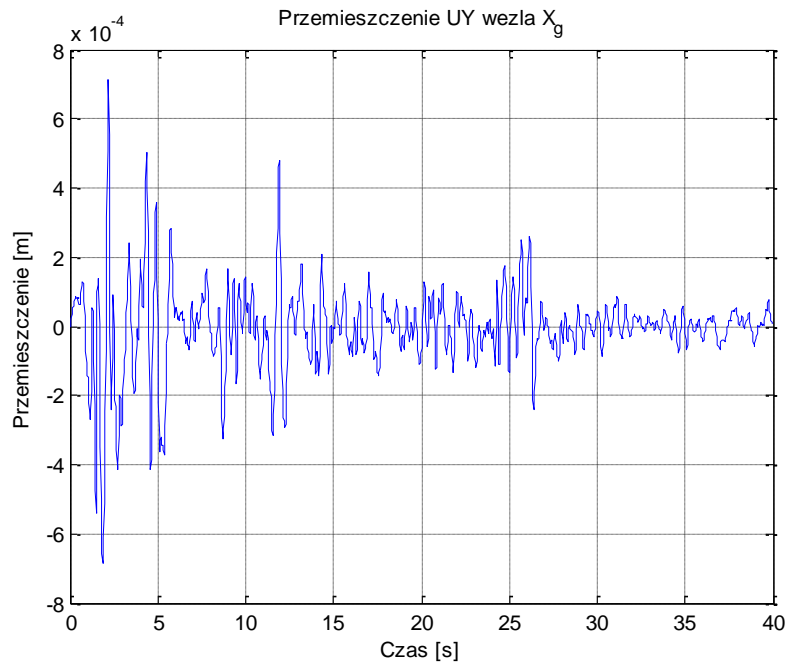
Rys. 4.111. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant d ($d = 1, \beta = 50$)



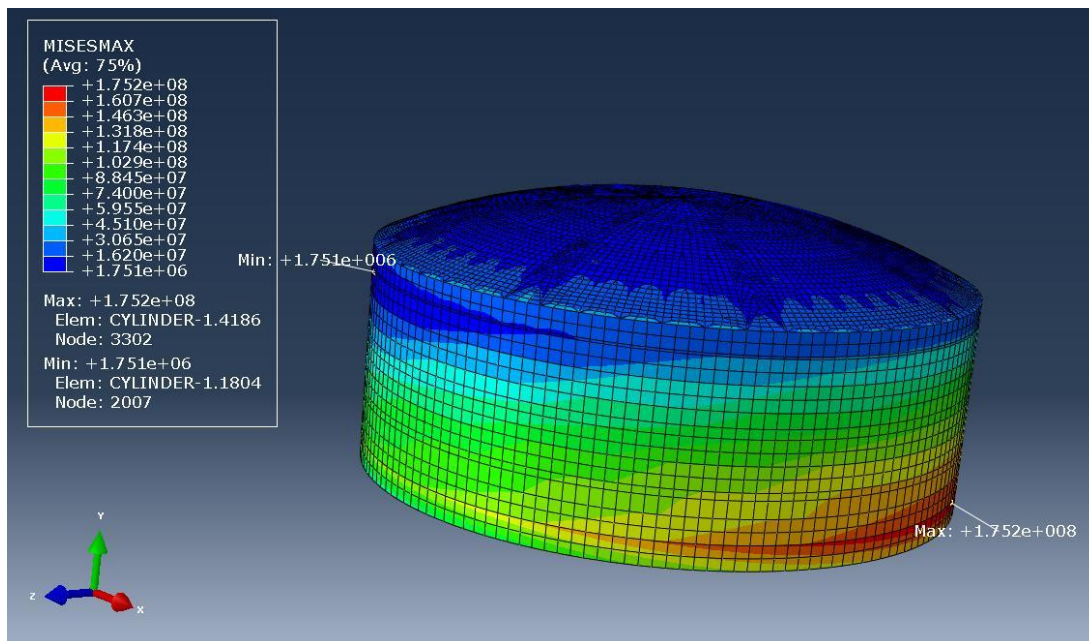
Rys. 4.112. Przemieszczenie poziome UX węzła X_g zbiornika V=32.000 m³ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant e ($d = 1$, $\beta = 200$)



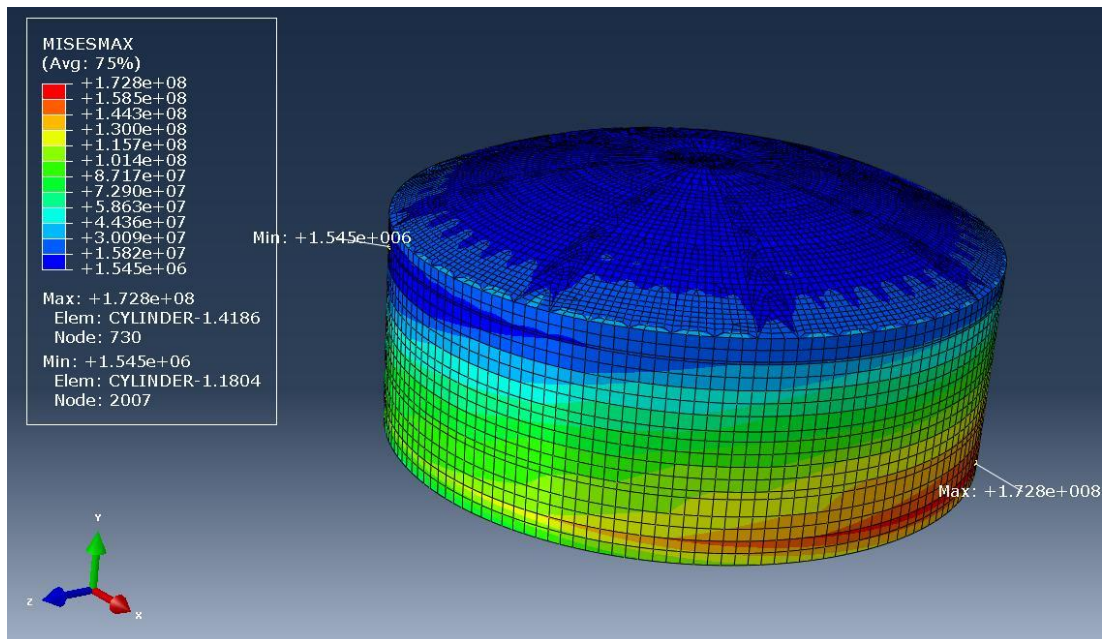
Rys. 4.113. Przemieszczenie poziome UZ węzła X_g zbiornika V=32.000 m³ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant e ($d = 1$, $\beta = 200$)



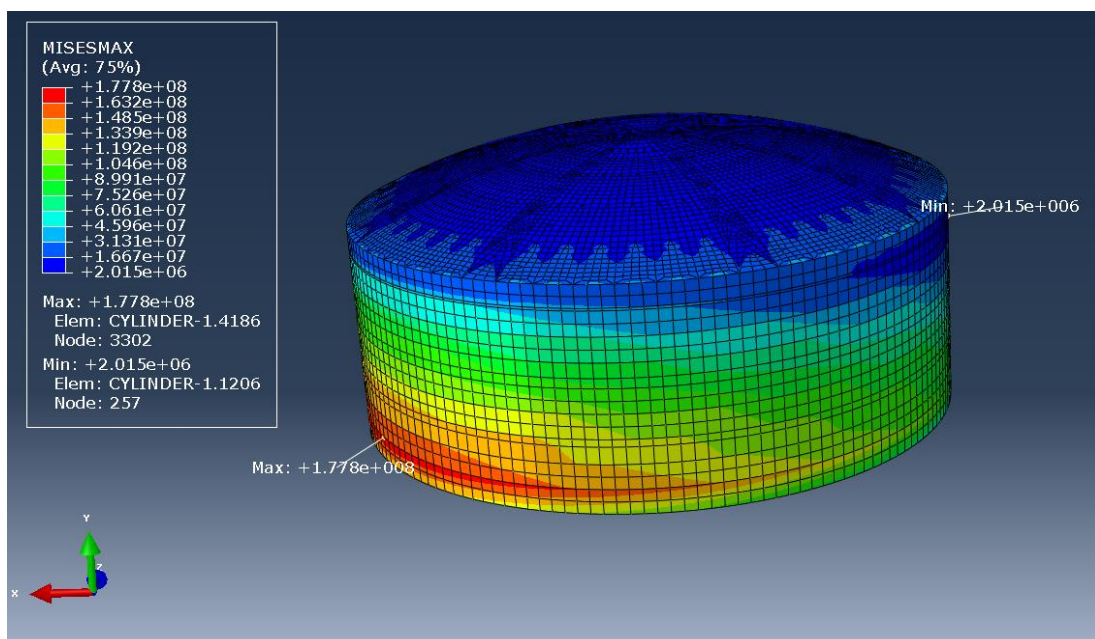
Rys. 4.114. Przemieszczenie pionowe UY węzła X_g zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro – wariant e ($d = 1, \beta = 200$)



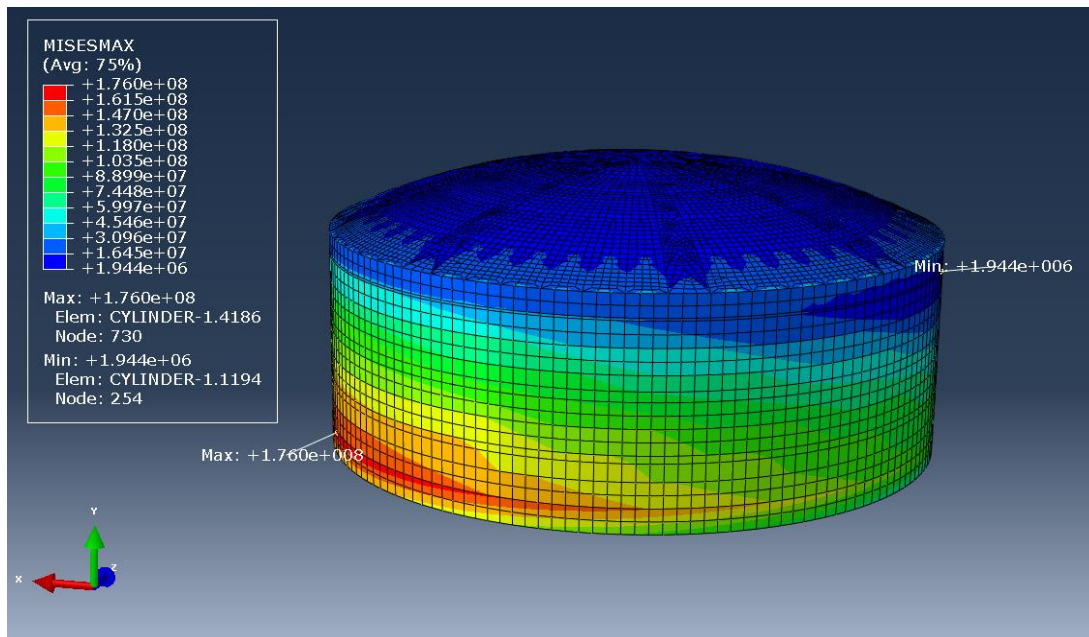
Rys. 4.115. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro ($t=2,19 \text{ s}$) – wariant a ($d = 1, \beta = 100$)



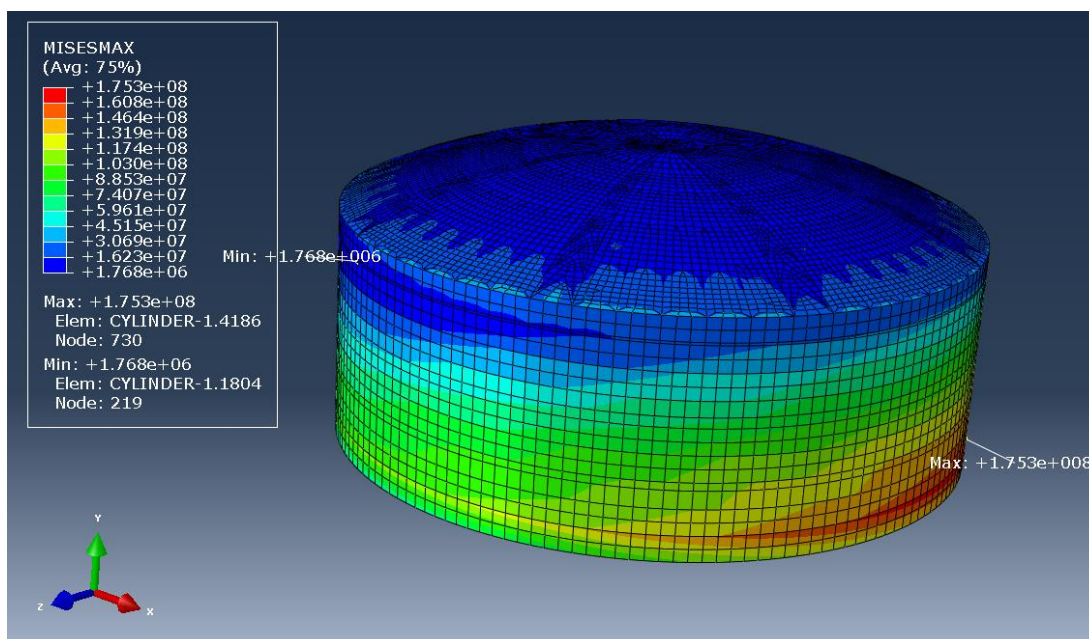
Rys. 4.116. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro ($t=2,19 \text{ s}$) – wariant b ($d = 0,5, \beta = 100$)



Rys. 4.117. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro ($t=2,19 \text{ s}$) – wariant c ($d = 2, \beta = 100$)



Rys. 4.118. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro ($t=2,19 \text{ s}$) – wariant d ($d = 1, \beta = 50$)



Rys. 4.119. Zredukowane naprężenia Hubera-Misesa zbiornika $V=32.000 \text{ m}^3$ (zbiornik wypełniony 16,2 m słupem benzyny) dla nierównomiernego wymuszenia El Centro ($t=2,19 \text{ s}$) – wariant e ($d = 1, \beta = 200$)

Wyniki przedstawione na Rys. 4.100 ÷ 4.119 potwierdzają, iż tzw. efekty przestrzenne

powstające na skutek propagacji fali sejsmicznej mają znaczący wpływ na wyniki analizy odpowiedzi dynamicznej zbiornika. W większości przypadków wymuszenie nierównomierne spowodowało spadek ekstremalnych wartości przemieszczeń konstrukcji w stosunku do wymuszenia równomiernego. Przykładowo, wartość ekstremalna przemieszczenia poziomego UX w punkcie X_g spadła o 11,1% (wariant a), 18,5% (wariant b), 7,5% (wariant c), 16,7% (wariant d), 13,0% (wariant e) w porównaniu do ekstremalnego przemieszczenia dla wymuszenia równomiernego. Ponadto, zaobserwowano spadek poziomu naprężeń w stosunku do wymuszenia równomiernego. Wartość ekstremalna zredukowanego naprężenia Hubera-Misesa spadła o 13,4% (wariant a), 14,6% (wariant b), 12,2% (wariant c), 13,0% (wariant d), 13,4% (wariant e) w porównaniu do ekstremalnej wartości naprężenia uzyskanego dla wymuszenia równomiernego.

4.6 Badania zbiornika z zadanymi uszkodzeniami

4.6.1 Wstęp

Ostatnim etapem analiz numerycznych były badania zbiornika z zadanymi uszkodzeniami. Analizy te przeprowadzono dla zbiornika o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ wypełnionego do maksymalnego dopuszczalnego poziomu benzyną. Polegały one na sprawdzeniu, w jaki sposób zadane uszkodzenia wpływają na charakterystyki dynamiczne konstrukcji. Celem tych testów było zweryfikowanie wyników otrzymanych na stanowisku laboratoryjnym dla zeskalowanego modelu eksperymentalnego zbiornika (patrz rozdział 3). Badania przeprowadzono dla następujących czterech stanów technicznych analizowanego obiektu:

Przypadek „A”: zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ bez uszkodzeń (zob. Rys. 4.1);

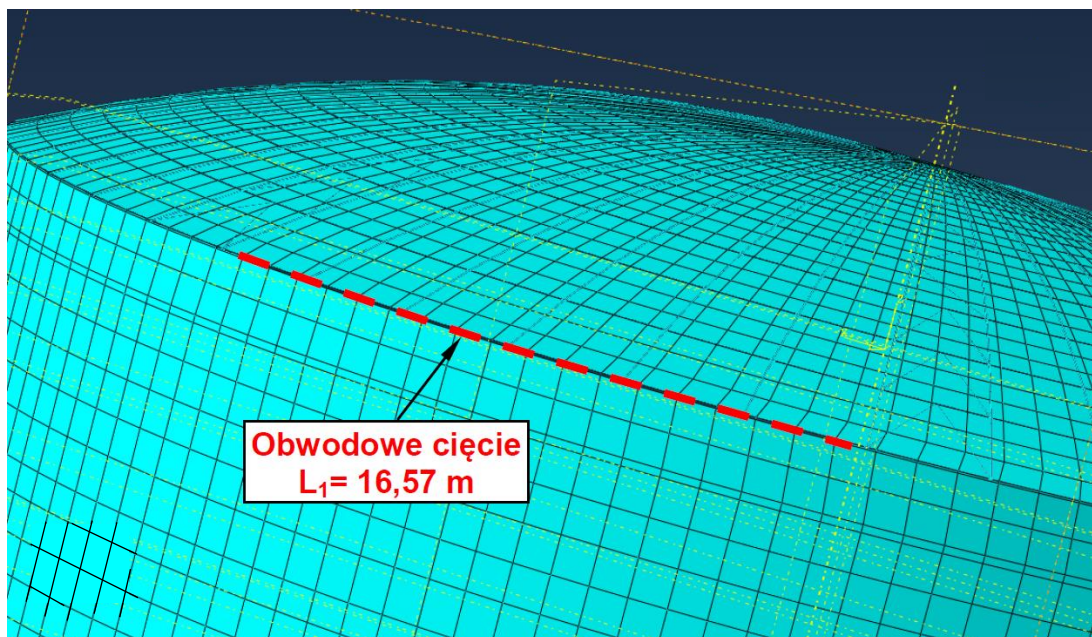
Przypadek „B”: zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ ze zredukowaną sztywnością układu zbiornik-podłoże, uzyskaną poprzez arbitralne „wyłączenie” w modelu numerycznym 30% podpór konstrukcyjnych – może to odwzorowywać skutki efektu *upliftingu* (zob. np. Ishida i Kobayashi 1988 lub Malhotra i Veletsos 1994) lub nierównomiernego osiadania spowodowanego niewystarczającą nośnością podłoża (zob. np. Ziółko 2008);

Przypadek „C”: zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ z obwodowym cięciem spoiny pomiędzy dachem i płaszczem, o długości 16,57 m (Rys. 4.120);

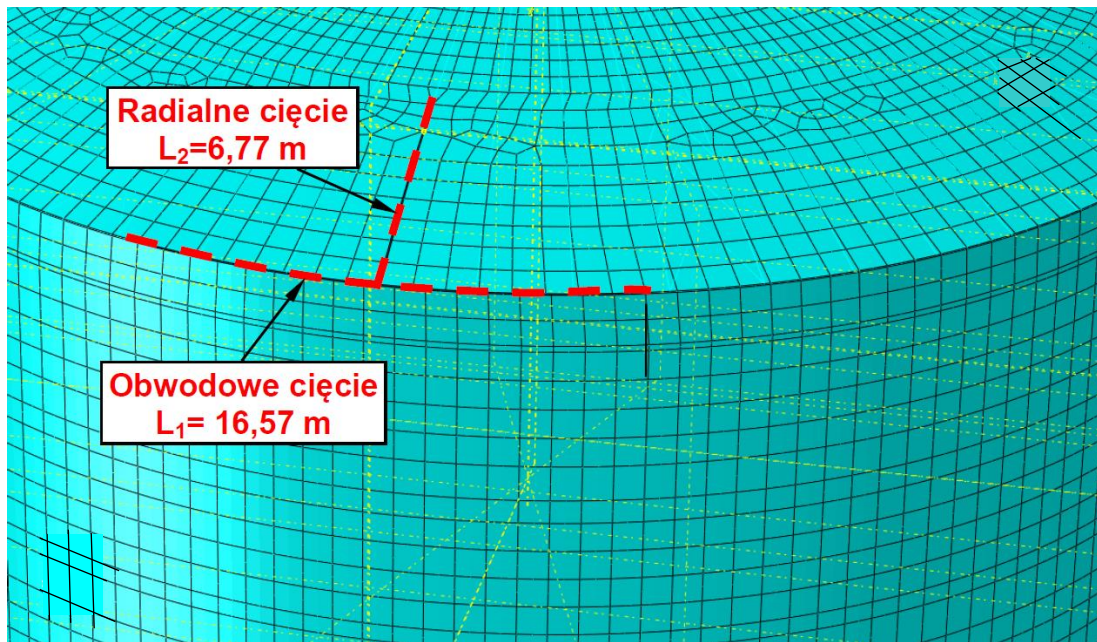
Przypadek „D”: zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ z obwodowym cięciem spiny pomiędzy dachem i płaszczem, o długości 16,57 m, oraz dodatkowym cięciem radialnym spiny w dachu, o długości 6,77 m (Rys. 4.121).

Rodzaje i wielkości uszkodzeń strukturalnych przyjęto analogicznie i proporcjonalnie jak w badaniach eksperymentalnych wykonanych na zeskalowanym modelu zbiornika rzeczywistego (zob. rozdział 3.6.1).

Dla każdego przypadku uszkodzenia przeprowadzono analizę modalną w celu identyfikacji postaci drgań własnych oraz odpowiadających im częstotliwości drgań. Analizy przeprowadzono w programie ABAQUS z wykorzystaniem metody Lanczosa (por. rozdział 4.3.1).



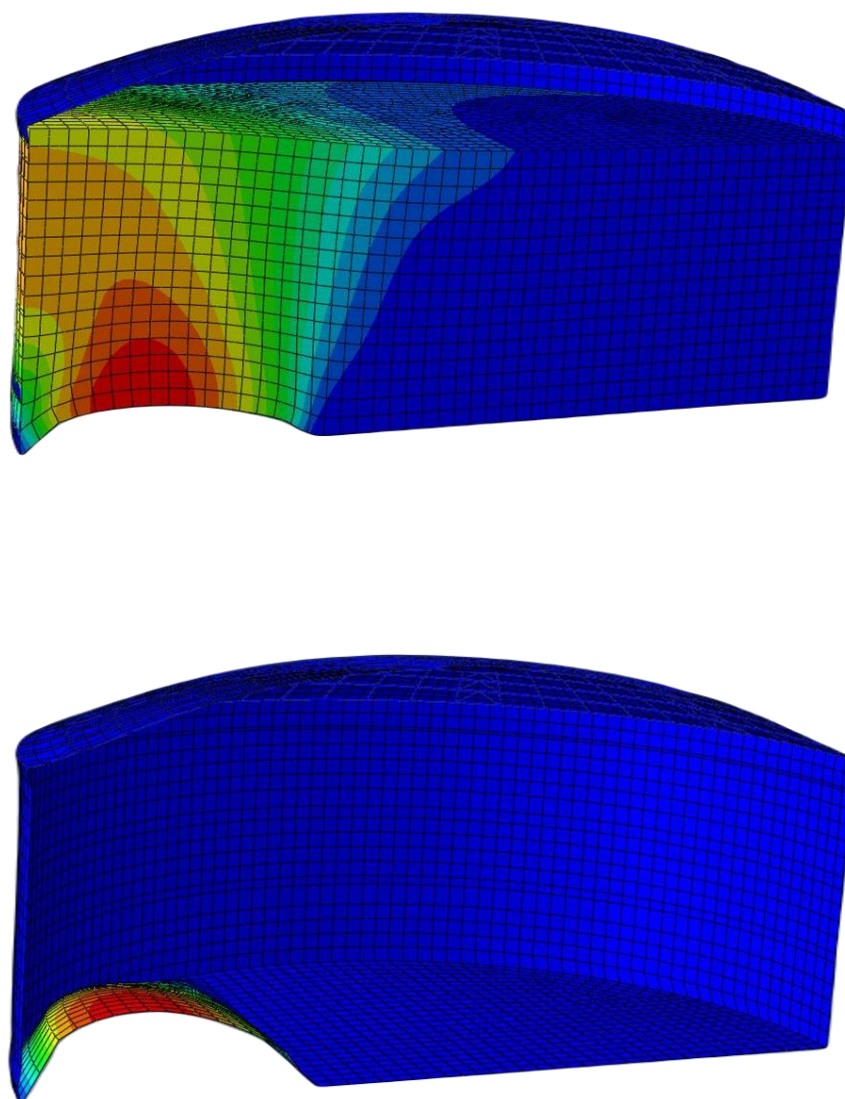
Rys. 4.120. Przypadek „C” – zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ z obwodowym cięciem spiny pomiędzy dachem i płaszczem



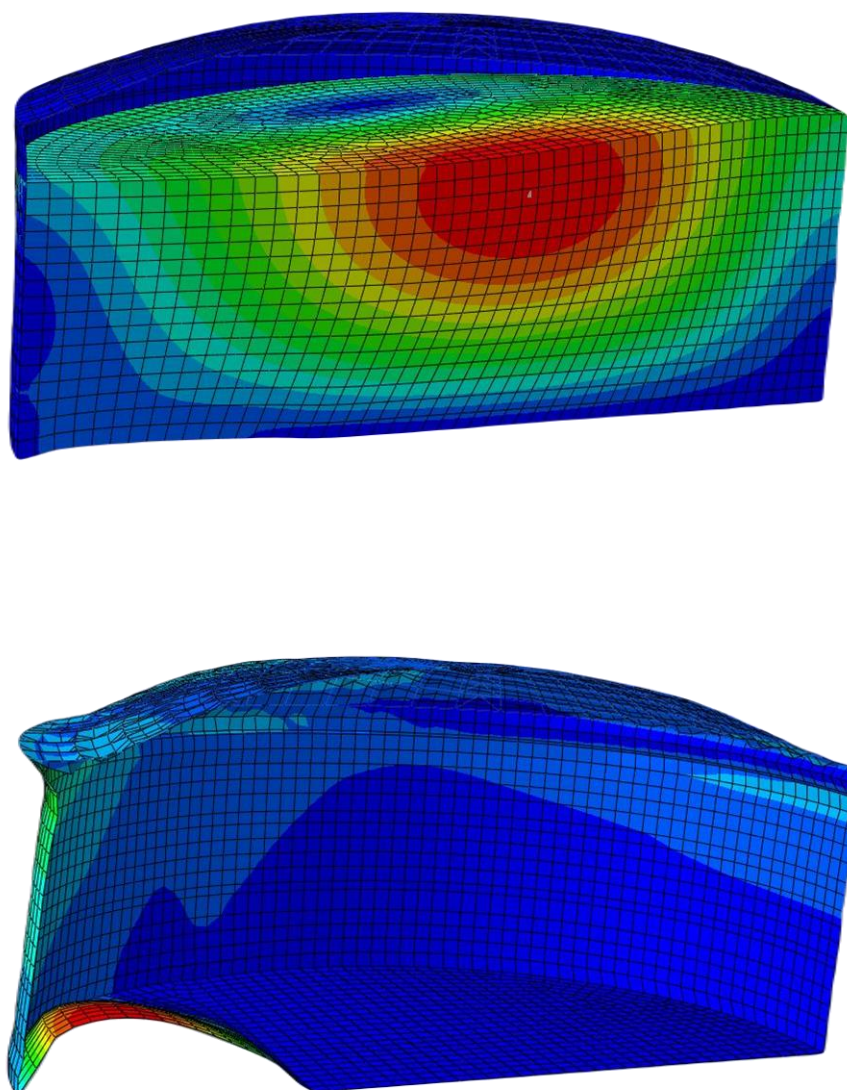
Rys. 4.121. Przypadek „D” – zbiornik o pojemności $V=32.000 \text{ m}^3$ z obwodowym cięciem spiny pomiędzy dachem i płaszczem oraz radialnym cięciem spiny w dachu

4.6.2 Wyniki

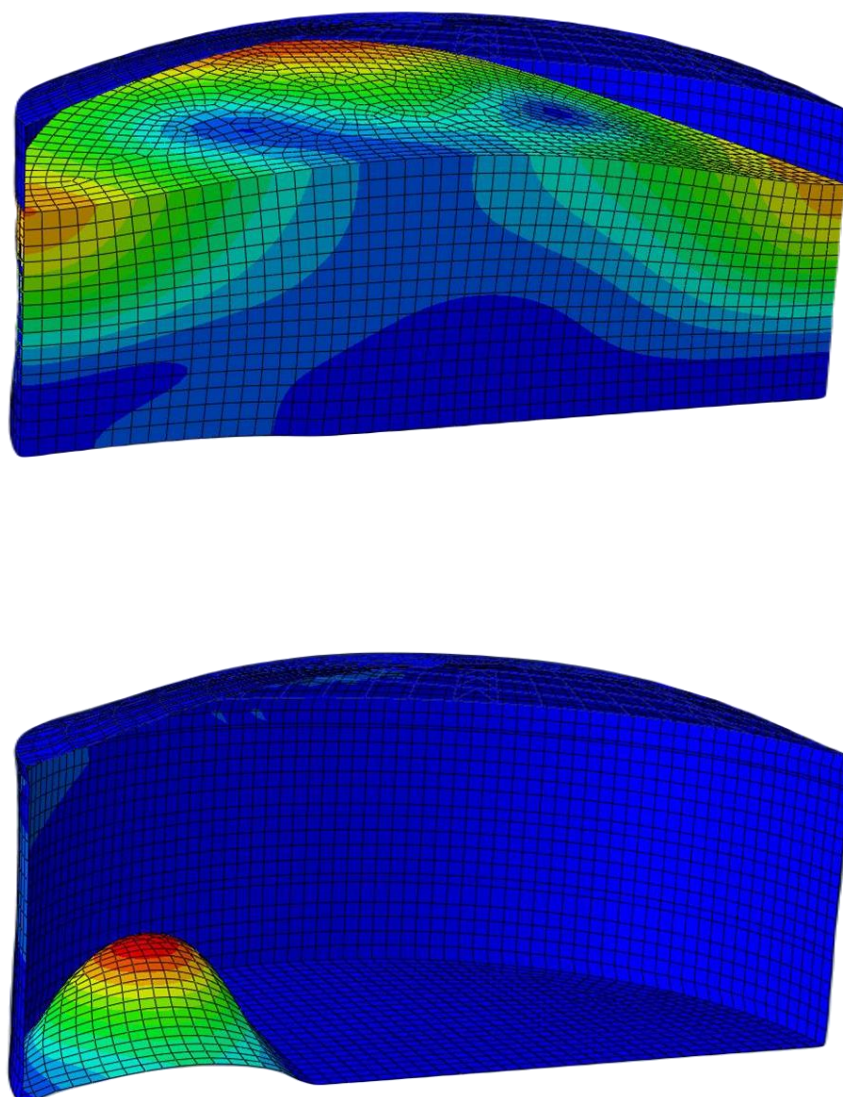
W wyniku przeprowadzonych analiz dotyczących określenia podstawowych parametrów dynamicznych zbiornika z zadanymi uszkodzeniami otrzymano szereg wartości częstotliwości drgań własnych i odpowiadających im postaci drgań dla każdego z rozpatrywanych przypadków obliczeniowych. Wyniki analiz modalnych dla czterech pierwszych częstotliwości drgań własnych konstrukcji przedstawiono na Rys. 4.122 ÷ 4.133.



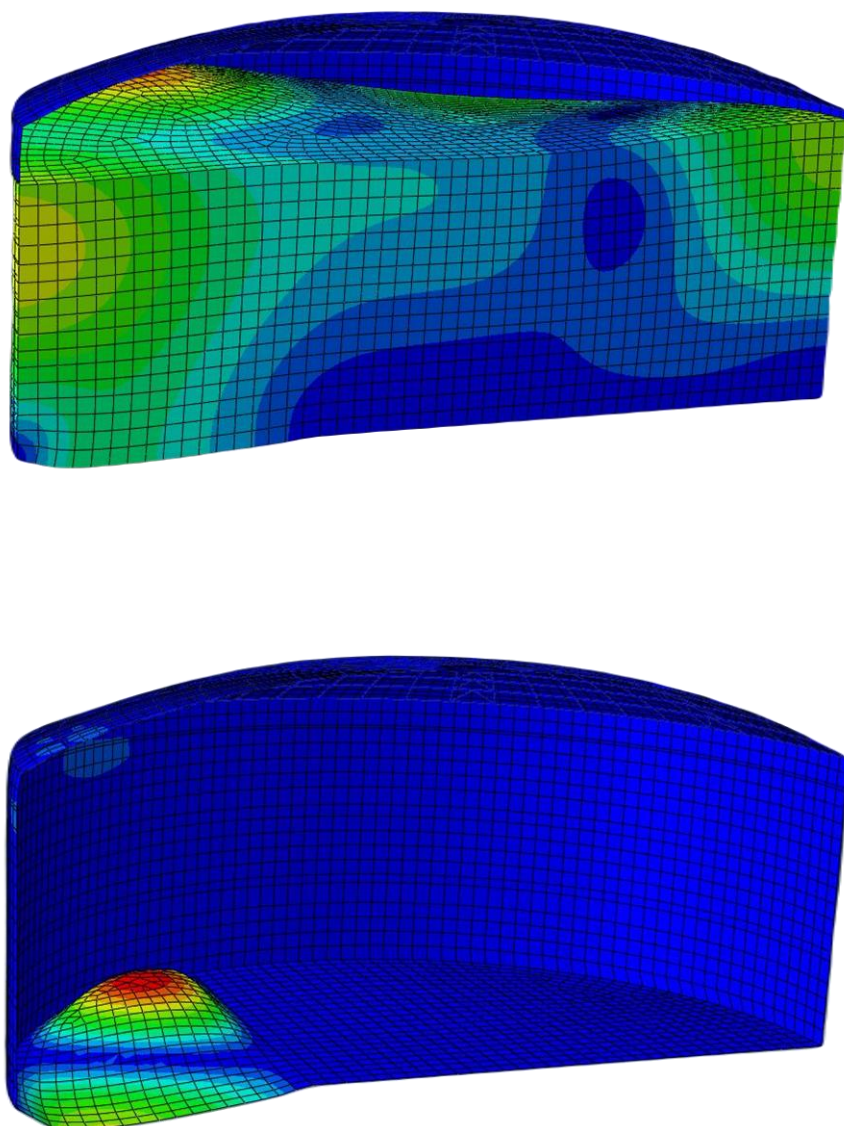
Rys. 4.122. Postać drgań własnych przy $f=0,504$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „B” (powyżej – falowanie cieczy, poniżej – odkształcenie zbiornika)



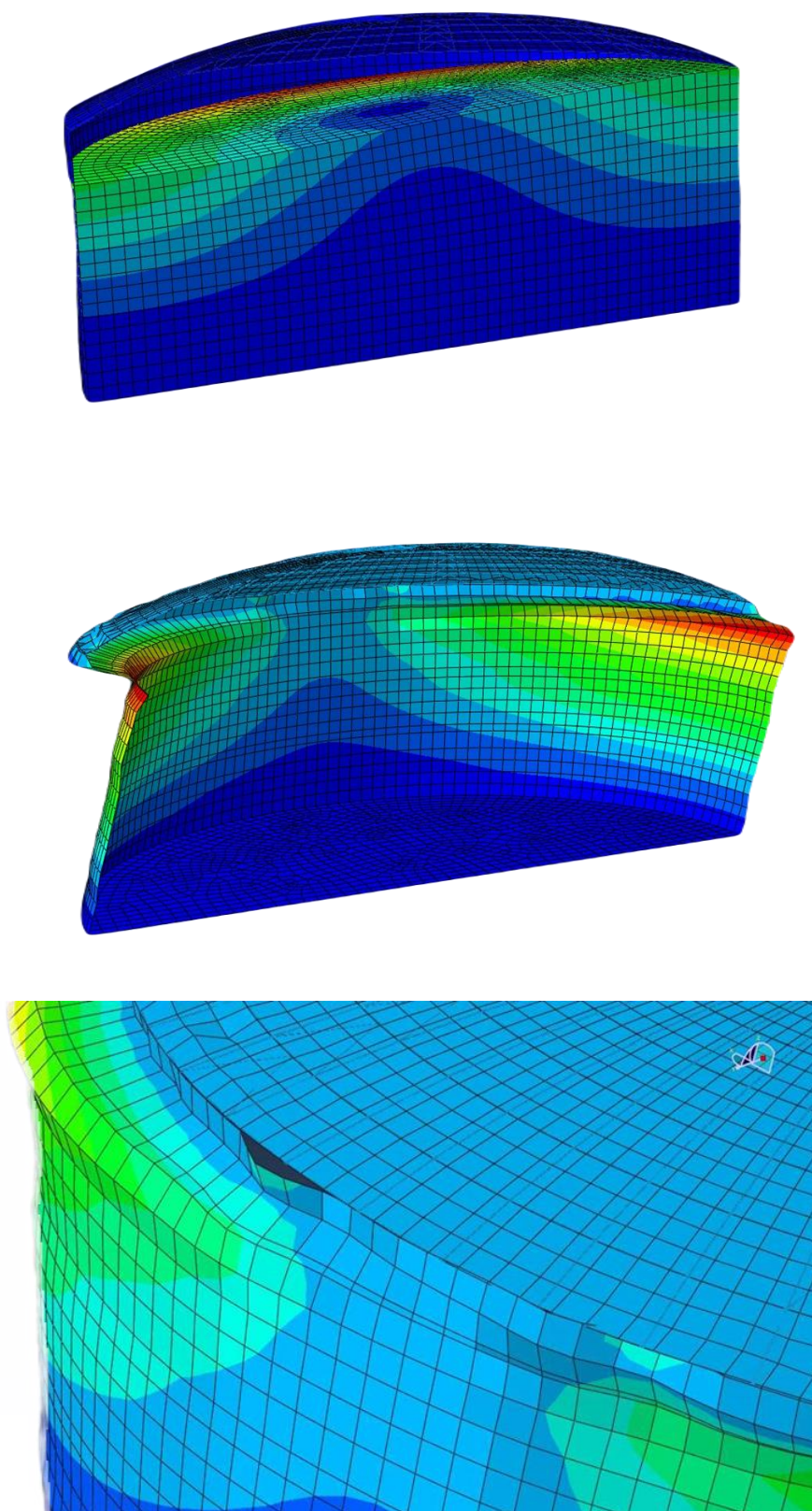
Rys. 4.123. Postać drgań własnych przy $f=0,664$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „B” (powyżej – falowanie cieczy, poniżej – odkształcenie zbiornika)



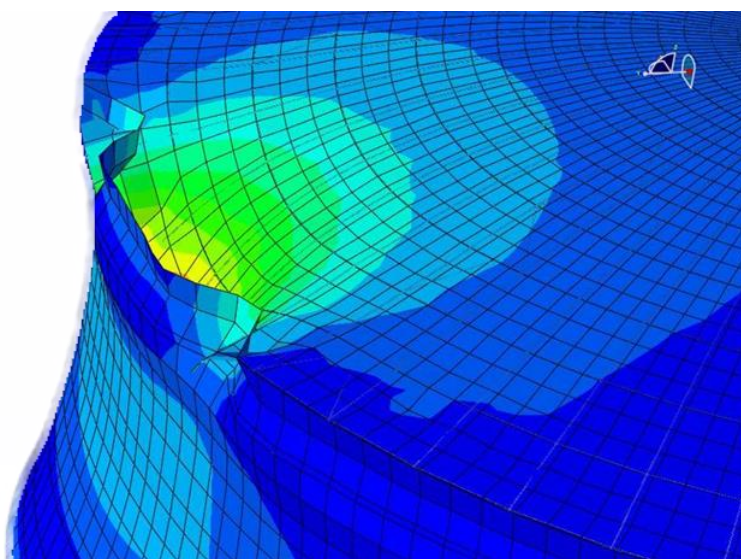
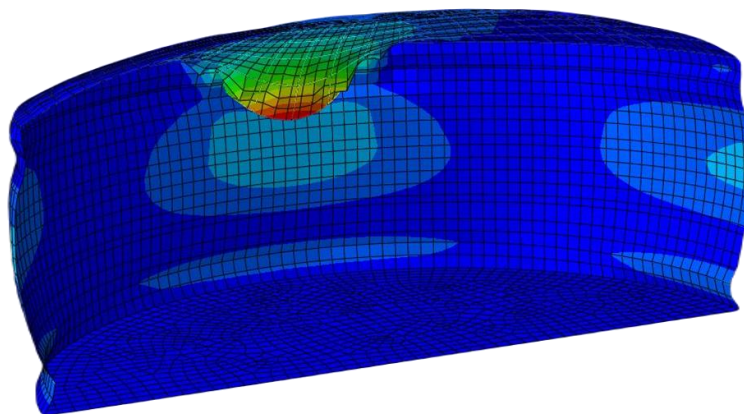
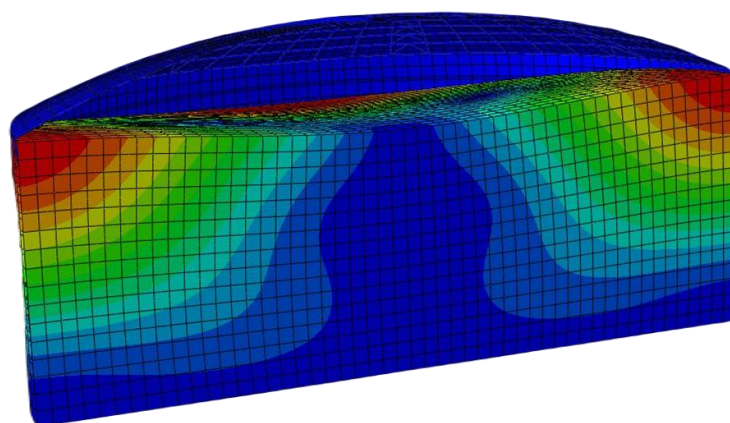
Rys. 4.124. Postać drgań własnych przy $f=0,742$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „B” (powyżej – falowanie cieczy, poniżej – odkształcenie zbiornika)



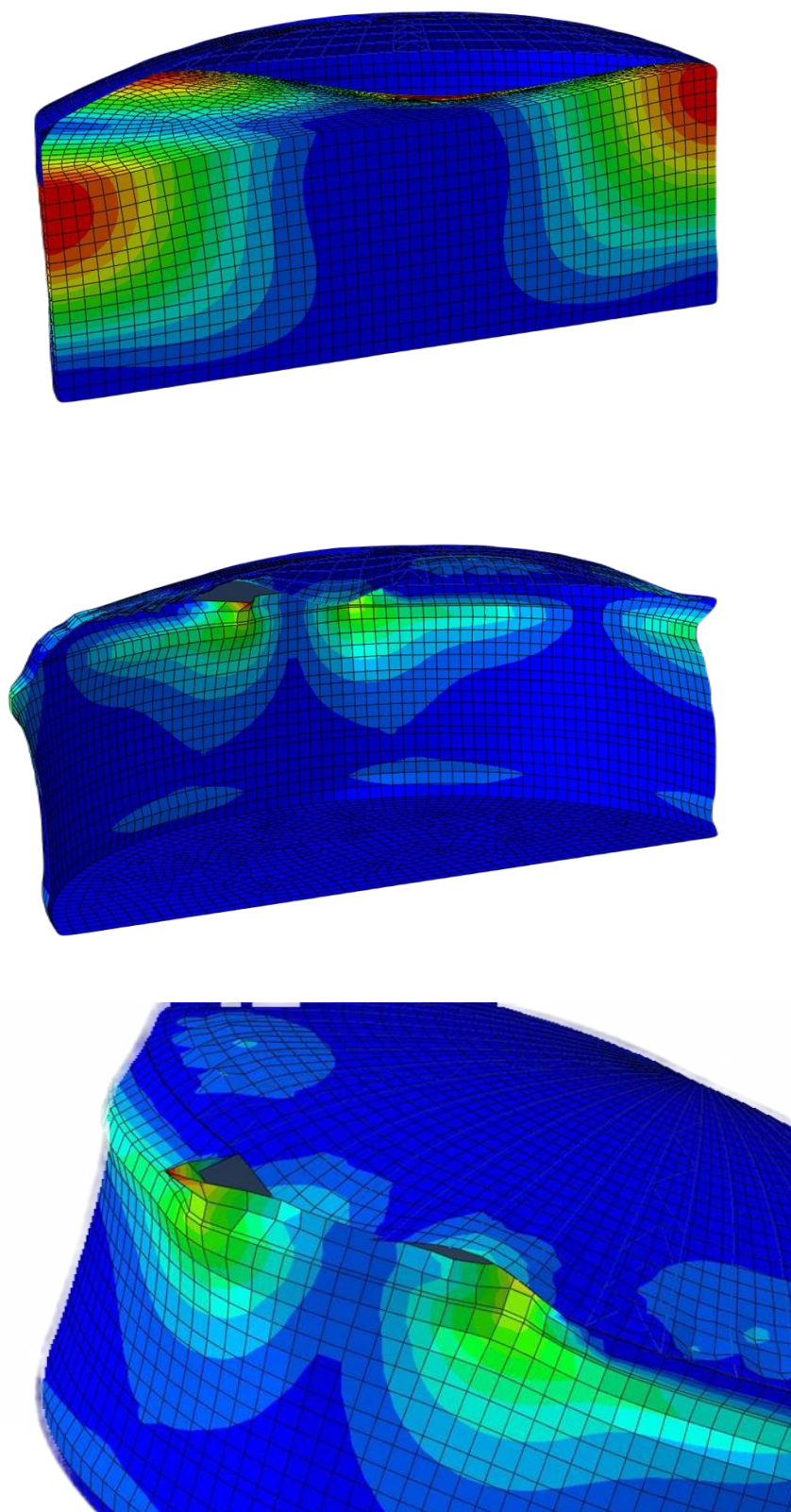
Rys. 4.125. Postać drgań własnych przy $f=0,791$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „B” (powyżej – falowanie cieczy, poniżej – odkształcenie zbiornika)



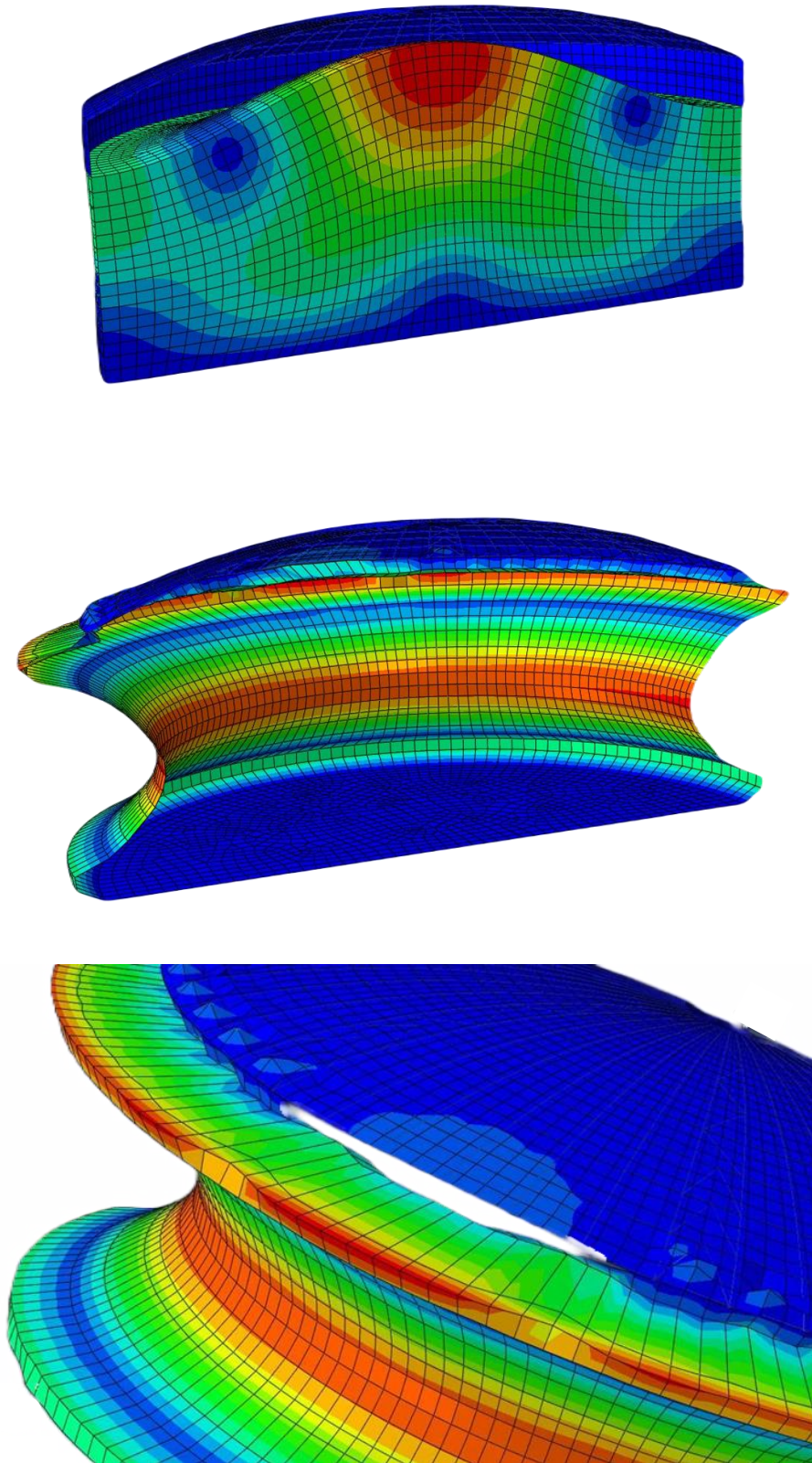
Rys. 4.126. Postać drgań własnych przy $f=0,556$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „C” (góra – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)



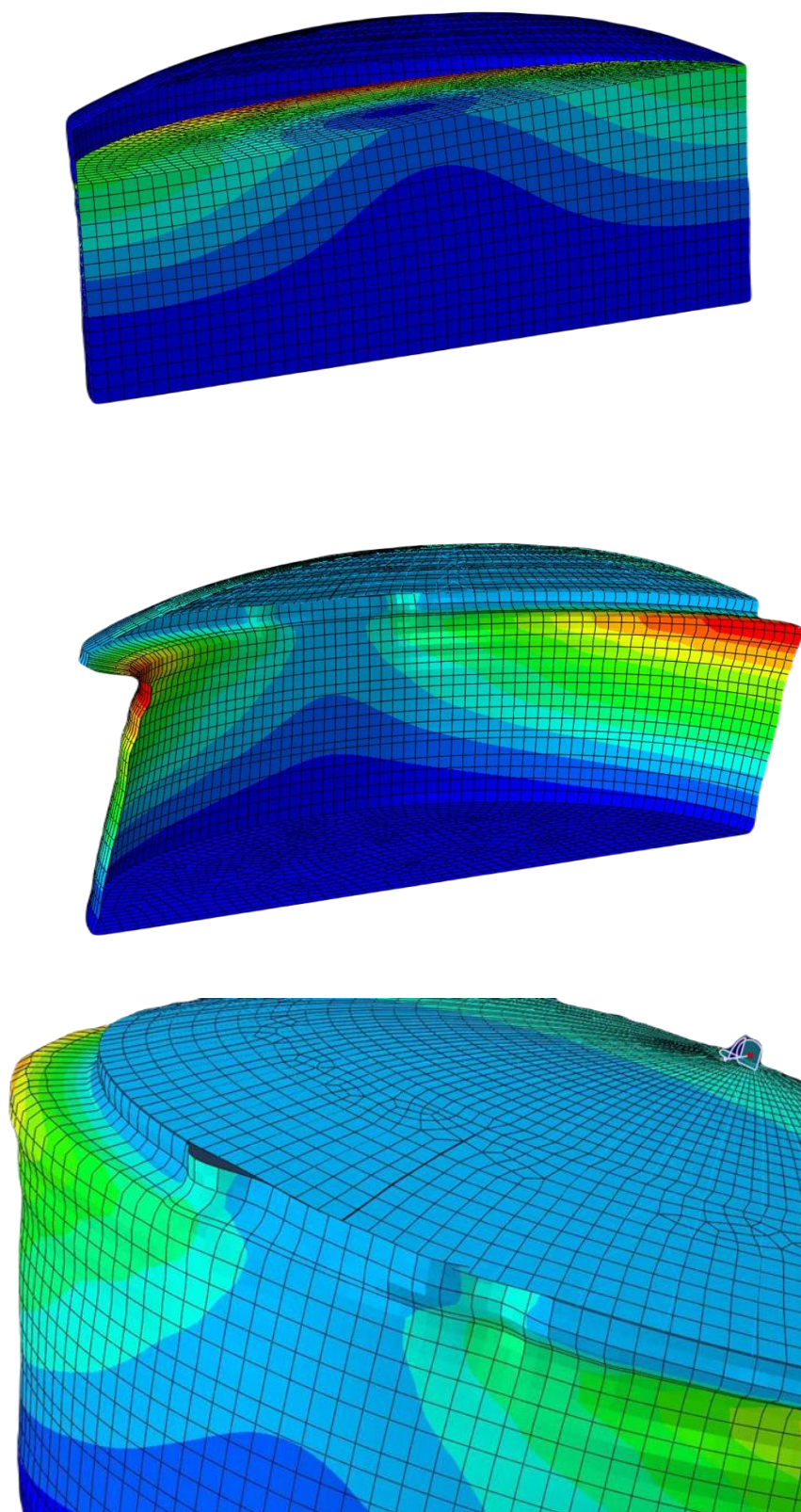
Rys. 4.127. Postać drgań własnych przy $f=0,737$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „C” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszczka)



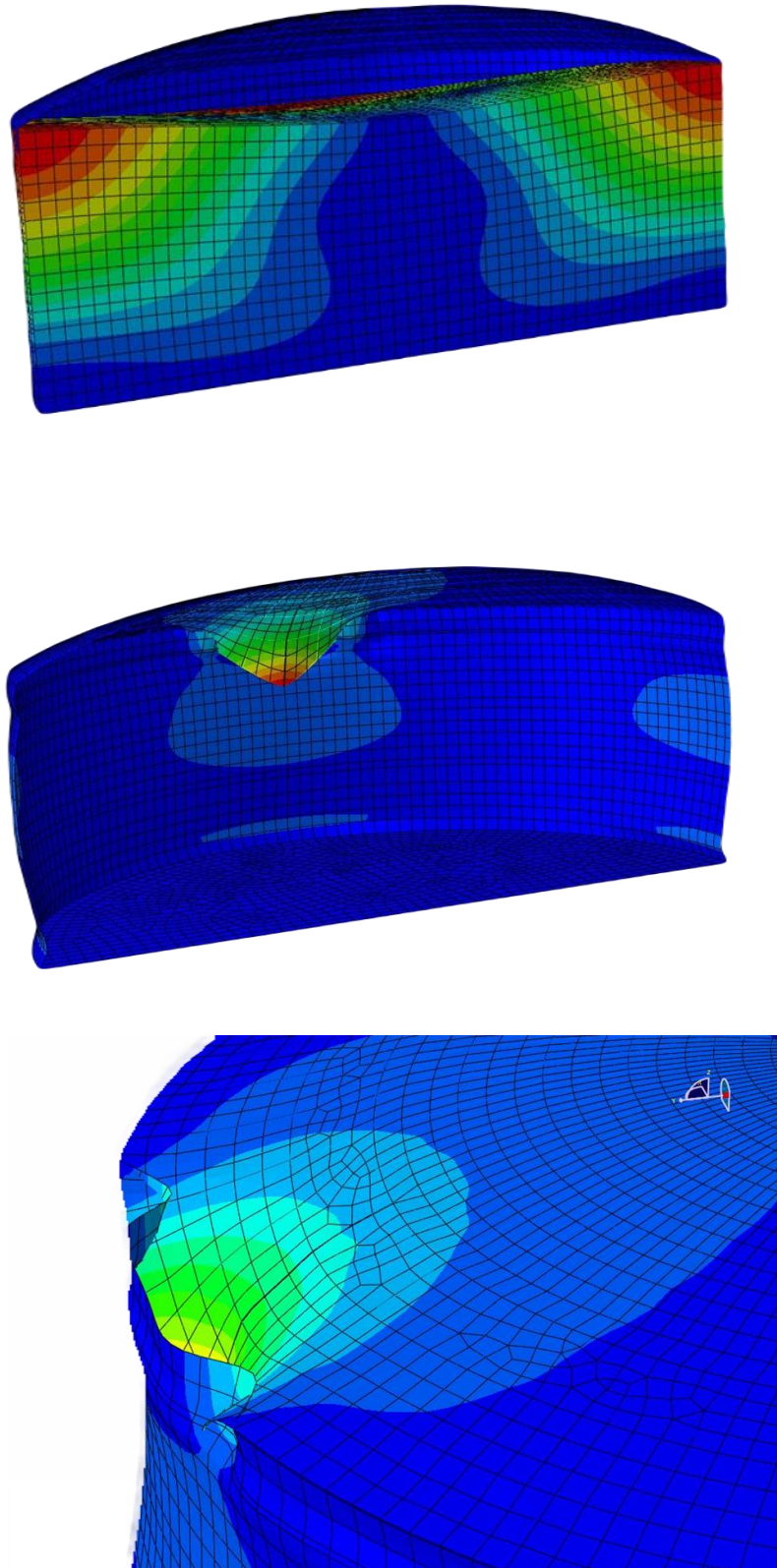
Rys. 4.128. Postać drgań własnych przy $f=0,825$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „C” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszczka)



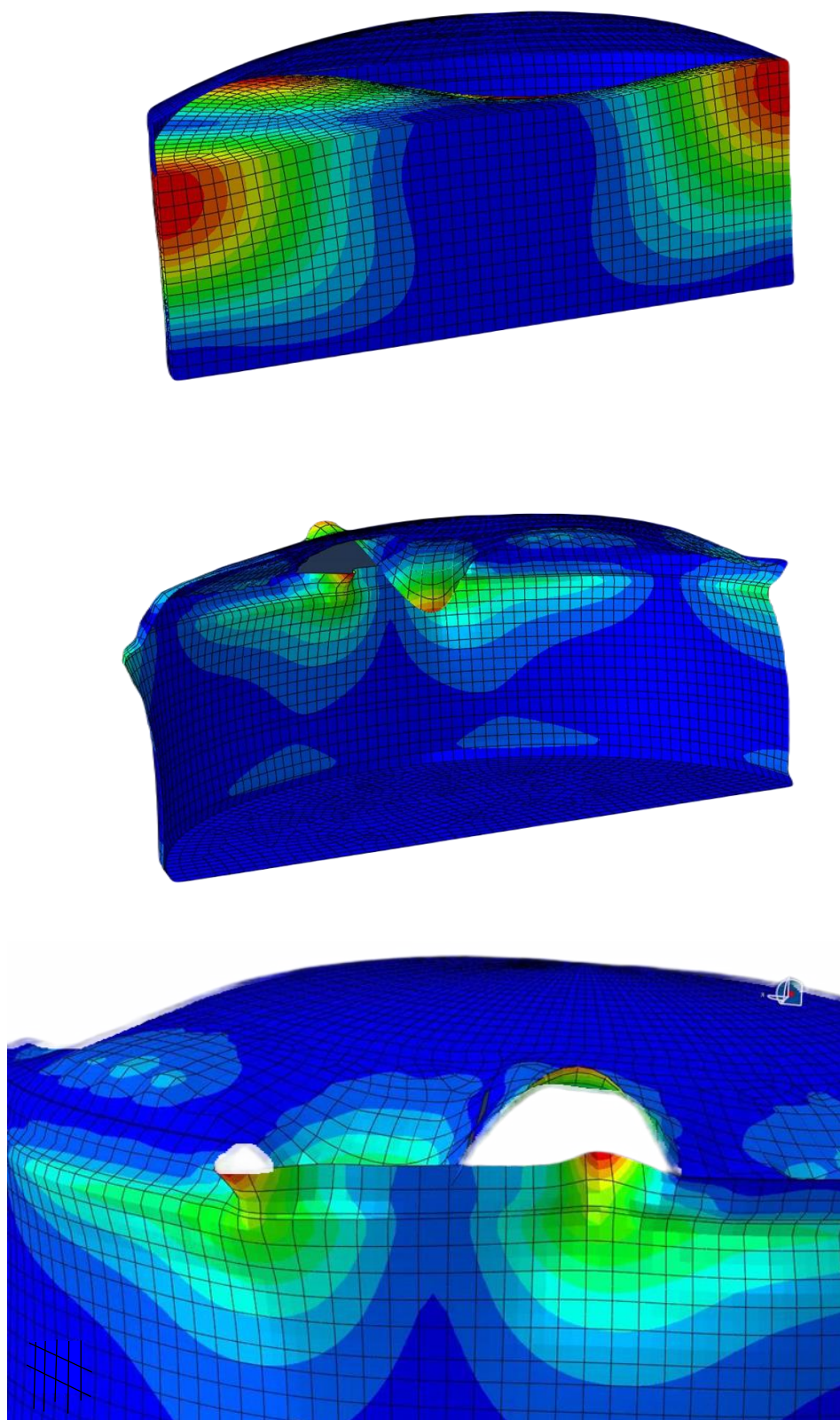
Rys. 4.129. Postać drgań własnych przy $f=0,826$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „C” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)



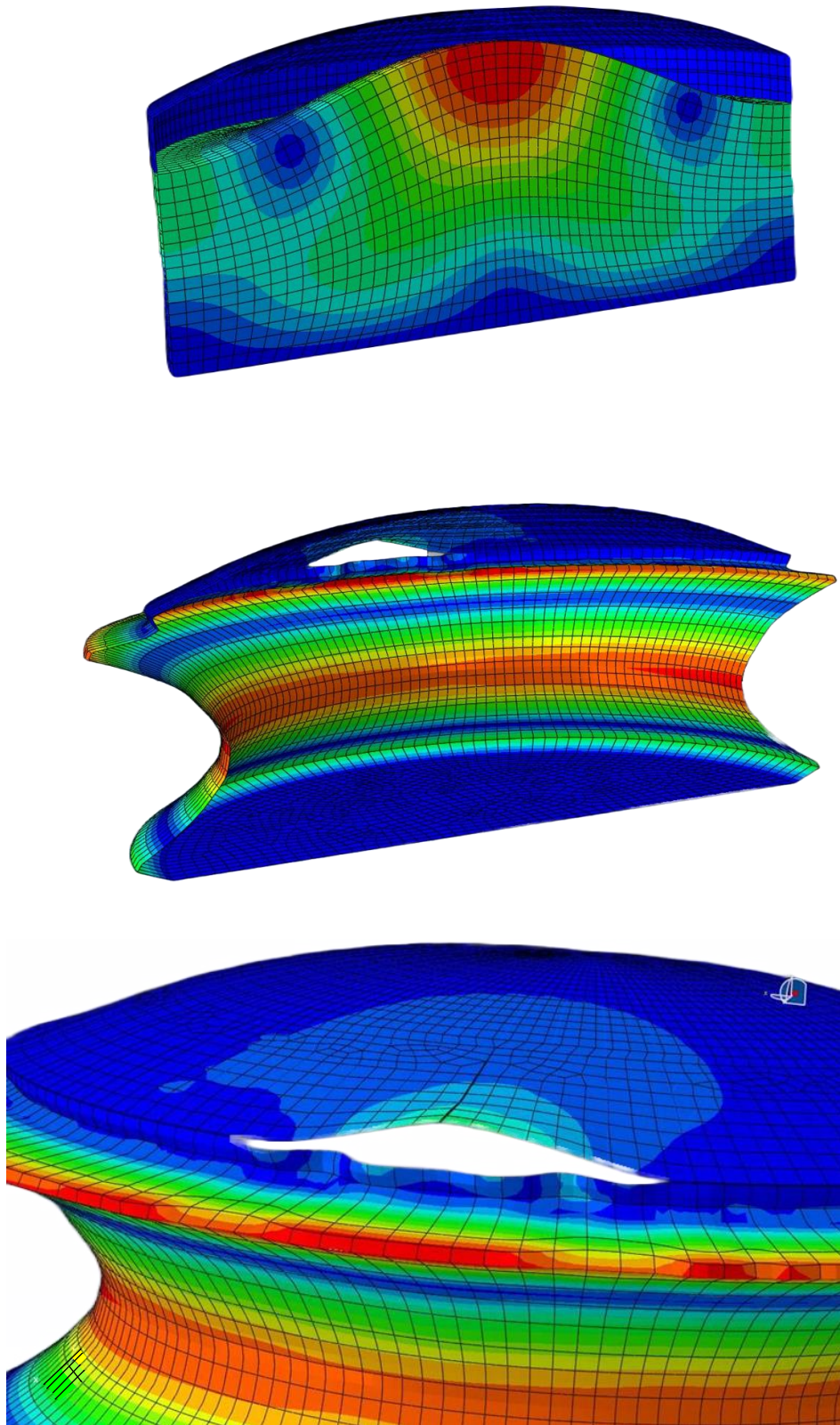
Rys. 4.130. Postać drgań własnych przy $f=0,556$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „D” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)



Rys. 4.131. Postać drgań własnych przy $f=0,737$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „D” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)



Rys. 4.132. Postać drgań własnych przy $f=0,825$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „D” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)



Rys. 4.133. Postać drgań własnych przy $f=0,826$ Hz dla zbiornika $V=32.000$ m³ z uszkodzeniem typu „D” (górze – falowanie cieczy, środek – odkształcenie zbiornika, dół - lokalna deformacja płaszcza)

Porównując wyniki przedstawione na Rys. 4.122 ÷ 4.133 można stwierdzić, iż rodzaj uszkodzenia wpływa w znaczący sposób na postacie drgań własnych. Co więcej, otrzymane rezultaty pokazują charakterystyczny spadek w wartościach częstotliwości drgań własnych w przypadku zbiornika ze zredukowaną sztywnością podpór konstrukcyjnych (ten rodzaj uszkodzenia można traktować jako uszkodzenie globalne). Przykładowo, porównując wartość pierwszej częstotliwości drgań własnych dla obiektu z uszkodzeniem typu "B" oraz obiektu nieuszkodzonego, spadek ten wyniósł 9,4%. Z drugiej strony, gdy spojrzymy na wyniki dotyczące uszkodzeń typu „C” oraz „D” (które można traktować jako uszkodzenia lokalne) zauważyć można, iż wartości częstotliwości drgań własnych są niemalże identyczne jak przy zbiorniku nieuszkodzonym. Jednakże w obu tych przypadkach zaobserwowano lokalne odkształcenia blach zbiornika w strefie cięcia spoin. Na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych można stwierdzić, iż metoda pomiaru zmian w częstotliwościach drgań własnych może być efektywna i szerzej stosowana w ocenie stanu dużych zbiorników stalowych w odniesieniu do uszkodzeń typu globalnego. Otrzymane wyniki potwierdzają wcześniejsze badania eksperymentalne na stole sejsmicznym przeprowadzone dla zeskalowanego modelu zbiornika stalowego (patrz rozdział 3.6).

4.7 Podsumowanie

W niniejszym rozdziale szczegółowo opisano wyniki analiz numerycznych dotyczących zbiorników stalowych walcowych z dachami stałymi o różnych poziomie wypełnienia benzyną. Analizy przeprowadzono z wykorzystaniem MES w programie ABAQUS. W pierwszym etapie wykonano szereg analiz modalnych, w celu wyznaczenia dominujących częstotliwości drgań własnych konstrukcji oraz odpowiadających im postaci drgań. Następnie, przeprowadzono kompleksowe nieliniowe analizy sejsmiczne i parasejsmiczne, których rezultatem były przebiegi czasowe przemieszczeń i mapy naprężeń przy różnych wymuszeniach dynamicznych. W tej części przeanalizowano również wpływ nierównomiernego wymuszenia dynamicznego na odpowiedź dynamiczną konstrukcji. W ostatnim etapie opisano analizy dla zbiornika z zadanymi uszkodzeniami mające na celu zweryfikowanie metody detekcji uszkodzeń zbiorników na podstawie pomiaru drgań konstrukcji.

Wyniki otrzymane podczas analiz modalnych wskazują, iż właściwości dynamiczne zbiorników zależą w znacznym stopniu od poziomu wypełnienia benzyną. Potwierdzono

wniosek uzyskany w trakcie badań na stole sejsmicznym dla modeli doświadczalnych, że zwiększanie poziomu wypełnienia powoduje gwałtowny spadek częstotliwości drgań własnych. Ponadto, wypełnienie wpływa w sposób znaczący na postacie drgań własnych badanych obiektów. Kolejne postacie drgań własnych wskazują na dominujące działanie związane z falowaniem benzyny oraz pokazują interakcję pomiędzy konstrukcją a cieczą.

Rezultaty otrzymane na podstawie przeprowadzonych testów sejsmicznych i parasejsmicznych pokazują, iż poziom wypełnienia wpływa w sposób istotny na dynamiczne zachowanie się badanych zbiorników. Wraz ze wzrostem poziomu benzyny następuje początkowo redukcja wartości przemieszczeń konstrukcji (tłumiące działanie cieczy), jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta ulegała odwróceniu i wartości przemieszczeń rosną (efekt zwiększania masy). Analogiczne wnioski uzyskano z badań eksperymentalnych (por. rozdział 3.5). Dodatkowo, wraz ze wzrostem poziomu wypełnienia następuje znaczny wzrost naprężeń w analizowanych konstrukcjach. Jednocześnie należy podkreślić, iż w żadnym z rozpatrywanych przypadków wartość naprężeń ekstremalnych nie przekroczyła granicy plastyczności, a zatem bezpieczeństwo konstrukcji nie było zagrożone. Wyniki testów prowadzonych dla wymuszenia nierównomiernego wskazują, iż efekty przestrzenne związane z propagacją fali sejsmicznej mogą mieć istotny wpływ na odpowiedź dynamiczną zbiorników, jako konstrukcji wielkogabarytowych.

Wyniki z ostatniego etapu analiz numerycznych, dotyczących badań zbiornika z zadanymi uszkodzeniami, pokazały, iż rodzaj uszkodzenia w znaczący sposób wpływa na postacie drgań własnych. W przypadku obiektów poddanych uszkodzeniu globalnemu obserwuje się charakterystyczny spadek w wartościach częstotliwości drgań własnych. Z kolei, w konstrukcjach posiadających uszkodzenie lokalne obserwuje się jedynie lokalne odkształcenia. Potwierdzono zatem, iż metoda pomiaru zmian w częstotliwościach drgań własnych może być efektywna i szerzej stosowana w ocenie stanu dużych zbiorników stalowych w odniesieniu do uszkodzeń typu globalnego.

5. Podsumowanie końcowe

W niniejszej pracy opisano wyniki kompleksowych badań dotyczących zachowania się stalowych zbiorników walcowych poddanych wymuszeniom sejsmicznym i parasejsmicznym. Badania objęły szczegółowe testy eksperymentalne oraz dokładne nieliniowe analizy numeryczne z uwzględnieniem interakcji pomiędzy konstrukcją i cieczą magazynowaną.

5.1 Wnioski końcowe

W pierwszej części pracy szczegółowo opisano badania eksperymentalne prowadzone na stole sejsmicznym dla zeskalowanych modeli zbiorników rzeczywistych przy różnych poziomach wypełnienia wodą. Najpierw wykonano szereg badań impulsowych i testy sweep-sine. Następnie, przeprowadzono kompleksowe testy sejsmiczne i parasejsmiczne. W ostatnim etapie wykonano badania zniszczeniowe mające na celu określenie wpływu wielkości i rodzaju uszkodzeń na dynamiczne zachowanie się badanego zbiornika. Wyniki badań impulsowych umożliwiły ogólne oszacowanie zależności pomiędzy poziomem wypełnienia a częstotliwością drgań własnych modeli zbiorników. Z kolei, rezultatem testów sweep-sine były dokładne charakterystyki dynamiczne analizowanych obiektów. Na podstawie wyników z prowadzonych analiz modalnych stwierdzono, iż poziom wypełnienia ma zasadniczy wpływ na wartości parametrów dynamicznych. Ponadto, badania sejsmiczne i parasejsmiczne wykazały, że poziom wypełnienia wpływa również znacznie na dynamiczne zachowanie się konstrukcji zbiorników podczas wstrząsów górniczych i umiarkowanych trzęsień ziemi. Wraz ze wzrostem poziomu wody zaobserwowano początkowo redukcję wartości przyspieszeń (tłumiące działanie cieczy), jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta uległa odwróceniu i wartości przyspieszeń wzrosły (efekt zwiększania masy). Co więcej, wzrost poziomu wypełnienia wodą spowodował znaczny wzrost poziomu naprężeń. Ponadto, badania zniszczeniowe pokazały, iż uszkodzenia globalne wpływają znacząco na dynamiczną odpowiedź badanego obiektu. A zatem, metoda detekcji uszkodzeń na podstawie pomiaru częstotliwości drgań własnych może

mieć praktyczne zastosowanie w przypadku oceny stanu technicznego dużych zbiorników w odniesieniu do tego typu uszkodzeń.

W drugiej części pracy przedstawiono wyniki dokładnych analiz numerycznych wykonanych dla rzeczywistych zbiorników z zastosowaniem MES. W pierwszej kolejności przeprowadzono analizy modalne dla różnych poziomów wypełnienia benzyną. Następnie, przeprowadzono kompleksowe nieliniowe analizy sejsmiczne i parasejsmiczne, w tym również z uwzględnieniem możliwości wystąpienia wymuszenia nierównomiernego. W ostatnim etapie wykonano analizy dla jednego z rozpatrywanych zbiorników z zadanymi uszkodzeniami. W wyniku analiz modalnych wyznaczono dominujące częstotliwości drgań własnych konstrukcji oraz odpowiadające im postacie drgań. Potwierdzono wniosek z badań eksperymentalnych, iż poziom wypełnienia wpływa w sposób znaczny na wartości parametrów dynamicznych badanych obiektów. Wyniki testów sejsmicznych i parasejsmicznych pokazały, iż poziom wypełnienia ma również istotny wpływ na dynamiczne zachowanie się zbiorników. Wraz ze wzrostem poziomu benzyny zaobserwowano początkowo redukcję wartości przemieszczeń, jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta uległa odwróceniu i wartości przemieszczeń wzrosły. Ponadto, wzrost poziomu wypełnienia benzyną spowodował znaczny wzrost poziomu naprężeń. Zaobserwowano również, iż wymuszenie nierównomierne powoduje spadek wartości przemieszczeń oraz naprężeń w stosunku do wymuszenia równomiernego. Wyniki analiz modalnych dla modelu zbiornika z uszkodzeniami potwierdziły, że ocena stanu technicznego badanego obiektu może się odbywać za pomocą metody detekcji uszkodzeń globalnych poprzez pomiar częstotliwości drgań konstrukcji.

Wyniki badań eksperymentalnych oraz analiz numerycznych przedstawione w niniejszej pracy potwierdzają tezę podaną w rozdziale 1, iż dynamiczne zachowanie się walcowych zbiorników stalowych poddanych działaniu wstrząsów górniczych i umiarkowanych trzęsień ziemi zależy w sposób znaczny od poziomu wypełnienia magazynowaną cieczą.

5.2 Oryginalne elementy pracy

W opinii autora do elementów oryginalnych rozprawy można zaliczyć:

- a) zaprojektowanie i wykonanie specjalistycznego stanowiska do badań eksperymentalnych zbiorników stalowych (budowa stanowiska i modeli zbiorników zrealizowana została w ramach projektu badawczego nr N N506 121240 z Narodowego Centrum Nauki),
- b) opracowanie programu i realizację szczegółowych badań eksperymentalnych zachowania się zbiorników stalowych, dla różnych poziomów wypełnienia, prowadzonych na modelach doświadczalnych zbiorników rzeczywistych,
- c) wykonanie dokładnych analiz numerycznych związanych z zachowaniem się rzeczywistych zbiorników, dla różnych poziomów wypełnienia, przeprowadzonych na modelach MES tych obiektów,
- d) szczegółowa walidacja modeli numerycznych rzeczywistych zbiorników stalowych zlokalizowanych na terenie Polski uwzględniająca zjawisko falowania cieczy oraz różny poziom wypełnienia obiektów,
- e) zbadanie wpływu rodzaju uszkodzenia na zachowanie się zbiornika stalowego oraz analiza metody detekcji uszkodzeń, opartej na pomiarze częstotliwości drgań,
- f) zbadanie wpływu uwzględnienia nierównomierności wymuszenia sejsmicznego na odpowiedź dynamiczną zbiornika stalowego.

Literatura

- ABAQUS (2011), Explicit version 6.11 User's Manual, Dassault Systèmes.
- API 650 (1998), Welded storage tanks for oil storage, American Petroleum Institute Standard, Washington D.C.
- Bayraktar A., Sevim B., Altun A.C. i Türker T. (2010), „Effect of the model updating on the earthquake behavior of steel storage tanks”, *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 462-469.
- Buratti N. i Tavano M. (2014), „Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, 1-21.
- Burkacki D. i Jankowski R. (2019), „Experimental study on models of cylindrical steel tanks under mining tremors and moderate earthquakes”, *Earthquakes and Structures*, 17, 175-189.
- Burkacki D., Wójcik M. i Jankowski R. (2020), „Numerical investigation on behaviour of cylindrical steel tanks during mining tremors and moderate earthquakes”, *Earthquakes and Structures*, 18, 97-111.
- Chen Y.-H., Hwang W.-S. i Ko C.H. (2007), „Sloshing behaviours of rectangular and cylindrical liquid tanks subjected to harmonic and seismic excitations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(12), 1701-1717.
- Cho K.H. i Cho S.Y. (2007), „Seismic response of cylindrical steel tanks considering fluid-structure interaction”, *Steel Structures*, 7, 147-152.
- Chopra A.K. (1995), *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, USA.
- Ciesielski R., Kawecki J. (red.) (1978-2009), *Materiały sympozjów „Wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle”*, Kraków.
- Clough R.W. i Penzien J. (1993), *Dynamics of Structures*, 2nd edition, McGraw-Hill, New York.
- Cooper T.W. (1997), *A Study of the Performance of Petroleum Storage Tanks During Earthquakes, 1933–1995*, NIST No. GCR 97-720, U.S. Dept. of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburgh, Md., USA.

- De Angelis M., Giannini R. i Paolacci F. (2010), „Experimental investigation on the seismic response of a steel liquid storage tank equipped with floating roof by shaking table tests”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(4), 377-396.
- Der Kiureghian A. (1996), „A coherency model for spatially varying ground motions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 99-111.
- DiGrado B.D. i Thorp G.A. (1995), *The Aboveground Steel Storage Tank Handbook*, Van Nostrand Reinhold, New York, NY, USA.
- Djermane M., Zaoui D., Labbaci B. i Hammadi F. (2014), „Dynamic buckling of steel tanks under seismic excitation: numerical evaluation of code provisions”, *Engineering Structures*, 70, 181–196.
- Dong Y. i Redekop D. (2007), „Structural and vibrational analysis of liquid storage tanks”, *Transactions. SMiRT 19 Conference. Toronto, Canada, 12-17 August 2007*.
- Dulińska J. (2006), „Odpowiedź dynamiczna budowli wielopodporowych na nierównomierne wymuszenie parasejsmiczne pochodzenia górniczego”, *Monografia 338*, Kraków.
- Dulińska J. (2009), „Wpływ prędkości propagacji fali wstrząsowej na odpowiedź dynamiczną zapory ziemnej”, *Bezpieczeństwo zapór – bezpieczeństwo ludności i środowiska*, pod red. W. Jankowskiego i A. Wity, *Monografia Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej*, Warszawa, 34-45.
- Dulińska J. (2011), „Importance of wave velocity in the ground on the dynamic response of large-dimensional structures”, *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 5(1), 538-541.
- Dulińska J. (2013), „Cooling tower shell under asynchronous kinematic excitation using concrete damaged plasticity model”, *Key Engineering Materials*, 535-536, s. 469-472.
- Edwards N.W. (1969), *A Procedure for the Analysis of the Dynamic of Thin-Walled Cylindrical Liquid Storage Tanks*, Ph.D. thesis, University of Michigan, Ann Arbor.
- Estekanchi H.E. i Alembagheri M. (2012), „Seismic Analysis of Steel Liquid Storage Tanks by Endurance Time Method”, *Thin-Walled Structures*, 50, 14–23.
- Estekanchi H.E., Vafai A. i Sadeghazar M. (2004), „Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures”, *Scientia Iranica*, 11, 361–370.
- Eurocode 8 (1998), *Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 1- General rules and Part 4- Silos, tanks and pipelines*, European committee for Standardization, Brussels.

- Eurokod 1 (2008), Oddziaływania na konstrukcje, Część 4- Oddziaływanie wiatru, Europejski Komitet Normalizacyjny, Bruksela.
- Falborski T. i Jankowski R. (2013), „Polymeric bearings – a new base isolation system to reduce structural damage during earthquakes”, *Key Engineering Materials*, 569-570, 143-150.
- Falborski T. i Jankowski R. (2017), „Experimental study on effectiveness of a prototype seismic isolation system made of polymeric bearings”, *Applied Sciences*, 7, 808.
- Fenves G. i Vargas-Loli L.M. (1988), „Nonlinear dynamic analysis of fluid-structure systems”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114(2), 219-240.
- Godoy L.A. (1996), *Thin-Walled Structures with Structural Imperfections Analysis and Behaviour*, Pergamon Press – Elsevier, New York, NY, USA.
- Hall J.F. (2006), „Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(5), 525-545.
- Harichandran R.S., Hawwari A. i Sweidan B.N. (1996), „Response of long-span bridges to spatially varying ground motion”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122(5), 476-484.
- Harichandran R.S. i Vanmarcke E.H. (1986), „Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 112(2), 154-174.
- Haroun M.A. i Housner G.W. (1981), „Seismic design of liquid storage tanks”, *Proceedings of the Journal of Technical Councils*, ASCE, 107, 191-207.
- Haroun M.A. i Tayel M.A. (1985), „Axisymmetrical vibrations of tanks- Numerical”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 111(3), 329-345.
- Hoskins L.M. i Jacobsen L.S. (1934), „Water pressure in a tank caused by a simulated earthquakes”, *Bulletin of Seismological Society of America*, 24, 1-32.
- Hosseinzadeh N., Kazem H., Ghahremannejad M., Ahmadi E. i Kazem N. (2013), „Comparison of API650-2008 provisions with FEM analyses for seismic assessment of existing steel oil storage tanks”, *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 26(4), 666-675.
- Housner G.W. (1954), *Earthquake Pressures on Fluid Containers*, Report No. 081-095 Eighth Technical Report under Office of Naval Research, Project Designation, California Institute of Technology, Pasadena, CA, USA.
- Housner G.W. (1957), „Dynamic pressure on accelerated fluid containers”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(1), 15-35.

- Housner G.W. (1963), „The dynamic behaviour of water tanks”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-387.
- Hwang I.T. i Ting K. (1989), „Boundary element method for fluid-structure interaction problems in liquid storage tanks”, *Journal of Pressure Vessel Technology*, 3(4), 435-440.
- Instrukcja ITB 364/2007 (2007), *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
- Ishida K. i Kobayashi N. (1988), „An effective method of analyzing rocking motion unanchored cylindrical tanks including uplift”, *Journal of Pressure Vessel Technology*, ASME, 110, 76-87.
- Jacobsen L.S. (1949), „Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluid surrounding a cylindrical pier”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 39(3), 189-203.
- Jaiswal O. R., Rai D. C. i Jain S. K. (2004), “Review of code provisions on seismic analysis of liquid storage tanks”, IITK-GSDMA Project on Building Codes, IITK-GSDMA-EQ04-V1. 0.
- Jankowski R. (2006), „Numerical simulations of space-time conditional random fields of ground motions”, *Computational Science - ICCS 2006: 6th International Conference: Proceedings*, Reading, UK, 28-31 May 2006.
- Jankowski R. (2010), „Shaking table experimental study on diagnosis of damage and its evaluation in steel structure”, *Key Engineering Materials*, 417-418, 157-160.
- Jankowski R. (2012), „Non-linear FEM analysis of pounding-involved response of buildings under non-uniform earthquake excitation”. *Engineering Structures*, 37, 99-105.
- Jankowski R. i Walukiewicz H. (1997), „Modelling of two-dimensional random fields”, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 12, 115-121.
- Jankowski R. i Wilde K. (2000), „A simple method of conditional random field simulation of ground motions for long structures”, *Engineering Structures*, 65, 552-561.
- Kim M.K., Lim Y.M., Cho S.Y. i Cho K.H. (2002), „Seismic analysis of base-isolated liquid storage tanks using the BE-FE-BE coupling technique”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1151-1158.
- Kwiatk J. (red.) (1997), *Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych*, Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice.

- Lay K.S. (1993), „Seismic coupled modelling of axisymmetric tanks containing liquid”, *Journal of Engineering Mechanics*, 119, 1747-1761.
- Łubiński M., Żółtowski W. (2007), *Konstrukcje metalowe*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa.
- Maciąg E., Kuźniar K. i Tatar T. (2016), „Response spectra of ground motions and building foundation vibrations excited by rockbursts in the LGC region”, *Earthquake Spectra*, 32, 1769-1791.
- Magnucki K. (1998), *Wytrzymałość i optymalizacja zbiorników cienkościennych*, PWN, Warszawa.
- Malhotra P.K., Wenk T. i Wieland M. (2000), „Simple procedure for seismic analysis of liquid storage tanks”, *Structural Engineering*, 10(3), 197-201.
- Malhotra P.K. i Veletsos A.S. (1994), „Uplifting analysis of base plates in cylindrical tanks”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 120(12), 3489–3505.
- Manos G.C. i Clough R.W. (1985), „Tank damage during the May 1983 Coalinga earthquake”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13(4), 449–466.
- Maraveas C. (2011), „Analysis and structural behavior of cylindrical steel tanks under seismic effects”, *The 12th International Conference on Metal Structures – ICMS*, Wrocław, Poland, 476-485.
- Minoglou M.K., Hatzigeorgiou G.D. i Papagiannopoulos G.A. (2013), „Heuristic optimization of cylindrical thin-walled steel tanks under seismic loads”, *Thin-Walled Structures*, 64, 50-59.
- Moeindarbari H., Malekzadeh M. i Taghikhany T. (2014), „Probabilistic analysis of seismically isolated elevated liquid storage tank using multi-phase friction bearing”, *Earthquakes and Structures*, 6(1), 111-125.
- Nachtigall I., Gebbeken N., Urrutia-Galicia J.L. (2003), „On the analysis of vertical circular cylindrical tanks under earthquake excitation at its base”, *Engineering Structures*, 25, 201–213.
- Niwa A., i Clough R.W. (1982), „Buckling of cylindrical liquid-storage tanks under earthquake loading”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 107-122.
- NZSEE (1986), *Seismic Design of Storage Tanks*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, December.
- Ormeño M., Larkin T. i Chouw N. (2014), „Methods for defining the seismic loadings of liquid storage tanks: an experimental comparison”, *Proceedings of the 9th International*

- Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014.
- Ormeño M., Larkin T. i Chouw N. (2015a), „The effect of seismic uplift on the shell stresses of liquid-storage tanks”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44, 1976-1996.
- Ormeño M., Geddes M., Larkin T. i Chouw N. (2015b), „Experimental Study of Slip-Friction Connectors for Controlling the Maximum Seismic Demand on a Liquid Storage Tank”, *Engineering Structures*, 103, 134-146.
- Ozdemir Z., Souli M. i Fahjan Y.M. (2010), „Application of nonlinear fluid-structure interaction methods to seismic analysis of anchored and unanchored tanks”, *Engineering Structures*, 32, 409-423.
- Parlett B.N. (1980), *The Symmetric Eigenvalue Problem*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- PN-EN 10088-1 (2007), *Stale odporne na korozję. Część pierwsza - Gatunki stali odporne na korozję.*
- Rohovsky K. (2003). „Storage tank design for seismic region”, *International Conference on Design, Inspection, Maintenance and Operation of Cylindrical Steel Tanks and Pipelines*, Prague, Czech Republic, 8-10 October 2003 .
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 21 listopada 2005 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać bazy i stacje paliw płynnych, rurociągi przesyłowe dalekosiężne służące do transportu ropy naftowej i produktów naftowych i ich usytuowanie. *Dziennik Ustaw nr 243 (z 2005 roku) poz. 2063.*
- Salawu O.S. (1997), „Detection of structural damage through changes in frequency: a review”, *Engineering Structures*, 19(9), 718-723.
- Seleemah A.A. i El-Sharkawy M. (2011), „Seismic analysis and modeling of isolated elevated liquid storage tanks”, *Earthquakes and Structures*, 2(4), 397-412.
- Shahrjerdi A. i Bayat M. (2018), „The effect of composite-elastomer isolation system on the seismic response of liquid-storage tanks: Part I”, *Earthquakes and Structures*, 15(5), 513-528.
- Shekari M.R. (2018). „A coupled BE–FE–BE study for investigating the effect of earthquake frequency content and predominant period on seismic behavior of base-isolated concrete rectangular liquid tanks”, *Journal of Fluids and Structures*, 77, 19–35.

- Shekari M.R., Hekmatzadeh A.A. i Amiri S.M. (2019), „On the nonlinear dynamic analysis of base-isolated three-dimensional rectangular thin-walled steel tanks equipped with vertical baffle”, *Thin-Walled Structures*, 138, 79-94.
- Shekari M.R., Khaji N. i Ahmadi M.T. (2010), „On the seismic behavior of cylindrical base-isolated liquid storage tanks excited by long-period ground motions”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 968–980.
- Sohn H., Farrar C.R., Hemez F.M., Shunk D.D., Stinemates D.W. i Nadler B.R. (2003), *A review of structural health monitoring literature: 1996–2001*, Los Alamos National Lab., USA.
- Spritzer J.M. i Guzey S. (2017), „Review of API 650 Annex E: Design of large steel welded aboveground storage tanks excited by seismic loads”, *Thin-Walled Structures*, 112, 41-65.
- Sun J., Cui L., Li X., Wang Z., Liu W. i Lv Y. (2018), „Vibration mode decomposition response analysis of large floating roof tank isolation considering swing effect”, *Earthquakes and Structures*, 15(4), 411-417.
- Tatara T. (2002), *Działania drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górnictwami na tradycyjną zabudowę mieszkalną*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- Tatara T. (2012), *Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- Veletsos, A.S. (1974), „Seismic effects in flexible liquid storage tanks”, *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, 1, 630-639.
- Veletsos, A.S. (1984), „Seismic response and design of liquid storage tank”, *Guidelines for Seismic Design of Oil and Gas Pipelines System*, ASCE, New York, USA, 255-370.
- Veletsos, A.S. i Yang, J.Y. (1977), „Earthquake response of liquid storage tanks”, *Proceedings of the 2nd EMD Specialty Conference*, ASCE, New York, USA, 1-24.
- Virella, J.C., Godoy, L.A., Suárez, L.E. i Mander, J.B. (2003), „Influence of the roof on the natural periods of empty steel tanks”, *Engineering Structures* 25, 877-887.
- Virella, J.C., Prato, C.A. i Godoy, L.A. (2008), „Linear and nonlinear 2D finite element analysis of sloshing modes and pressure in rectangular tanks subjected to horizontal harmonic motions”, *Journal of Sound and Vibration*, 312(3), 442-460.
- von Neumann J., Goldstine H.H. (1947), „Numerical inverting of matrices of high order”, *Bulletin of the American Mathematical Society*, 53(11), s. 1021–1099.

- Wozniak, R.S. i Mitchell, W.W. (1978), *Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks, Sessions on Advances in Storage Tank Design*, American Petroleum Institute, Washington, USA.
- Zembaty, Z. (2004), „Rockburst induced ground motion - a comparative study”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(1), 11-23.
- Zembaty Z., Cholewicki A., Jankowski R. i Szulc J. (2005a), „Trzęsienia ziemi 21 września 2004 r. w Polsce północno-wschodniej oraz ich wpływ na obiekty budowlane”, *Inżynieria i Budownictwo*, 61, 3-9.
- Zembaty Z., Jankowski R., Cholewicki A. i Szulc J. (2005b), „Trzęsienie ziemi 30 listopada 2004 r. na Podhalu oraz jego wpływ na obiekty budowlane”, *Inżynieria i Budownictwo*, 61, 507-511.
- Zembaty Z., Wiejacz P. (2007), „Czy w Polsce potrzebna jest sejsmiczna norma budowlana?”, *Czasopismo Techniczne. Budownictwo*, 104(2), 127-134.
- Zhang D.-Y., Li X., Yan W.-M., Xie W.Ch. i Pandey M.D. (2013), „Stochastic seismic analysis of a concrete-filled steel tubular (CFST) arch bridge under tridirectional multiple excitations”, *Engineering Structures*, 52, 355–371.
- Ziółko, J. (1986), *Zbiorniki metalowe na cieczy i gazy*, Arkady, Warszawa, Polska.
- Ziółko J. (2008), „Remonty i wzmacnianie zbiorników stalowych i rurociągów dalekosiężnych”, *XXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji – Szczyrk 2008, Tom III*, 393-448.
- Ziółko J., Heizig T., Supernak E. (2012), „Stalowe zbiorniki i konstrukcje powłokowe”, *XXVII Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji, Szczyrk 2012*, 7-10 marca.

Streszczenie

W niniejszej dysertacji opisano wyniki kompleksowych badań zachowania się zbiorników stalowych poddanych wstrząsom górniczym i umiarkowanym trzęsieniom ziemi. Badania prowadzono dla dwóch zbiorników rzeczywistych zlokalizowanych na terenie Polski.

W rozdziale 1 opisano analizowane zagadnienie, przytoczono dotychczasowe badania dotyczące zachowania się zbiorników stalowych poddanych wymuszeniom sejsmicznym oraz przedstawiono cel, tezę i strukturę pracy.

Rozdział 2 obejmuje zagadnienia związane z opisem zbiorników stalowych jako konstrukcji o specjalnym przeznaczeniu we współczesnym budownictwie. W rozdziale przedstawiono typy zbiorników jakie są używane do magazynowania różnych substancji na potrzeby różnych gałęzi przemysłu. Ponadto, opisano podstawowe typy uszkodzeń mogących wystąpić w tego typu konstrukcjach. Na koniec, zaprezentowano różne podejścia do projektowania zbiorników, które są poddane obciążeniom związanym z oddziaływaniami sejsmicznymi i parasejsmicznymi.

W rozdziale 3 opisano badania eksperymentalne. Pierwszy etap badań przeprowadzono na specjalnym stanowisku laboratoryjnym dla modeli doświadczalnych zbiorników znajdujących się na terenie Polski. Badania prowadzono dla różnego poziomu wypełnienia obiektów substancją magazynowaną (całkowicie wypełnione, częściowo wypełnione i puste). W ramach tych badań początkowo wykonano testy impulsowe przy użyciu młota modalnego, które służyły do wyznaczenia dominujących częstotliwości drgań własnych. Następnie wykonano tzw. testy sweep-sine w celu wyznaczenia charakterystyk dynamicznych modeli doświadczalnych zbiorników. W dalszej kolejności przeprowadzono testy sejsmiczne i parasejsmiczne, w wyniku których otrzymano szereg wyników w postaci przyspieszeń i naprężeń badanych modeli. W ostatniej części badań eksperymentalnych wykonano testy zniszczeniowe jednego z modeli w celu opracowania metody detekcji uszkodzeń zbiorników poprzez pomiary ich drgań. Wyniki badań impulsowych umożliwiły ogólne oszacowanie zależności pomiędzy poziomem wypełnienia a częstotliwością drgań własnych modeli zbiorników. Z kolei, rezultatem testów sweep-sine były dokładne charakterystyki dynamiczne analizowanych obiektów.



Na podstawie wyników z prowadzonych analiz modalnych stwierdzono, iż poziom wypełnienia ma zasadniczy wpływ na wartości parametrów dynamicznych. Ponadto, badania sejsmiczne i parasejsmiczne wykazały, że poziom wypełnienia wpływa również znacznie na dynamiczne zachowanie się konstrukcji zbiorników podczas wstrząsów górniczych i umiarkowanych trzęsień ziemi. Wraz ze wzrostem poziomu wody zaobserwowano początkowo redukcję wartości przyspieszeń (tłumiące działanie cieczy), jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta uległa odwróceniu i wartości przyspieszeń wzrosły (efekt zwiększania masy). Co więcej, wzrost poziomu wypełnienia wodą spowodował znaczny wzrost poziomu naprężeń. Ponadto, badania zniszczeniowe pokazały, iż uszkodzenia globalne wpływają znacząco na dynamiczną odpowiedź badanego obiektu.

Rozdział 4 zawiera wyniki analiz numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem MES dla modeli rzeczywistych zbiorników znajdujących się na terenie Polski. Również te badania prowadzono dla różnych poziomów wypełnienia obiektów. W pierwszej kolejności wykonano analizy modalne, aby dokonać walidacji stworzonych modeli numerycznych poprzez porównanie wartości częstotliwości drgań własnych otrzymanych z analizy numerycznej i badań doświadczalnych. Następnie przeprowadzono kompleksowe numeryczne testy sejsmiczne i parasejsmiczne zbiorników poddanych różnym wymuszeniom. Analizy te wykonano dla jednorodnego i niejednorodnego wymuszenia dynamicznego. Drugi przypadek uwzględnia tzw. efekty przestrzenne związane z propagacją fali sejsmicznej, ze względu na znaczną wielkość obiektów badań. Ostatnim etapem analiz były testy zniszczeniowe przeprowadzone w analogiczny sposób jak w przypadku badań eksperymentalnych. W wyniku analiz modalnych wyznaczono dominujące częstotliwości drgań własnych konstrukcji oraz odpowiadające im postacie drgań. Potwierdzono wniosek z badań eksperymentalnych, iż poziom wypełnienia wpływa w sposób znaczny na wartości parametrów dynamicznych badanych obiektów. Wyniki testów sejsmicznych i parasejsmicznych pokazały, iż poziom wypełnienia ma również istotny wpływ na dynamiczne zachowanie się zbiorników. Wraz ze wzrostem poziomu benzyny zaobserwowano początkowo redukcję wartości przemieszczeń (tłumiące działanie cieczy), jednakże po przekroczeniu pewnego poziomu wypełnienia prawidłowość ta uległa odwróceniu i wartości przemieszczeń wzrosły (efekt zwiększania masy). Ponadto, wzrost poziomu wypełnienia benzyną spowodował znaczny wzrost poziomu naprężeń. Zaobserwowano również, iż wymuszenie nierównomierne powoduje spadek wartości przemieszczeń oraz naprężeń

w stosunku do wymuszenia równomiernego. Wyniki analiz modalnych dla modelu zbiornika z uszkodzeniami potwierdziły, że ocena stanu technicznego badanego obiektu może się odbywać za pomocą metody detekcji uszkodzeń globalnych poprzez pomiar częstotliwości drgań konstrukcji.

W końcowej części pracy zestawiono wnioski końcowe oraz oryginalne elementy pracy.

Abstract

This dissertation presents the results of comprehensive studies focused on the behaviour of steel tanks subjected to mining tremors and moderate earthquakes. The research has been carried out for two steel tanks located in Poland.

Chapter 1 describes the problem, reviews previous research on the behaviour of steel tanks subjected to seismic excitations, and presents the purpose, thesis and structure of the work.

Chapter 2 covers issues related to the description of steel tanks as special purpose structures in modern civil engineering. The chapter presents the types of tanks that are used to store different substances for the needs of various industries. In addition, the basic types of damage, that may occur in such structures, are described. Finally, various approaches to the design of tanks subjected to seismic and paraseismic loads are presented.

Experimental studies are described in Chapter 3. The first stage of the research has been carried out on a special laboratory stand for experimental testing of models of tanks located in Poland. The investigations have been carried out for different levels of filling the objects (completely filled, partially filled and empty). Firstly, impact tests have been performed using a modal hammer, which have been used to determine the dominant natural frequencies. Then, the sweep-sine tests have been carried out so as to determine the dynamic characteristics of experimental models of tanks. Subsequently, seismic and paraseismic tests have been performed and a number of results have been obtained in the form of accelerations and stresses of the tested models. In the last part of the experimental investigations, damage tests of one of the models have been conducted in order to develop a method of tank damage detection by measuring structural vibrations. The impact tests have enabled us to estimate the relationship between the filling level and the natural frequency of the tank models. In turn, the results of the sweep-sine tests have allowed us to obtain accurate dynamic characteristics of the analyzed objects. Based on the results of the conducted modal analyses, it has been found that the filling level has a significant influence on the values of dynamic parameters. In addition, seismic and paraseismic studies have shown that the level of filling significantly affects the dynamic behaviour of

tanks during mining tremors and moderate earthquakes. With the increase in the water level, a reduction in the acceleration values was initially observed (damping effect of liquid), however, after exceeding a certain level of filling, this regularity was reversed and the acceleration values increased (effect of increasing the mass). Moreover, the increase in the level of water filling resulted in a significant increase in stress values. In addition, the destructive tests have shown that global damage significantly affects the dynamic response of the tested object.

Chapter 4 contains the results of numerical analyzes carried out using FEM for models of real tanks located in Poland. Also, these tests have been carried out for various cases of filling the objects. Firstly, modal analysis has been performed to validate the numerical models by comparing the natural frequency values obtained from the numerical analysis and experimental investigation. Then, comprehensive seismic and paraseismic numerical tests have been carried out for tanks subjected to various excitations. These studies have been performed for uniform and non-uniform dynamic excitations. The second case has involved the so called spatial effects related to seismic wave propagation, due to the large size of the analyzed structures. The last part of the research has been focused on damage tests carried out in the same way as during the experiments. As a result of modal analyses, the dominant natural frequencies of the structure, and corresponding modes of vibrations, have been determined. The conclusions from experimental research have been confirmed, i.e. the level of filling has a significant influence on the values of dynamic parameters of the tested structures. The results of seismic and paraseismic tests have shown that the level of filling also has a significant impact on the dynamic behaviour of tanks. With the increase in the level of petroleum, a reduction in the displacement values was initially observed (damping effect of liquid), however, after exceeding a certain level of filling, this regularity was reversed and the values of displacements increased (effect of increasing the mass). In addition, the increase in the petroleum level of filling resulted in a significant increase in the stress level. It has also been observed that non-uniform excitation causes a decrease in the values of displacements and stresses in relation to uniform excitation. The results of modal analysis for the tank model with damage have confirmed that the assessment of the technical condition of the tested object can be carried out using the method of detecting global damage by measuring the vibration frequency of the structure.

In the last part of the work, the final conclusions and original elements of the work are summarized.