

Procedura wyznaczania dynamicznej odpowiedzi zapór ziemnych z wykorzystaniem metod dyskretnych

Dr inż. Aleksandra Korzec, dr hab. inż. Waldemar Świdziński

Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku, Zakład Geomechaniki

Terytorium Polski jest terenem charakteryzującym się bardzo niską sejsmicznością naturalną [14]. Niemniej jednak, w pierwszym dziesięcioleciu XXI wieku miały już miejsce lekkie trzęsienia ziemi, które spowodowały uszkodzenia obiektów budowlanych, a okres powrotu takich zdarzeń szacuje się na 50 do 100 lat [39]. Epicentra tych wstrząsów znajdowały się na terenie Polski lub w bliskim jej sąsiedztwie, a ich źródłem były między innymi procesy górotwórcze i odprężenia w rejonie uskoków tektonicznych. Podane przez EMCS¹ magnitudy lokalne tych wstrząsów oszacowano na: 4,7² – Podhale 2004; 5,3 – Obwód Kaliningradzki 2004 oraz 3,8 – Wielkopolska 2012. Dodatkowo, obiekty budowlane posadowione w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (LGOM) i Górnośląskim Zagłębiu Węglowym (GZW) narażone są na wstrząsy wynikające z prowadzonej tam działalności górniczej o znacznie krótszym okresie powrotu (od 2 do 3 lat). Najsilniejsze wstrząsy indukowane działalnością górniczą zarejestrowane na obszarach LGOM i GZW miały zbliżone magnitudy i wynosiły odpowiednio 4,5 (1977) i 4,6 (1980)³ [19]. Obecnie obserwowane są wstrząsy o niższej energii sejsmicznej. Przykładowe magnitudy silnych wstrząsów mających miejsce w ostatnich latach w LGOM to 3,3⁴ (29.11.2016), natomiast w obszarze GZW to 3,7⁵ (23.04.2018).

Efekt oddziaływania na budowlę najlepiej opisany jest poprzez rejestrowane na powierzchni ziemi przebiegi przyspieszeń, nazywane akcelerogramami. Wynika to z bezpośredniego związku pomiędzy przyspieszeniami a siłami bezwładności działającymi na obiekt. Dysponując licznymi rejestracjami zdarzeń sejsmicznych na danym terenie, możliwe jest przeprowadzenie analizy ryzyka sejsmicznego i wskazanie charakterystycznej szczytowej wartości przyspieszenia, która z określonym prawdopodobieństwem będzie przewyższona w projektowanym czasie życia obiektu i znanym okresem powrotu takiego zdarzenia [10, 13]. Akcelerogramy obliczeniowe, czyli szeregi czasowe przyspieszeń o prognozowanej szczytowej wartości przyspieszenia, stanowią podstawę wymiarowania konstrukcji budowlanych.

Pierwsze metody uwzględnienia sił dynamicznych w wymiarowaniu zapór ziemnych opracowano już w latach 30. XX wieku. Znaczący rozwój tych metod, który nastąpił w latach 60., był niewątpliwie związany z mającymi wówczas miejsce katastrofami zapór. Obecnie, przede wszystkim ze względu na dostępne moce obliczeniowe, rozwijane są metody oceny stateczności z zastosowaniem metod dyskretnych. Zgodnie z historią rozwoju tych metod, wydzielono wśród nich trzy główne grupy oceny stateczności zapór poddanych oddziaływaniom sejsmicznym. Są to metody proste, do których należy metoda pseudo-statyczna; uproszczone metody dynamiczne, takie jak metoda

Newmarka oraz metoda spektrum odpowiedzi oraz tzw. pełne metody dynamiczne, obejmujące szeroki zakres metod dyskretnych [10, 16, 18, 24, 35].

Obliczenia odpowiedzi dynamicznej zapór z wykorzystaniem metod dyskretnych nie są powszechne w praktyce projektowej ani w Polsce, ani w krajach o znacznym zagrożeniu sejsmicznym. Celem artykułu jest przybliżenie złożoności danych potrzebnych do analiz takiej odpowiedzi i szeregu parametrów wpływających na jakość wykonanej oceny odpowiedzi dynamicznej obiektu. Niniejsza praca dotyczy zastosowania metody elementów skończonych i jawnej metody całkowania równań ruchu w czasie do wyznaczenia odpowiedzi dynamicznej zapory ziemnej. W artykule skoncentrowano się na przedstawieniu pewnych charakterystycznych elementów, które pomogą w zbudowaniu poprawnego i ekonomicznego modelu dyskretnego. Przedstawione informacje są wynikiem kilkuletniej pracy autorów nad zagadnieniami stateczności zapór ziemnych z uwzględnieniem obciążeń sejsmicznych [21, 23, 34, 35, 36] będącej również przedmiotem pracy doktorskiej pierwszego z Autorów [20].

W niniejszej pracy omówiono jedynie podstawowe elementy związane z modelowaniem odpowiedzi dynamicznej zapór ziemnych. W pierwszej kolejności zdefiniowano stosowany termin: odpowiedź dynamiczna. Następnie przedstawiono problematykę przygotowania akcelerogramu obliczeniowego. Scharakteryzowano również najważniejsze parametry materiałowe wpływające na odpowiedź dynamiczną, jaką jest sztywność i tłumienie materiału, które mają dodatkowo wpływ na sposób przygotowania modelu dyskretnego. Następnie przedstawiono procedurę obliczeń dynamicznych z zastosowaniem komercyjnego oprogramowania PLAXIS 2D 2012 i QUAKE/W 2012 z pakietu GeoStudio.

CHARAKTERYSTYKA ODPOWIEDZI DYNAMICZNEJ

Stosowany powszechnie, zwłaszcza w literaturze angielskojęzycznej, termin „odpowiedź dynamiczna” ma wieloaspektowe znaczenie. Może dotyczyć on tylko wyznaczenia częstotliwości drgań własnych w celu uniknięcia zjawiska rezonansu. Może również dotyczyć wyznaczenia maksymalnej reakcji obiektu na zadane obciążenie sejsmiczne, np. szczytowej wartości przemieszczenia. W niniejszym artykule, wyznaczenie odpowiedzi dynamicznej oznaczać będzie znajomość przebiegów różnych zmiennych x w czasie w wyselekcjonowanych punktach.

Najczęściej analizowane są przebiegi przyspieszeń i przemieszczeń w reperach obiektów powierzchniowych. Analizie poddawane są również przebiegi odkształceń postaciowych i naprężeń stycznych w charakterystycznych punktach zapory i podłoża. Przebiegi wybranych zmiennych mogą być charakteryzowane: chwilową wartością szczytową p_x , wartością skuteczną RMS_x lub wartością trwałą pozostającą po ustaniu wymuszenia $x(t_c)$.

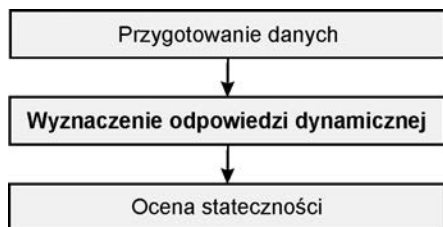
¹ European-Mediterranean Seismological Centre; www.emsc-csem.org

² 4,5 według Instytutu Geofizyki PAN, www.igf.edu.pl

³ www.grss.gig.eu

⁴ Obliczone na podstawie energii sejsmicznej wg zależności podanej w pracy Mincha i Samokara (2007).

⁵ www.grss.gig.eu



Rys. 1. Schemat obliczeń

Analiza wzrostu ciśnień wody w porach lub zagęszczenia gruntu w wyniku cyklicznego obciążenia jest możliwa tylko w przypadku zastosowania zaawansowanych modeli konstytutywnych, na przykład UBCSAND [3]. Najczęściej jednak analizy te wykonywane są za pomocą dodatkowych modułów obliczeniowych lub poza programem komercyjnym na podstawie obliczonych historii przyspieszeń poziomych i modeli autorskich [12, 31].

Na podstawie wyznaczonej odpowiedzi dynamicznej i przyjętych kryteriów można dokonać oceny stateczności (rys. 1). W tym aspekcie pomocne są również przestrzenne wizualizacje pól przemieszczeń poziomych lub odkształceń postaciowych, które wskazują możliwe mechanizmy zniszczenia.

WYBÓR I PRZYGOTOWANIE AKCELEROGRAMU OBLICZENIOWEGO

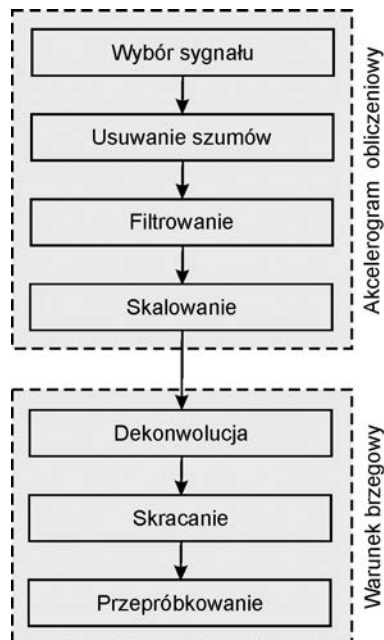
Zagadnienie dotyczące wyboru i przygotowania akceleroqramów obliczeniowych (zazwyczaj w liczbie od 3 do 10) jest zagadnieniem złożonym [7, 8]. Pewne usystematyzowane informacje przedstawiono w artykułach [22, 24]. Zakres działań koniecznych do przygotowania poprawnego akceleroqramu obliczeniowego, który następnie będzie wykorzystany jako warunek brzegowy przedstawiono na rys. 2.

Wybór akceleroqramu

Pierwszym krokiem jest wybór akceleroqramów zarejestrowanych przez stacje sejsmiczne. Co do zasady powinny to być rejestracje z różnych stacji sejsmicznych zlokalizowanych na terenie o zbliżonej budowie geologicznej i tektonicznej, odzwierciedlające różne zdarzenia sejsmiczne o zbliżonej magnitudzie oraz charakteryzujące się różnym czasem trwania intensywnej fazy wstrząsu. W przypadku terenów dobrze zinstrumentalizowanych o znacznym zagrożeniu sejsmiczności naturalnej lub indukowanej działalnością górnictwem wyboru dokonuje się spośród rejestracji wykonanych przez lokalną sieć sejsmologiczną. Najlepszym kryterium wyboru konkretnego szeregu czasowego jest intensywność Ariasa [1] sygnałów o tej samej szczytowej wartości przyspieszenia [22].

Usuwanie szumów / Dopasowanie zakresu częstotliwości / Skalowanie

Każdy z zarejestrowanych sygnałów zawiera szumy niski- i wysokoczęstotliwościowe. Wynikają one zarówno z charak-



Rys. 2. Procedura przygotowania wymuszenia sejsmicznego

terystryki urządzenia pomiarowego, sposobu przesyłu danych oraz szumów generowanych przez szeroko pojęte otoczenie stacji pomiarowej. Szumy długookresowe skutkują otrzymaniem niefizycznych przebiegów prędkości i przemieszczeń. Nie mają one charakteru ruchu oscylacyjnego lub sugerują pozostawanie stacji sejsmicznej w ruchu po ustaniu trzęsienia. Najlepszą metodą usunięcia szumu długookresowego jest usunięcie trendu akceleroqramu opisanego wielomianem piątego stopnia. Inną, mniej skuteczną, metodą jest filtrowanie filtrem górnoprzepustowym, na przykład z wykorzystaniem filtru Butterwortha z częstotliwością graniczną z zakresu od 0,25 Hz do 0,5 Hz. Filtrowanie jest natomiast skuteczną metodą usuwania szumów wysokoczęstotliwościowych, które przede wszystkim wpływają na ocenę szczytowej wartości zarejestrowanych przyspieszeń. Najczęściej wartość graniczna filtra dolnoprzepustowego dobierana jest w zgodzie z zakresem częstotliwości sygnałów wykorzystywanych do prognozy ryzyka sejsmicznego.

Po uzgodnieniu zakresu częstotliwości z prognozą i usunięciu szumów długookresowych można przeskalować sygnał do prognozowanej szczytowej wartości przyspieszeń.

Warto zwrócić uwagę na jeszcze jeden aspekt zakresu częstotliwości akceleroqramu obliczeniowego. Związany jest on z koniecznością takiego skonstruowania modelu dyskretnego, aby możliwa była analiza propagacji fali o najwyższej zawartej w akceleroqramie częstotliwości, a tym samym z czasochłonnością prowadzonych obliczeń (por. Dyskretyzacja obszaru). Warto zatem dokonać ponownej filtracji akceleroqramu filtrem dolnoprzepustowym z wybraną częstotliwością graniczną wynikającą z właściwości dynamicznych analizowanego układu. W przypadku obiektów masywnych, jakimi są zapory ziemne, których pierwsza częstotliwość drgań własnych zawiera się w przedziale $0,7 \div 2,5$ Hz [11], z pewnością wystarczający jest górny zakres częstotliwości obciążenia dynamicznego równy 10 Hz. Taką też wartość przyjęto dla zapór Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych Żelazny Most [27]. Ten etap kończy przygotowanie akceleroqramu obliczeniowego.

Próbkowanie

W celu wykorzystania akcelerogramu obliczeniowego jako warunku brzegowego konieczne jest przepróbkowanie sygnału do ustalonego kroku obliczeniowego (por. Dyskretyzacja obszaru). Program *QUAKE/W* wydaje się być najbardziej wymagający, gdyż wymaga od użytkownika samodzielnego zdefiniowania kroku obliczeniowego i przygotowania odpowiednio przepróbkowanego sygnału. Natomiast w programie *PLAXIS* zaimplementowano wewnętrzną procedurę dostosowującą krok obliczeń i odpowiednio próbkującą sygnał. Wówczas, w przypadku nieprzemyślanego modelu dyskretnego, pozostaje tylko problem długiego czasu obliczeń i dostępności mocy obliczeniowych.

Wybór intensywnej fazy wstrząsu

Warto również wybrać tylko część zarejestrowanego sygnału zawierającego intensywną fazę wstrząsu. Fragment ten można wybrać, stosując kryterium Bolta [6] pierwszego i ostatniego przekroczenia przez przyspieszenia wybranej wartości granicznej, na przykład 0,02g lub kryterium znormalizowanej intensywności Ariasa I_a , na przykład w zakresie od 1% do 99% I_a [37].

Dekonwolucja

W przypadku analizy obiektu posadowionego na odkształcalnej warstwie podłoża, którą uwzględnia się w modelu dyskretnym, powyższe dwa kroki muszą być poprzedzone modyfikacją sygnału, która pozwala na uwzględnienie transformacji sygnału przez tę warstwę. Modyfikacja ta nazywana jest dekonwolucją sygnału, a termin i metody zaczerpnięto z teorii sygnałów. W opinii autorów, najlepszym rozwiązaniem jest samodzielne wykonanie dekonwolucji sygnału na bazie funkcji transmitancji opisującej model dyskretny, a wyznaczonej poprzez wykonanie dodatkowego obliczenia odpowiedzi dynamicznej modelu dyskretnego na sygnał testowy. Procedurę tę opisano szczegółowo w pracy [24], gdzie dokonano również analizy wpływu obciążenia testowego na jakość odtworzenia akcelerogramu obliczeniowego dla różnych modeli konstytutywnych materiału. Powyższe zadanie może być zastąpione wykonaniem dekonwolucji sygnału za pomocą zewnętrznych programów (*SHAKE*, *ProShake*, *DeepSoil*) tworzonych przede wszystkim do celów analizy ryzyka sejsmicznego (tzw. 'site response analysis'). Wówczas dokładność odwzorowania zależeć będzie od rozbieżności zastosowanych modeli konstytutywnych oraz stopnia skomplikowania budowy podłoża oraz lokalizacji punktu wybranego do odwzorowania akcelerogramu obliczeniowego.

PARAMETRY DYNAMICZNE GRUNTU

Podstawowym parametrem opisującym reakcję gruntu podczas propagacji fal poprzecznych w podłożu jest moduł ścinania G (ang. *shear modulus*), wyrażany w kPa. Dla niewielkich odkształceń postaciowych, rzędu 10^{-6} , wartość modułu ścinania

wyznaczana jest na podstawie pomiaru prędkości fali poprzecznej V_s [m/s]⁶ i gęstości objętościowej ośrodka ρ [t/m³]. Jest to jego maksymalna możliwa wartość, oznaczana jako G_{\max} lub G_0 :

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

Wartość modułu ścinania w zakresie małych odkształceń G_0 jest funkcją średniego naprężenia efektywnego p' . Znana jest również zależność sztywności gruntu od odkształceń postaciowych γ [1, 28]. Wyznaczanie tych zależności jest trudne i kosztowne, dlatego często korzysta się z zależności podanych w literaturze tematu i opracowanych w specjalistycznych laboratoriach.

W obliczeniach dynamicznych istotnym parametrem jest dodatkowo bezwymiarowy współczynnik tłumienia η opisujący ilość pochłanianej energii w jednym cyklu obciążenia.

Zależność sztywności postaciowej od średnich naprężeń efektywnych

Dotychczas opracowano wiele postaci funkcji opisujących zależność modułu sprężystości postaciowej gruntu w zakresie małych odkształceń G_0 od stanu naprężenia. Najważniejszymi parametrami wpływającymi na postać funkcji $G_0(p')$ są: rodzaj gruntu, wskaźnik plastyczności PI , wskaźnik porowatości e . Czynniki o mniejszym znaczeniu to: częstotliwość obciążenia, liczba cykli, współczynnik prekonsolidacji OCR , nawodnienie, uziarnienie. W przypadku gruntów niespoistych zazwyczaj stosuje się najprostszą z możliwych funkcji w postaci:

$$G_0(p') = A \cdot \sqrt{p'} \quad (2)$$

gdzie:

A – stała wyznaczana poprzez aproksymację danych laboratoryjnych.

Natomiast dla przypadku gruntów spoistych przyjmuje się ogólną postać funkcji, za [15]:

$$G_0 = A(T) \cdot F(e) \cdot p'^n \quad (3)$$

gdzie:

n – liczba dodatnia mniejszą od 1,

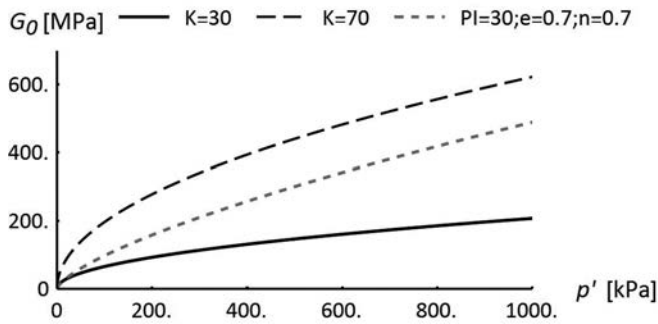
$F(e)$ – funkcja wskaźnika porowatości e ,

$A(T)$ – funkcja zawierająca informacje o rodzaju i genezie gruntu.

Na rys. 3 przedstawiono zmienność $G_0(p')$ dla dwóch rodzajów gruntów niespoistych charakteryzowanych parametrem K oraz gruntu spoistego obliczone według formuł opracowanych przez Seeda i Idrissa oraz Hardina i Blacka [12, 15, 32].

Wybrane z literatury zależności $G_0(p')$ należy przetransformować do dziedziny zmienności sztywności zastosowanej w programie. Przykładowo, program *QUAKE/W* przy zastosowaniu modelu ekwiwalentnie liniowego oferuje definiowanie zależności w funkcji efektywnego naprężenia pionowego (σ'_v). Podobną możliwość oferuje program *PLAXIS* przy zastosowaniu modelu liniowego (LE) i modelu Coulomba-Mohra (CM), przy czym zależność zdefiniowana jest w funkcji głębokości (h) względem zadanego poziomu referencyjnego (y_{ref}). Jeśli natomiast zastosujemy w tym programie model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem *Hardening Soil* (HS) lub *Hardening Soil*

⁶ Pomiar prędkości fali sejsmicznej przeprowadzany jest w aparacie trójosiowego ściskania wyposażonym w czujniki piezoelektryczne typu *bender* lub podczas badań polowych typu *cross-hole*.



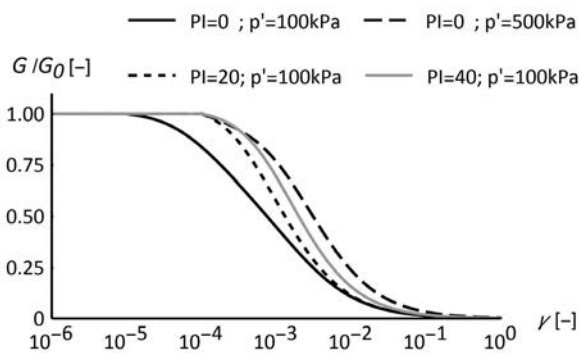
Rys. 3. Zależność modułu sztywności od zagęszczenia

with *small strain stiffness* (HSS), sztywność gruntu będzie zależać od najmniejszego efektywnego naprężenia głównego (σ'_3) i wykładnika m [4, 33].

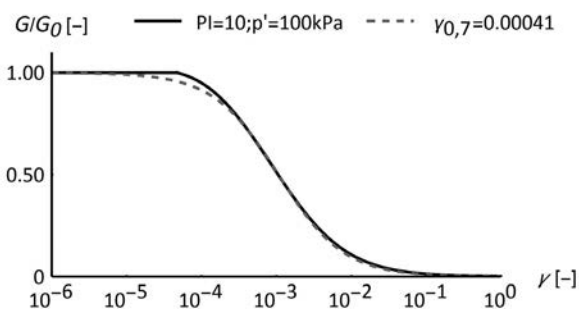
Zależność sztywności postaciowej od odkształceń postaciowych

Drugą istotną cechą gruntów jest ich fizyczna nieliniowość objawiająca się spadkiem modułu ścinania wraz ze wzrostem odkształceń postaciowych γ . Jedną z najczęściej stosowanych postaci znormalizowanej funkcji redukcji modułu ścinania G/G_0 jest funkcja zaproponowana przez Ishibashiego i Zhanga [17] (4) obowiązująca zarówno dla gruntów niespoistych, jak i spoistych. Przewagą tego podejścia nad innymi funkcjami, na przykład sigmoidalną, zaimplementowaną w programie *FLAC*⁷ lub zmodyfikowaną funkcją hiperboliczną Hardina za-

⁷ 'Fast Lagrangian Analysis of Continua' – program firmy Itasca oparty na metodzie różnic skończonych



Rys. 4. Znormalizowana funkcja redukcji modułu sztywności [17]



Rys. 5. Porównanie funkcji redukcji modułu sztywności postaciowej Ishibashiego i Zhanga oraz zmodyfikowanej funkcji Hardina

implementowaną w programie *PLAXIS*, jest wprowadzenie zależności od wskaźnika plastyczności PI oraz stanu naprężenia p' , dzięki czemu do wstępnych analiz projektant może przyjąć pewną aproksymację tej funkcji, znając podstawowy parametr fizyczny i szacowane warunki naprężenia. Pełna postać funkcji podana jest w cytowanej pracy, natomiast porównanie dla wybranych gruntów przedstawiono na rys. 4. Łatwo zauważyć, że sztywność gruntów niespoistych maleje przy znacznie mniejszych odkształceniach niż gruntów spoistych, a postać funkcji w znacznym stopniu zależy od stanu naprężenia.

$$\frac{G}{G_0}(\gamma, PI, p') = K(\gamma, PI) \cdot p'^{M(\gamma, PI, m_0)} \quad (4)$$

Funkcja Ishibashiego i Zhanga może być stosowana do aproksymacji parametrów funkcji zaimplementowanych w innych modelach konstytutywnych lub programach. Przykładowo, aproksymowano parametr zmodyfikowanej funkcji Hardina zastosowanej w modelu HSS [29]. Parametrem materiałowym opisującym redukcję sztywności jest odkształcenie postaciowe $\gamma_{0,7}$, dla którego wielkość modułu ścinania zredukowano do wartości $0,722G_0$. Dla średniego naprężenia efektywnego równego 1 kPa zgodność obu funkcji jest znakomita. Natomiast dla wyższych wartości naprężeń p' pojawiają się nieznaczne rozbieżności przebiegu funkcji G/G_0 (rys. 5).

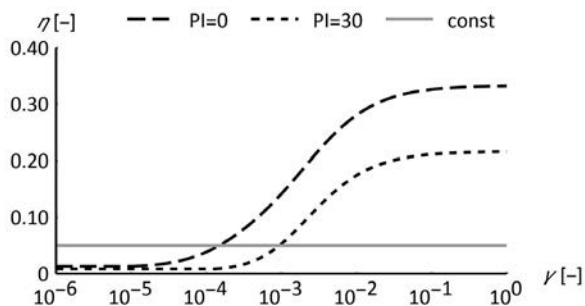
Tłumienie

Obok sztywności postaciowej tłumienie materiału jest głównym parametrem wpływającym na odpowiedź dynamiczną zapory. Tłumienie materiału najczęściej charakteryzowane jest bezwymiarowym współczynnikiem tłumienia η . Wyniki dobrze udokumentowanych badań nie są w zasadzie dostępne, a przeprowadzanie badań wymaga specjalistycznego sprzętu i wiedzy. Funkcję tłumienia można oszacować na podstawie formuły zaproponowanej przez Ishibashiego i Zhanga [17], (5). Według tej zależności grunty niespoiste charakteryzują się wyższym tłumieniem niż grunty spoiste, a tłumienie gruntów wzrasta wraz z rosnącym odkształceniem postaciowym (rys. 6).

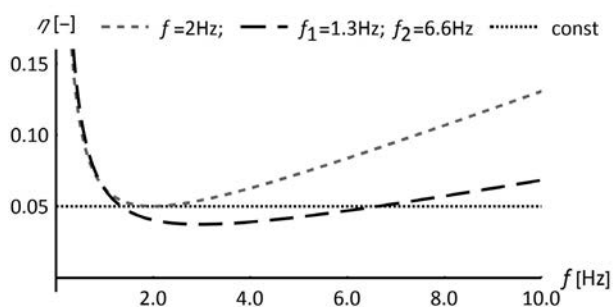
$$\eta(\gamma, PI, p') = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145 PI^{1,3}}}{2} \left(0,586 \left(\frac{G}{G_0} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_0} + 1 \right) \quad (5)$$

Wydaje się, że ze względu na brak wiarygodnych danych warto przyjąć stałą wartość współczynnika tłumienia z zakresu 3% ÷ 5% [10], co wymagane jest przez większość komercyjnych programów.

Najpopularniejszym modelem tłumienia stosowanym w praktyce jest model Rayleigha i Lindsaya [30], w którym macierz tłumienia \mathbf{C} jest liniową kombinacją macierzy mas \mathbf{M} i macierzy sztywności \mathbf{K} z odpowiednimi współczynnikami α_R [1/s] i β_R [s]. W oryginalnym modelu zakładano, że drgania o częstotliwości f , zgodnej z główną częstotliwością własną układu dynamicznego, będą tłumione zgodnie z zadaną wartością współczynnika tłumienia η . Model ten wprowadza zatem, niepotwierdzoną badaniami laboratoryjnymi, zależność współczynnika tłumienia od częstotliwości propagującej fali. Pewnym rozwiązaniem tego problemu jest zastosowanie dwóch częstotli-



Rys. 6. Zależność współczynnika tłumienia od stanu odkształcenia



Rys. 7. Zależność współczynnika tłumienia od stanu odkształcenia

wości kontrolnych, dla których współczynnik tłumienia będzie równy założonej wartości. W ten sposób otrzymuje się wartości współczynnika tłumienia zbliżone do wartości założonej, na przykład 5%, dla szerszego zakresu częstotliwości niż dla wersji oryginalnej modelu (rys. 7). Częstotliwości kontrolne powinny być związane z pierwszą częstotliwością własną analizowanego układu dynamicznego (*QUAKE/W*) lub dominującą częstotliwością wymuszenia dynamicznego (*PLAXIS*).

Uzyskana w wyniku obliczeń odpowiedź dynamiczna zależy od tłumienia numerycznego, które wynika z zastosowanej metody całkowania równań ruchu w czasie i jej parametrów.

W przypadku zastosowania modelu HSS i większych wartości odkształceń postaciowych, powyżej 10^{-4} , wprowadzane jest również tłumienie histerezą [9].

PROCEDURA OBLICZENIOWA ODPOWIEDZI DYNAMICZNEJ

Ogólna procedura obliczeń odpowiedzi dynamicznej zapory ziemnej w programie wykorzystującym metodę elementów skończonych składa się z trzech kroków:

- wyznaczenia naprężeń początkowych,

- symulacji procesu budowy zapory z uwzględnieniem konsolidacji i ustalonych warunków przepływu,
- obliczenia odpowiedzi dynamicznej zapory na zadane obciążenie sejsmiczne.

Obliczenia dynamiczne warto poprzedzić oceną stateczności zapory pod obciążeniem statycznym.

W przypadku analizy zapory ziemnej posadowionej na odkształcalnej warstwie podłoża właściwe obliczenia dynamiczne muszą być poprzedzone dodatkowymi dwoma krokami:

- obliczenie odpowiedzi dynamicznej zapory na obciążenie testowe,
- obliczenie warunku brzegowego,

co zostało omówione w rozdziale Charakterystyka odpowiedzi dynamicznej.

Ocena odpowiedzi dynamicznej odbywa się poza programem obliczeniowym na podstawie obliczonych przebiegów przyspieszeń, przemieszczeń i naprężeń w analizowanym przekroju.

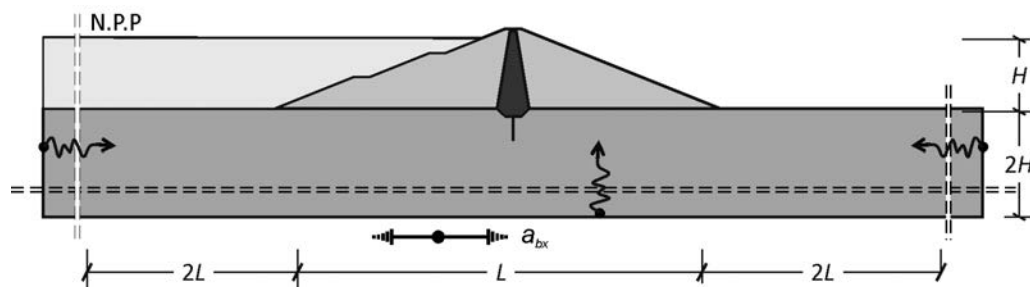
W dalszej części opisano charakterystyczne dla modelowania dynamicznej odpowiedzi zapory ziemnej aspekty konstruowania modelu dyskretnego.

Geometria modelu

Jednym z kluczowych wymagań poprawnego modelowania numerycznego zadań geomechaniki jest minimalizacja wpływu brzegu na wyniki obliczeń. Rozmiar modelu numerycznego wynika z potrzeby odzwierciedlenia rzeczywistej odkształcalności ośrodka. Istotnym elementem jest również zapewnienie właściwej współpracy podłoża z zaporą oraz uwzględnienie wszystkich możliwych mechanizmów zniszczenia. W przypadku modelowania propagacji fali należy dodatkowo zwrócić uwagę na odbicie fali od brzegów modelu, które w rzeczywistości nie występują. Z obserwacji własnych i danych literaturowych wynika, że miąższość odkształcalnego podłoża uwzględniana w modelu powinna wynosić przynajmniej dwie wysokości zapory ($2H$), natomiast szerokość modelu powinna wynosić przynajmniej trzy jej szerokości ($3L$), a najlepiej pięć ($5L$), (rys. 8). Każdorazowo zaleca się przeprowadzenie analizy wpływu przyjętych wymiarów modelu na wyznaczoną odpowiedź dynamiczną obiektu.

Warunki brzegowe

Ze względu na konieczność ograniczenia rozmiarów modelu wprowadzane są sztuczne sztywne brzegi, od których na-



Rys. 8. Zalecane wymiary modelu dyskretnego

stępuje odbicie propagujących fal. Twórcy oprogramowania *QUAKE/W* zalecają skonstruowanie wystarczająco dużego obszaru, o czym wspomniano już w „Geometrii modelu”. Jednak najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest modelowanie na pionowych brzegach modelu elementów tłumiących (*viscous elements*) według teorii Kuhlemeyera i Lysmera [26]. Możliwe jest zastosowanie również innych rozwiązań np. *‘tied degrees of freedom*’ lub *‘free field boundary*’. Często są one jednak dostępne tylko w licencjach rozszerzonych. Pierwsze z rozwiązań zapewnia uzgodnione drgania na obu pionowych brzegach i zalecane jest tylko dla zagadnień propagacji fali poprzecznej w warstwie gruntu. Natomiast drugie, najbardziej zaawansowane rozwiązanie, zakłada obciążenie elementów tłumiących działające na zewnątrz modelu. Rozkład naprężeń wzdłuż brzegu modelu wynika z rozwiązania propagacji fali w kolumnie gruntu zdefiniowanej na zewnątrz modelu. Taki warunek brzegowy pozwala również na modelowanie zadań brzegowych z podstawą podatną (*compliant base*). Istnieją również inne autorskie rozwiązania, np. metoda redukcji obszaru obliczeniowego (*domain reduction method*) lub łączenie z metodą elementów brzegowych, w których warunek brzegowy wzdłuż całej granicy modelu wyznaczany jest na podstawie analizy propagacji fali w nieograniczonym modelu podłoża o modelu liniowo-sprężystym [5, 40, 38].

Wymuszenie sejsmiczne definiowane jest najczęściej w postaci przebiegów przyspieszeń w czasie. W zależności od implementacji są one następnie transformowane na przebiegi przemieszczeń w czasie (*PLAXIS*, *QUAKE/W*) lub przebiegi naprężeń w czasie (*PLAXIS* – *‘free field boundary*’, *FLAC*). Wymagania dotyczące przygotowania dynamicznego warunku brzegowego zostały już częściowo opisane w rozdziale Wybór i przygotowanie akcelerogramu obliczeniowego, a uzupełnienie dotyczące kroku obliczeń przedstawiono w „Dyskretyzacji obszaru”.

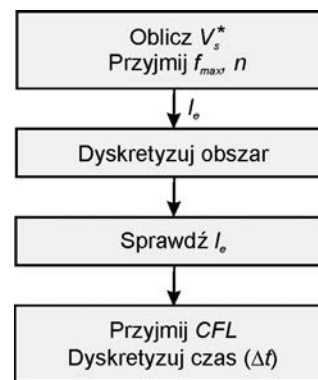
Model konstytutywny materiału

Tematyka dotycząca wyboru materiału konstytutywnego i jego parametrów jest bardzo szeroka i nie można jej ująć w formie jednego artykułu. W artykule zwrócono tylko uwagę na parametry – sztywność i tłumienie – wpływające w decydujący sposób na odpowiedź dynamiczną (rozdział Parametry dynamiczne gruntu).

W przypadku modelowania odpowiedzi dynamicznej warto zwrócić uwagę na dwa modele konstytutywne, które pozwalają uwzględnić redukcję modułu sztywności. Pierwszy z nich to model ekwiwalentnie liniowy [12], a drugi to model *Hardening Soil with small strain stiffness* (HSS) [4]. W przypadku innych modeli konstytutywnych wartość modułu sztywności postaciowej musi być przyjęta w zależności od spodziewanego poziomu odkształceń postaciowych.

Dyskretyzacja obszaru

Zasady konstruowania modelu dyskretnego do celów obliczeń dynamicznych różnią się znacząco od tych stosowanych w obliczeniach statycznych. Istotna różnica wynika po pierwsze z konieczności powiązania odległości między węzłami l_e w kie-

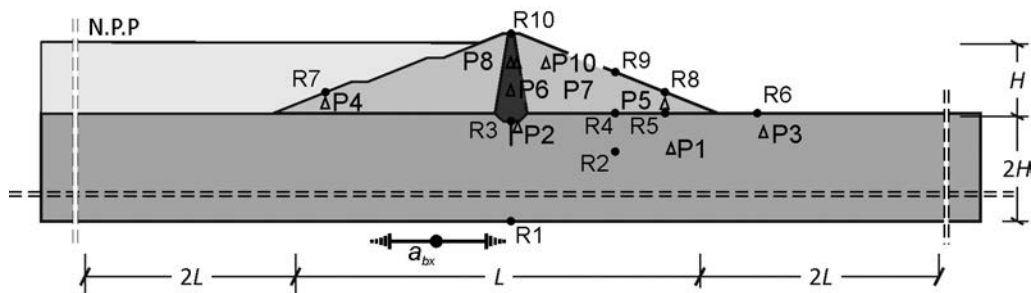


Rys. 9. Dyskretyzacja obszaru i czasu obliczeń (objaśnienia symboli znajdują się w tekście)

runku propagacji fali o najwyższej wprowadzanej częstotliwości f_{max} z parametrami materiału V_s , po drugie z konieczności dostosowania kroku obliczeniowego do zastosowanej dyskretyzacji obszaru. Na rys. 9 przedstawiono proste kryteria pozwalające na budowę poprawnego modelu dyskretnego. Wielkość prędkości fali poprzecznej opatrzono indeksem *, aby zwrócić uwagę na konieczność uwzględnienia zakresu jej zmienności podczas oddziaływania obciążenia sejsmicznego o prognozowanej intensywności dla różnych scenariuszy obliczeniowych.

Przyjmuje się, że do celów obliczeń inżynierskich wystarczający jest opis najkrótszej propagującej fali przez przynajmniej 5 węzłów, a maksymalnie 10. W przypadku przeprowadzania analiz ważnych obiektów, a także wykonywania dekonwolucji akcelerogramu obliczeniowego z wykorzystaniem modelu dyskretnego zaleca się stosowanie przynajmniej 7 węzłów. Powyższe kryterium pozwala na określenie minimalnej odległości pomiędzy węzłami l_e w kierunku propagacji fali o długości V_s/f_{max} , która w każdym kroku czasowym opisana będzie przez n węzłów. W celu poprawnej budowy modelu warto jest konstruować model, stosując podejście modułowe [34].

Krok czasowy obliczeń musi spełniać dwa warunki. Pierwszy z nich, warunek Nyquista, zapewnia możliwość odtworzenia sygnału za pomocą tzw. szybkiej odwrotnej transformaty Fouriera. Warunek ten postuluje, że sygnał musi być próbkowany z częstotliwością dwukrotnie wyższą od maksymalnej częstotliwości fali składowej sygnału. Zatem w przypadku sygnału zawierającego fale o f_{max} równym 10 Hz częstotliwość próbkowania musi być większa lub równa 20 Hz, tym samym krok czasowy obliczeń musi być mniejszy lub równy 0,05 s. Jest to z reguły warunek łagodniejszy od matematycznego warunku zbieżności i stabilności jawnych metod numerycznego rozwiązywania równań różniczkowych zależnych od czasu, opracowanego przez Couranta-Fridrichsa-Levy’ego. Warunek przyjmuje różną postać w zależności od wymiaru zadania i wyrażony jest tak zwaną liczbą Couranta oznaczoną w tej pracy jako *CFL*. W przypadku jednowymiarowej propagacji fali poprzecznej warunek ten określa krok czasowy, w jakim fala przebędzie odległość mniejszą lub równą odległości pomiędzy węzłami, $CFL \cdot l_e / V_s$. Z przeprowadzonych przez autorów symulacji w programie *QUAKE/W* wyznaczono, że wartość *CFL* mniejsza lub równa 0,75 zapewnia stabilne rozwiązanie [34]. Jeśli uda się zastosować modułową budowę modelu dyskretnego, to krok czasowy obliczeń można oszacować z zależności $CFL / (f_{max} \cdot n)$.



Rys. 10. Propozycja lokalizacji punktów kontrolnych dla zapory z centralnym rdzeniem łożowym

W związku z opisaną zależnością pomiędzy zastosowanym rozmiarem elementu skończonego a największym możliwym krokiem czasowym obliczeń dynamicznych należy zrezygnować z modelowania cienkich przewarstwień gruntów, które nie będą miały wpływu na późniejsze obliczenia stateczności. W przypadku przewarstwień istotnych z punktu widzenia stateczności, miąższość warstw powinna być nie mniejsza niż zalecana wielkość elementu skończonego, wyznaczona na podstawie prędkości fali poprzecznej.

Wybór punktów kontrolnych

Żaden analizowany program nie pozwala użytkownikowi na swobodną analizę danych. Konieczne jest wcześniejsze zdefiniowanie punktów, dla których otrzymana będzie odpowiedź dynamiczna w postaci edytowalnej. Liczba wskazanych punktów, dla których otrzymamy historię ruchu lub naprężenia jest często ograniczona. Przykładowo, program *PLAXIS 2D 2012* umożliwia obserwację ruchu 10 punktów i dodatkowo obserwację reakcji wewnętrznej w kolejnych 10 punktach.

Jest to trudny etap budowy modelu obliczeniowego, czasem wymagający testów. Lokalizacja punktów kontrolnych będzie zależała od przewidywanej pracy konstrukcji, liczby i właściwości materiałów tworzących konstrukcję oraz istotnych elementów konstrukcyjnych, dla których chcemy znać odpowiedź dynamiczną. Warto zdefiniować punkty kontrolne w podłożu w celu analizy odpowiedzi dynamicznej samego korpusu zapory. Należy zadbać o odpowiedni krok zapisu wyników obliczeń spełniający warunek Nyquista, co umożliwi poprawną analizę odpowiedzi dynamicznej.

Przykładowe lokalizacje reperów w uproszczonym modelu zapory z centralnym rdzeniem łożowym przedstawiono na rys. 10. Zaobserwowano, że maksymalne wartości przemieszczeń poziomych reperów powierzchniowych względem podstawy zapory występują w 0,25 wysokości zapory i w koronie zapory. Maksymalne wartości odkształceń postaciowych w rdzeniu zapory obserwowano na 0,3 jego wysokości oraz w podłożu pod zapora na granicy z zapora. Natomiast maksymalne wartości odkształceń postaciowych w podłożu na przedpolu zapory obliczono na głębokości około 0,25 wysokości podłoża.

PODSUMOWANIE

Intencją przedstawionego artykułu było wskazanie parametrów i działań koniecznych do uzyskania wiarygodnej odpowiedzi dy-

namicznej zapory ziemnej. W sposób zwięzły wskazano możliwe do zastosowania formuły i kryteria, odsyłając również do bogatej literatury tematu. W artykule podkreślono wpływ zarówno danych przyjętych do obliczeń, jak też parametrów skonstruowanego modelu dyskretnego na jakość uzyskanej odpowiedzi dynamicznej.

LITERATURA

1. Arias A.: A measure of earthquake intensity. In: *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, ed.: Hansen R. J., MIT Press, 1970, 438-483.
2. Atkinson J. H.: Non-linear soil stiffness in routine design. *Geotechnique* 50 (5): 2000, 487-508.
3. Beaty M., Byrne P.: An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* 75 (1): 1998, 766-777.
4. Benz T.: Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. PhD thesis. Institute für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2006.
5. Bielak J., Loukakis K., Hisada Y., Yoshimura Ch.: Domain Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part I: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93 (2): 2003, 817-824.
6. Bolt B. A.: Duration of strong motion. In: *Proceedings of 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969, 1304-1315.
7. Bommer J. J., Acevedo A. B.: The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering* 8 (1): Imperial College Press, 2004, 41-91.
8. Boore D. M., Bommer J. J.: Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25: 2005, 93-115.
9. Brinkgreve R. B. J., Kappert M. H., Bonnier P. G.: Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. In: *Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X)*, ed. Pande G. N., Pietruszczak S., Taylor & Francis, 2007, 737-742.
10. EC8: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. (Part 1, Part 5), 2005.
11. Dulińska J.: Ziemne budowle hydrotechniczne na terenach sejsmicznych i parasejsmicznych w Polsce. Wybrane aspekty modelowania i obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2012.
12. GeoStudio. Dynamic Modeling with QUAKE/W 2012 version. An Engineering Methodology. GEO-SLOPE International Ltd, 2012.
13. Grunthal G.: Seismic hazard assessment for Central, North and North-west Europe: GSHP Rewgion 3. *Annali Di Geofisica* 42 (6): 1999, 999-1011.
14. Guterch B.: Sejsmiczność Polski w świetle danych historycznych. *Przegląd Geologiczny* 57(6): Państwowy Instytut Geologiczny. Warszawa 2009, 513-520.

15. Hardin B. O., Black W. L.: Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions* 94 (SM2): 1968, ASCE, 353-369.
16. ICOLD. Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines (Revision of Bulletin 72). Bulletin 148, 2016.
17. Ishibashi I., Zhang X.: Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations* 33 (1): 1993. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 182-191.
18. Jibson R. W.: Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes – A retrospective. *Engineering Geology* 122: 2011, 43-50.
19. Kazimierczyk M.: Parametry drgań powierzchni generowanych wstrząsami górniczymi w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym. VI Warsztaty Górnicze, Ustroń. IGSMiE PAN, 2002.
20. Korzec A.: Wpływ składowej pionowej przyspieszenia wywołanego obciążeniem sejsmicznym na stateczność zapór ziemnych. Rozprawa doktorska IBW PAN, 2016.
21. Korzec A., Świdziński W.: Kryteria oceny odpowiedzi dynamicznej zapór ziemnych obciążonych sejsmicznie. [W:] *Analizy i doświadczenia w geoinżynierii*, red. Bzówka J., Łupieżowicz M. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2017, 229-238.
22. Korzec A., Świdziński W.: Wybór i przygotowanie rejestracji zdarzeń sejsmicznych do modelowania numerycznego reakcji zapór ziemnych obciążonych sejsmicznie. *Acta Scientiarum Polonorum Architectura-Budownictwo* 17 (2): 2018, 53–63.
23. Korzec A., Świdziński W.: Dynamic response of Żelazny Most tailings dam to mining induced extreme seismic event occurred in 2016. MATEC Web of Conference. 64th Scientific Conference Krynica-Zdrój, September 16-20, 2018, Poland. (8; w druku)
24. Korzec A.: Procedure of design accelerogram deconvolution in 2D FEM analysis. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering in September 2019 in Reykjavik, Iceland. (8 stron; w recenzji, termin decyzji 15.01.2019).
25. Kramer S. L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Inc., 1996.
26. Kuhlemeyer R. L., Lysmer J.: Finite Element Method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (5): 1973, 421-427.
27. Lasocki S.: Prognoza granicznych wielkości drgań gruntu na obiektach składowiska Żelazny Most dla okresu 2003-2028. XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej, 2004.
28. Okur D. V., Ansal A.: Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 2007, 843-854.
29. PLAXIS. Manual PLAXIS 2D 2012, ed. Brinkgreve R. B. J., Engin E., Swolfs W. M. Plaxis bv. (Validation and verification of the dynamic module). 2012.
30. Rayleigh J. W. S., Lindsay R. B.: *The theory of sound*. First American Edition. New York, 1877.
31. Sawicki A.: *Mechanika ścinanego cyklicznie gruntu*. Zeszyty Naukowe Pol. Gdańskiej. Bud. Wodne XXVII (400): 1987, 81-160.
32. Seed H. B., Idriss I. M.: Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. EERC Report No. 70-10. Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, California, USA, 1970.
33. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G.: The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. 10 years of PLAXIS, ed.: Brinkgreve R. B. J. Balkema, Rotterdam 1999, 281-296.
34. Świdziński W., Korzec A.: Numerical modelling of the seismically induced deformation of tailings dam. In: *Proceedings of the XVI ECSMGE – Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, ed.: Winter M, Smith DM, Eldred P.J.L & Toll DG, ICE Publishing, 2015, 2189-2194.
35. Świdziński W., Korzec A.: Ocena dynamicznej odpowiedzi zapór ziemnych w świetle aktualnych unormowań. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 3/2015: 489-493.
36. Świdziński W., Korzec A., Woźniczko K. – 2016. Stability Analysis of Żelazny Most Tailings Dam Loaded by Mining-Induced Earthquakes. In: *Seismic Behaviour and Design of Irregular and Complex Civil Structures II*, ed.: Zembaty Z & De Stefano M, Springer, 2016, 303-311.
37. Trifunac M. D., Brady A. G.: A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 65 (3): 1975, 581-626.
38. Truty A.: Zastosowanie metody redukcji obszaru obliczeniowego w dynamicznych zagadnieniach interakcji konstrukcji z gruntem. *Czasopismo Techniczne* 1-Ś/2010 (16,107). Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2011, 101-115.
39. Zembaty Z., Jankowski R., Cholewicki A., Szulc J.: Trzęsienie ziemi w Polsce w 2004 r. *Czasopismo Techniczne* 2-B/2007. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007, 115-126.
40. von Estorff O., Prabucki M. J.: Dynamic response in the time domain by coupled boundary and finite elements. *Computational Mechanics* 6: 1990, 35-46.