

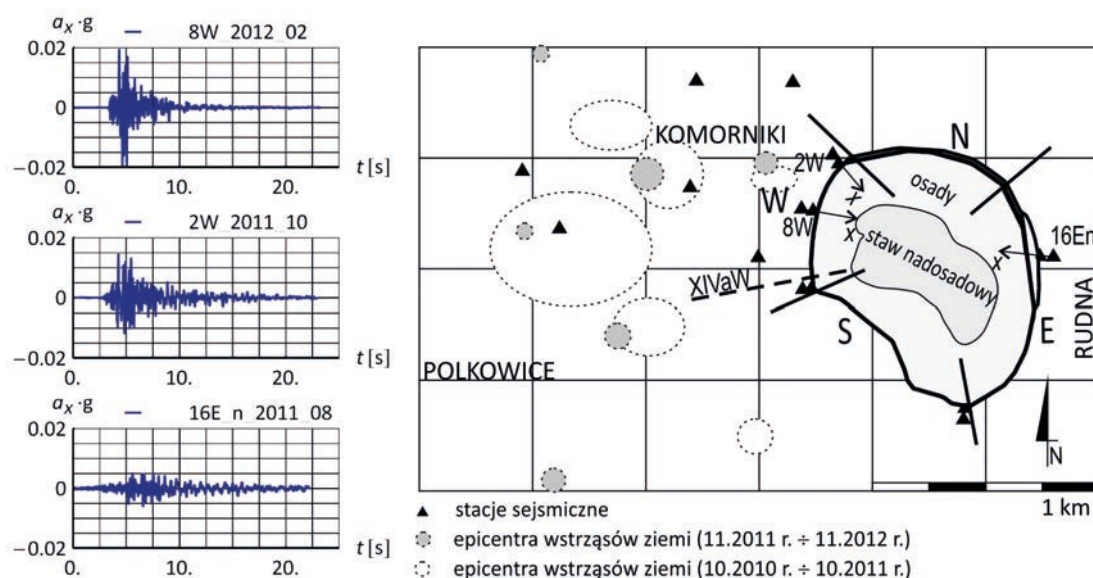
Ocena dynamicznej odpowiedzi zapór ziemnych w świetle aktualnych unormowań

Dr hab. inż. Waldemar Świdziński, prof. IBW PAN, mgr inż. Aleksandra Korzec
Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku, Zakład Geomechaniki

Powszechnie uważa się, że Polska położona jest na terenie wolnym od zjawisk sejsmiczności naturalnej, gdzie odczuwalne trzęsienia ziemi występują bardzo rzadko. Według map ryzyka sejsmicznego, mierzonego tzw. przyspieszeniem odniesienia, terytorium Polski określany jest terenem o bardzo niskiej sejsmiczności z wyjątkiem terenu południowo-zachodniej Polski, który zalicza się do kategorii terenów o niskiej sejsmiczności [5, 6]. W związku z tym powstające obiekty nie są projektowane na przypadek obciążeń sejsmicznych. Nie ma też polskich norm dotyczących projektowania z uwzględnieniem obciążeń sejsmicznych, a europejskie wytyczne nie są dobrze znane projektantom. Tymczasem kilka trzęsień ziemi z ostatnich lat zarejestrowanych przez Polską Sieć Sejsmologiczną spowodowało szkody budowlane. Ich epicentra zlokalizowano na terenie Podhala, Wielkopolski i w obwodzie kaliningradzkim Federacji

Rosyjskiej, a ich magnitudy wyniosły odpowiednio 4,3; 3,8 i 5,2 w skali EMCS [12].

Ponadto, oprócz sejsmiczności naturalnej, w Polsce są rejestrowane również wstrząsy spowodowane działalnością górniczą prowadzoną w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (LGOM) i Górnośląskim Zagłębiu Węglowym (GZW), które często powodują uszkodzenia budynków. Najsilniejszy wstrząs zarejestrowany w LGOM w 1977 roku miał magnitudę równą 4,5 [8]. Wstrząsy górnicze są wynikiem odprężania się górotworu w obrębie wyrobiska lub niekontrolowanego zawału jego stropu. Najczęściej występujące niskoenergetyczne wstrząsy o wysokich częstotliwościach nie stanowią zagrożenia dla obiektów budowlanych. Jeśli jednak wyrobisko występuje w rejonie zaburzeń tektonicznych wówczas mogą wystąpić wysokoenergetyczne wstrząsy górniczo-tektoniczne ($> 5 \times 10^5$ J) o skali

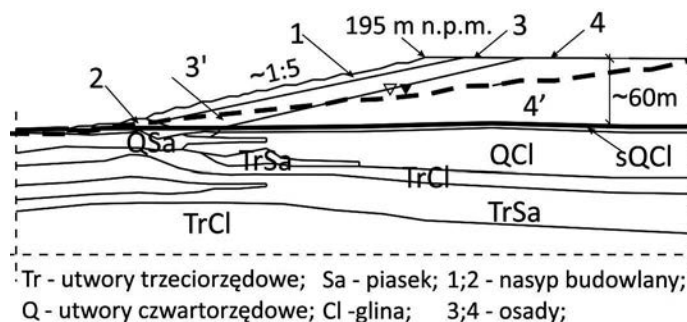


Rys. 1. Lokalizacja epicentrow wstrząsów LGOM oraz przykładowe sygnały zarejestrowane na zaprze (na podstawie [9, 10])

słabych trzęsień ziemi. W rejonie LGOM średni okres powrotu tych wstrząsów to $2 \div 3$ lat, a zatem jest zdecydowanie różny od okresów powrotu zjawisk ekstremalnych sejsmiczności naturalnej. Wstrząsy górniczo-tektoniczne charakteryzują się też inną strukturą częstotliwościową niż typowe trzęsienia ziemi, dużo krótszym czasem trwania intensywnej fazy wstrząsu (nawet 1,5 s) oraz lokalnym zasięgiem (do 10 km). Ważną różnicą ryzyka sejsmicznego indukowanego działalnością górniczą a wynikającego z sejsmiczności naturalnej jest również jego zależność od planu wydobywania i jego zanik po zakończeniu eksploatacji złoża. W celu predykcji szczytowych wartości przyspieszeń z określonym prawdopodobieństwem ich przekroczenia, konieczne są liczne rejestracje wstrząsów z rejonu projektowanego obiektu (rys. 1) oraz znajomość przyszłych planów wydobywczych. Analizy ryzyka sejsmicznego na lata 2012-2042, wykonane przez Lasockiego i innych [10], dla Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) „Żelazny Most” wskazują, że w tym okresie na zapórze zachodniej obiektu można spodziewać się przyspieszeń poziomych o maksymalnej wartości 0,17 g z 10% prawdopodobieństwem przewyższenia. Wyznaczone szczytowe wartości przyspieszeń PHA_{10} dotyczą sygnałów w paśmie do 10 Hz obejmującym częstotliwości najistotniejsze z punktu widzenia dynamicznej odpowiedzi konstrukcji ziemnej.

W związku z prognozą wystąpienia w czasie eksploatacji złoża rudy miedzi zjawisk parasejsmicznych o znacznych amplitudach przyspieszenia oraz opartą na statystykach przestrożką wskazującą trzęsienia ziemi jako drugą, co do częstości, przyczynę katastrof zbiorników osadów [7], przeprowadzono analizy wpływu przejścia fali sejsmicznej pochodzenia górniczego na stateczność zapór OUOW „Żelazny Most”. Typowy przekrój zapory wraz ze skomplikowaną budową podłoża przedstawiono na rys. 2. Wysokość zapór ziemnych utrzymujących masy odpadów wewnątrz składowiska jest zmienna, co wynika z morfologii terenu. W najwyższym miejscu osiąga ona obecnie 62 m, przy rzędnej korony 176,5 m n.p.m. Takie wymiary klasyfikują tę zapórę do grupy dużych zapór ziemnych, które ze względu na poważne negatywne skutki w przypadku awarii powinny charakteryzować się wysokim stopniem niezawodności, i których projektowanie powinno odbywać się zgodnie z zaleceniami Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór (ang. *International Commission on Large Dams* – ICOLD). Ogromne znaczenie bezawaryjnej pracy składowiska wynika również z jego kluczowej roli w procesie technologicznym pozyskiwania miedzi ze skały płonnej. W chwili obecnej jest to jedyne miejsce deponowania odpadów poflotacyjnych z całego zagłębia miedziowego.

W pracy dokonano ogólnego przeglądu metod oceny stateczności zapór ziemnych pozwalających na uwzględnienie obciążeń dynamicznych, opartych w szczególności na Eurokodzie 8 (EC8) [4] oraz na pracach opublikowanych przez ICOLD. Podano, stosowane w poszczególnych metodach, charakterystyki obciążenia sejsmicznego z uwzględnieniem jego specyfiki w przypadku obciążeń dynamicznych indukowanych działalnością górniczą. Przedstawiane metody zobrazowano wynikami obliczeń dla jednego z przekrojów zapory OUOW „Żelazny Most” pokazanego na rys. 2 i dla planowanej, docelowej rzędnej korony zapory 195 m n.p.m. W obliczeniach przyjęto piezometryczny rozkład ciśnienia wody w korpusie zapory i podłożu, a parametry geotechniczne zgodne ze stanem wiedzy w 2012 roku [15]. Z przyczyn formalnych szczegółowe dane materiałowe nie mogą być podane.



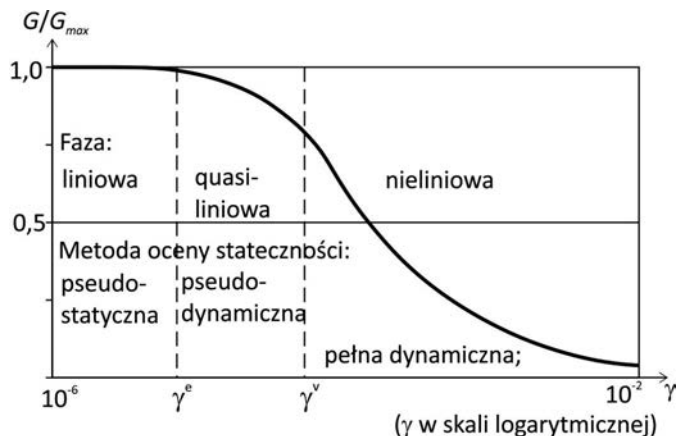
Rys. 2. Budowa geologiczna jednego z przekrojów zapory zachodniej OUOW „Żelazny Most”

PRZEGLĄD METOD OCENY STATECZNOŚCI

Stopniowy rozwój metod oceny stateczności zapór z uwzględnieniem obciążeń sejsmicznych rozpoczął się już w latach trzydziestych XX wieku, a znaczący postęp nastąpił w latach sześćdziesiątych i siedemdziesiątych XX wieku w związku z wystąpieniem kilku silnych trzęsień ziemi, które spowodowały katastrofy zapór ziemnych. Systematykę zaakceptowanych przez środowisko inżynierów metod wraz z podaniem zakresu ich stosowalności zawiera EC8, który wyróżnia następujące podejścia:

- metody proste, tzw. pseudo-statyczne, w których miarą stateczności jest współczynnik stateczności F ;
- uproszczone analizy dynamiczne, tzw. pseudo-dynamiczne; jedną z nich jest metoda Newmarka, w której miarą stateczności są trwałe przemieszczenia D [11, 13];
- pełne metody dynamiczne, w których miara stateczności jest przyjmowana przez projektanta w zależności od zastosowanych modeli materiałów i jego wiedzy np.: trwałe przemieszczenia, wartość skuteczna przebiegów czasowych składowej stycznej naprężenia [3], przemieszczeniowe spektrum odpowiedzi.

Najważniejszym czynnikiem decydującym o stosowalności jednej z powyższych metod jest poziom obciążenia sejsmicznego, który determinuje rodzaj odpowiedzi podłoża i konstrukcji. W Eurokodzie 8 podaje się graniczną wartość przyspieszeń projektowych, przy których może być stosowana metoda pseudo-statyczna. Zakresy stosowalności wyżej wymienionych metod można przedstawić również na bazie charakterystycznej dla gruntów zależności sztywności postaciowej od odkształceń postaciowych (rys. 3). Wydaje się, że metody pseudo-statyczne mogą być stosowane tylko w fazie małych liniowo-sprężystych odkształceń, a w zakresie odkształceń quasiliniowo-sprężystych metody pseudo-dynamiczne. Należy przy tym pamiętać, że są to metody równowagi granicznej, które nie uwzględniają odkształcalności ośrodka gruntowego. W przypadku średnich i dużych odkształceń powinna być stosowana tylko grupa pełnych metod dynamicznych, które pozwalają na analizę trwałych odkształceń lub wzrostu ciśnienia wody w porach. W przypadku nawodnionych gruntów niespoistych w warunkach bez odpływu wody z porów analiza wzrostu ciśnienia wody w porach jest istotna ze względu na możliwość wystąpienia zjawiska upłynięcia i wynikającej z niego redukcji wytrzymałości na skutek spadku naprężenia efektywnego do wartości rezydualnej.

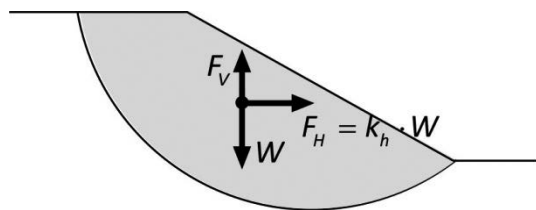


Rys. 3. Zależność odpowiedzi gruntu od amplitudy odkształceń postaciowych

W przypadku metody pseudo-statycznej obciążenie dynamiczne jest charakteryzowane szczytową wartością przyspieszenia. Jednak istotny wpływ na ocenę potencjalnych skutków obciążenia sejsmicznego obiektów budowlanych mają również intensywność sygnału, szczytowe wartości prędkości oraz czas trwania intensywniej fazy wstrząsu. Dlatego dokładniejszą ocenę stateczności konstrukcji uzyskuje się, stosując metodę Newmarka i pełne metody dynamiczne, w których obciążenie sejsmiczne jest wyrażone w postaci akceleroogramu o szczytowej wartości przyspieszenia zgodnej z prognozowaną. Skalowanie akceleroogramu powinno odbyć się po wcześniejszej eliminacji szumów oraz przefiltrowaniu sygnału filtrem dolnoprzepustowym z graniczną wartością częstotliwości zgodną z tą, zastosowaną w analizie ryzyka sejsmicznego. Ze względu na losowy charakter wstrząsów w Eurokodzie 8 zaleca się przeprowadzać obliczenia dla przynajmniej trzech akceleroogramów o różnej charakterystyce amplitudowo-częstotliwościowej. Dodatkowo zaleca się sprawdzenie zgodności spektrum odpowiedzi stosowanych sygnałów z referencyjnymi spektrami odpowiedzi. To ostatnie zalecenie w przypadku obciążeń parasejsmicznych nie będzie miało zastosowania.

OCENA STATECZNOŚCI METODĄ PSEUDO-STATYCZNĄ

Stateczność skarpy tradycyjnie jest określana na podstawie współczynnika stateczności F , który określa stosunek sił lub / i momentów utrzymujących do zsuwających. Pierwsze, a zarazem najprostsze podejście uwzględnienia sił dynamicznych polega na wprowadzeniu w dobrze znanych metodach statycznych, dodatkowych sił pseudo-statycznych (rys. 4). Siły te, zgodnie z drugą zasadą dynamiki Newtona, są proporcjonalne do masy potencjalnie niestatecznej bryły klina odłamu pomnożonej przez współczynnik sejsmiczności k (ang. *seismic coefficient*).



Rys. 4. Idea metody pseudo-statycznej

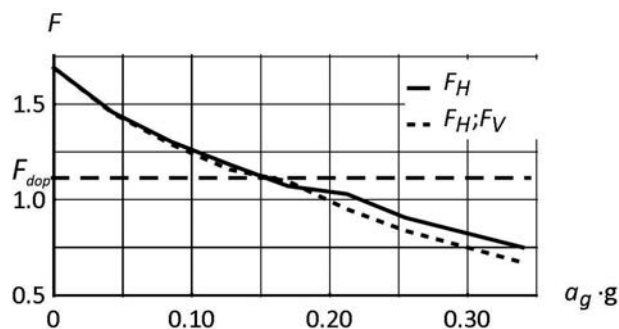
W pierwszych zaleceniach ICOLD rekomendowano stosowanie wartości poziomego współczynnika sejsmiczności k_h z przedziału 0,1 do 0,15 [17], które zostały jednak zweryfikowane negatywnie przez rzeczywistość. Dlatego, na przełomie lat, prowadzono dyskusję nad poprawną wartością k_h , zwracając przy tym uwagę na zależność tej wartości od następujących czynników: długości prognozowanego trzęsienia ziemi, możliwej amplifikacji przyspieszenia wynikającej z geometrii zapory czy wielkości klina odłamu. Ostatnia z nich związana jest z mniejszym prawdopodobieństwem oddziaływania jednorodnego pola przyspieszenia działającego na duże kliny odłamu. W obecnych propozycjach uwzględnia się szczytową wartość przyspieszenia poziomego (PHA) oraz wielkość bloków, które wynoszą: $k_h = PHA/g$, $k_h = 0,65 \cdot PHA/g$ oraz $k_h = 0,1$ odpowiednio dla małych, średnich oraz dużych bloków [2]. W Eurokodzie 8 przyjęto jedną wartość poziomego współczynnika sejsmiczności $k_h = 0,65 \cdot PHA/g$, niezależną od wielkości potencjalnego klina odłamu. Należy pamiętać, że w Eurokodzie 8 obliczenia są prowadzone dla projektowej wartości a_g z uwzględnieniem rodzaju podłoża poprzez parametr S . W przypadku zachodniej zapory OUOW „Żelazny Most” jako obciążenie projektowe przyjęto wartość predykcji PHA_{10} równą 0,17 g, która uwzględnia już lokalne warunki geologiczne. Na podstawie analizy dostępnych akceleroogramów przyjęto stosunek przyspieszenia pionowego do poziomego większy od 0,6. Stąd współczynniki sejsmiczności wynoszą $k_h = 0,085$ oraz $k_v = -0,5 k_h$.

W Eurokodzie 8 dopuszcza się stosowanie metody pseudo-statycznej, w celu zgrubnego oszacowania stateczności budowli o prostej konstrukcji, posadowionych na jednorodnym podłożu, wznoszonych na terenach o niskiej sejsmiczności oraz w przypadku niewielkiego zagrożenia dla ludzi w razie awarii. Teren o niskiej sejsmiczności jest definiowany przyspieszeniem projektowym $a_g \leq 0,08$ g lub $a_g \cdot S \leq 0,1$ g. W związku z powyższym metoda ta nie powinna być stosowana do zapór OUOW „Żelazny Most”.

Redukcję wartości współczynnika stateczności w funkcji współczynnika sejsmiczności pokazano na rys. 5. Obliczenia wykonano dla przekroju z rys. 2 metodą ogólną (ang. *general limit equilibrium*), która może być stosowana do obliczeń dla obiektów I klasy [14]. Ponieważ mamy do czynienia z dobrym rozpoznaniem podłoża gruntowego i jego parametrów, przyjęto dopuszczalną wartość współczynnika stateczności równą 1,15 [14]. Z przeprowadzonej serii obliczeń wynika, że można spodziewać się utraty stateczności zapory zachodniej OUOW „Żelazny Most” dla przyspieszenia poziomego 0,16 g, a dla wartości prognozowanej PHA_{10} współczynnik stateczności wynosi 1,07. Należy przy tym zauważyć, że metoda pseudo-statyczna jest metodą konserwatywną. W przypadku wystąpienia zagrożenia utraty stateczności wyznaczonej tą metodą zaleca się sięgnięcie po metody bardziej zaawansowane.

OCENA STATECZNOŚCI METODĄ PSEUDO-DYNAMICZNĄ

Pewnym rozwinięciem metody pseudo-statycznej jest uwzględnienie rzeczywistej postaci drgań występujących w czasie trzęsienia ziemi. Podejście to zakłada chwilową niestateczność obiektu, która choć nie skutkuje awarią, to powo-

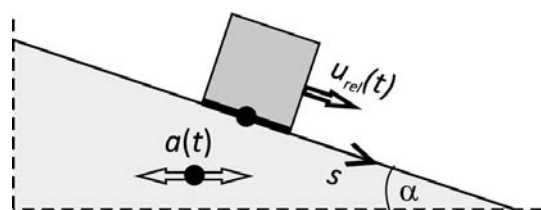


Rys. 5. Zależność współczynnika stateczności od szczytowej wartości przyspieszenia

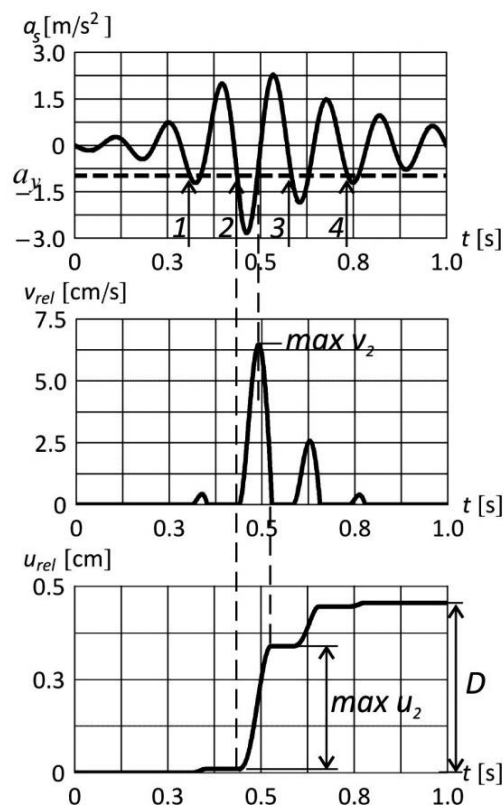
duże powstanie skumulowanych trwałych przemieszczeń. To właśnie trwałe przemieszczenia D są miarą stateczności. Taką koncepcję zaproponował Ambraseys w celu wyjaśnienia często spotykanych przypadków postaci zniszczenia skarp objawiających się osiadaniem ich korony oraz wyniesieniem gruntu u ich podstawy. Ale to Newmark jako pierwszy przedstawił rozwiązanie tego zagadnienia [11]. W pierwszej kolejności Newmark zaproponował koncepcję oceny względnych przemieszczeń zsuwającego się po nachylonym podłożu bloku (rys. 6), a następnie adaptował ją do oceny stateczności skarp o dowolnym kształcie linii poślizgu. Osiągnięcie stanu granicznego wzdłuż linii poślizgu oznacza, że współczynnik bezpieczeństwa obliczony metodą pseudo-statyczną jest równy 1. Znając masę potencjalnie niestatecznego bloku, wyznacza się graniczną wartość przyspieszenia a_y (ang. *yield acceleration*), które może być przekazane na blok. Gdy przyspieszenie podłoża przekroczy wartość a_y , blok zaczyna poruszać się z inną prędkością niż podłoże. Skutkuje to względnym przemieszczaniem się bloku, które będzie zwiększało się, aż do wyrównania prędkości (rys. 7).

Znając już metodę obliczania trwałych przemieszczeń D , należy zadać pytanie o ich dopuszczalną wartość D_{dop} , która będzie miarą stateczności obiektu, a jej przekroczenie może doprowadzić do katastrofy budowlanej lub ekologicznej. W normie szwedzkiej [1] dla dużych zapór uzależnia się wartość dopuszczalnych przemieszczeń od maksymalnej głębokości linii poślizgu. Jeśli linia ta znajduje się poniżej 10% wysokości zapory, to jest to 0,2 m, jeśli głębiej, to 0,5 m. W niniejszym opracowaniu przyjęto wartość graniczną równą 0,3 m. Należy pamiętać, że inna wartość graniczna trwałych przemieszczeń może być przyjęta w przypadku oceny awarii spowodowanych uszkodzeniem infrastruktury obiektu.

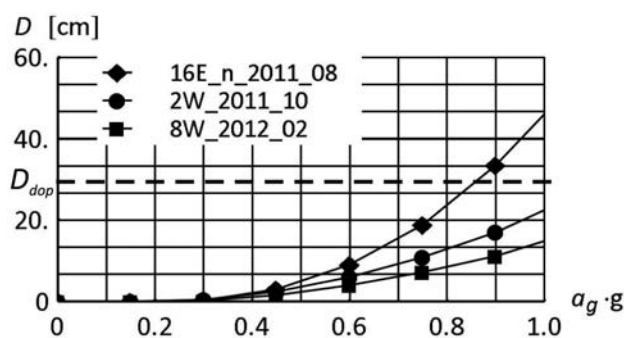
Na rys. 8 pokazano wyniki obliczeń trwałych deformacji w funkcji różnych szczytowych wartości przyspieszenia poziomego. Obliczenia przeprowadzono dla tego samego przekroju, co w przypadku analizy pseudo-statycznej dla trzech różnych sygnałów wymuszenia dynamicznego (rys. 1). Obliczona gra-



Rys. 6. Idea metody Newmarka



Rys. 7. Schemat obliczania trwałych przemieszczeń metodą Newmarka



Rys. 8. Zależność trwałych przemieszczeń od szczytowej wartości przyspieszenia poziomego według metody Newmarka

niczna wartość poziomego przyspieszenia w rozważanym przekroju zapory zachodniej wynosi 0,24 g, a dopuszczalna wartość trwałych przemieszczeń będzie przekroczona dopiero przy bardzo dużej wartości 0,85 g (dla sygnału 16E_n_2011_08, który spośród badanych sygnałów ma najniższe dominujące częstotliwości). Zatem przy prognozowanej wartości przyspieszeń poziomych PHA_{10} wynoszącej 0,17 g według metody Newmarka zapora jest stateczna.

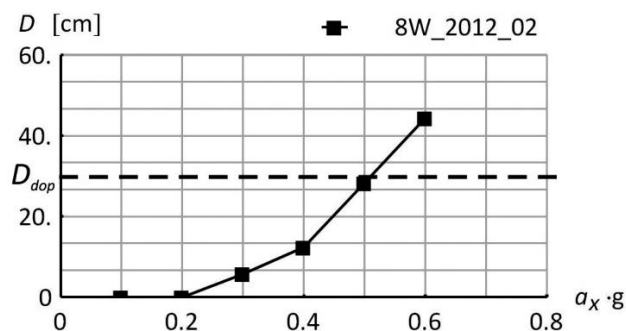
OCENA STATECZNOŚCI PEŁNĄ METODĄ DYNAMICZNĄ

Ostatnia z zalecanych przez Eurokod 8 grupa metod to pełne metody dynamiczne, które w celu rozwiązania dynamicznych równań ruchu zadanego problemu brzegowego wymagają zastosowania metod dyskretnych. Najbardziej zgrubny podział tych

metod dotyczy dziedziny i metody całkowania równań ruchu. Drugi podział dotyczy modelu materiału opisującego jego reakcję na przejście fali sejsmicznej (rys. 3), a trzeci – sposobu uwzględnienia fazowej budowy gruntu (model jednofazowy, dwufazowy, sprzężony dwufazowy). W związku z dużą różnorodnością modeli dynamicznych różny jest ich zakres stosowności i efekt obliczeń. Przykładowo, efektem przeprowadzonych obliczeń z zastosowaniem jednofazowego modelu ekwiwalentnie liniowego, w którym zakłada się wystąpienie tylko odkształceń sprężystych, będą sprężyste przebiegi przemieszczeń i naprężeń w różnych punktach konstrukcji. Ocenie poddaje się wówczas ich amplitudy lub wartości skuteczne przebiegów oraz spektra odpowiedzi. Pewnym uzupełnieniem tak przeprowadzonych obliczeń jest zastosowanie empirycznych modeli dwufazowych. Na podstawie ekwiwalentnej liczby cykli i amplitud naprężenia dewiatorowego można wówczas dokonać interpretacji wzrostu ciśnienia wody w porach lub dokonując redukcji sztywności, obliczyć trwałe przemieszczenia. Innym ciekawym rozwiązaniem jest ocena stateczności metodą Newmarka, oparta na stanie naprężenia wyznaczonym z obliczeń statycznych i dynamicznych. Najpełniejszy obraz pracy konstrukcji uzyskuje się, przeprowadzając obliczenia dynamiczne w czasie, sprzężone ze sprężysto-plastycznymi modelami materiału. Pozwalają one na analizę trwałych przemieszczeń i wzrostu ciśnienia wody w porach w czasie, jednak równocześnie są czasochłonne i trudne w interpretacji. Podanie szczegółowych informacji do każdej z metod dyskretnych i modeli konstytutywnych wychodzi poza ramy artykułu, dlatego poniżej w ogólnej formie będą przedstawione tylko wybrane aspekty obliczeń metodą elementów skończonych z jawnym całkowaniem równań ruchu w czasie.

Uzyskanie poprawnych wyników obliczeń dynamicznych (w dwuwymiarowej przestrzeni i w czasie) wiąże się z dużym nakładem pracy na zbudowanie modelu dyskretnego. Odległości między węzłami w kierunku propagacji fali muszą zapewnić poprawny opis najkrótszej, wprowadzanej do modelu fali, a krok czasowy obliczeń musi zapewnić rejestrację fali w kolejnych węzłach. Ze względu na sprzężenie kryteriów doboru elementów skończonych i kroku czasowego należy pamiętać, że zagęszczenie siatki elementów skończonych pociąga za sobą konieczność zmniejszenia kroku obliczeń. W przeciwnym przypadku zamiast dokładniejszych wyników obliczeń uzyskamy wyniki niepoprawne. Szczegółowe rozważania Autorów na ten temat zawarto w pracy [16]. Istotny wpływ na wyniki analiz mają również przyjęty rozmiar modelu oraz zastosowane warunki brzegowe, w tym specjalne elementy brzegowe pozwalające na „wyprowadzenie” energii z modelu.

Na rys. 9 pokazano przykładowe wyniki obliczeń trwałych przemieszczeń wybranego przekroju poprzecznego zapory zachodniej OUOW „Żelazny Most”, obciążonego rzeczywistym zarejestrowanym sygnałem „8W_2012_02” (bez dekonwolucji sygnału). Obliczenia wykonano w programie GeoStudio z wykorzystaniem ekwiwalentnie liniowego modelu materiału. Każdorazowo sprawdzano kryteria dotyczące poprawnej dyskretyzacji. Z rys. 9 wynika, że trwałe przemieszczenia przekroczą wartość dopuszczalną dla przyspieszenia poziomego o wartości większej niż 0,51 g, a zatem dużo wyższej niż prognozowane wartości PHA_{10} . Podane na osi poziomej przyspieszenia odnoszą się do wartości poziomego obciążenia sejsmicznego u podstawy modelu.



Rys. 9. Zależność trwałych przemieszczeń od poziomego przyspieszenia według zmodyfikowanej metody Newmarka (bez dekonwolucji sygnału)

WNIOSKI

W artykule przeanalizowano metody oceny stateczności dużych zapór ziemnych i podkreślono zakresy ich stosowności. Przeprowadzone rozważania i analizy wskazują, że z pewnymi zastrzeżeniami dotyczącymi wymuszenia sejsmicznego Eurokod 8 jest dobrą podstawą do oceny stateczności zapór ziemnych poddanych obciążeniom indukowanym działalnością górniczą.

Metoda pseudo-statyczna dla przyjętego zgodnie z Eurokodem 8 współczynnika sejsmicznego jest bardzo konserwatywna, zwłaszcza dla sygnałów o dużej częstotliwości, jakimi są wstrząsy górnicze. Potwierdzeniem tego faktu są wyniki obliczeń uzyskane metodą Newmarka, które wskazują na pięciokrotny zapas bezpieczeństwa.

Ze względu na czasochłonność, złożoność oraz trudność interpretacji wyników obliczeń z uwzględnieniem sprężysto-plastycznych dwufazowych modeli gruntów, ciekawym rozwiązaniem jest zastosowanie analizy dynamicznej dla jednofazowego modelu materiału połączonej z podejściem Newmarka.

Obliczenia trwałych deformacji przeprowadzone oryginalną i zmodyfikowaną metodą Newmarka dla jednego z krytycznych przekrojów zapór ziemnych Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” wskazują, że przy obecnych i prognozowanych szczytowych wartościach przyspieszeń powstałych w wyniku wstrząsów górniczych stateczność zapór nie będzie zagrożona.

LITERATURA

1. Darbre G. R.: Swiss guidelines for the earthquake safety of dams. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
2. Day R. T.: Geotechnical earthquake engineering handbook. McGraw-Hill, 2002.
3. Dulińska J.: Ziemne budowle hydrotechniczne na terenach sejsmicznych i parasejsmicznych w Polsce. Wybrane aspekty modelowania i obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2012.
4. EN 1998:2004 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Part 1, Part 5).
5. Grunthal G.: Seismic hazard assessment for Central, North and North-west Europe: GSHP Region 3. Annali Di Geofisica 42(6), 1999, 999-1011.
6. Guterch B.: Sejsmiczność Polski w świetle danych historycznych. Przegląd Geologiczny 57(6), Państwowy Instytut Geologiczny. Warszawa 2009, 513-520.

7. ICOLD: Tailings dams risk of dangerous occurrences. International Commission on Large Dam, Committee On Tailings Dams And Waste Lagoons. Bulletin 121, 2001.
8. Kazimierczyk M.: Parametry drgań powierzchni generowanych wstrząsami górniczymi w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym. VI Warsztaty Górnicze, Ustroń. IGSMiE PAN, 2002.
9. Lasocki S., Orlecka-Sikora B., Mirek J., Zarzycka E., Kozłowska M.: Nadzór nad pomiarami oddziaływania sejsmicznego eksploatacji górniczej w zakresie sieci obserwacyjnej zapór OUOW „Żelazny Most” oraz stacji monitorujących zachodnie przedpole OUOW w 2012 roku. IGF PAN, Kraków 2012.
10. Lasocki S., Popiołek E., Zorychta A., Orlecka-Sikora B., Sopata P., Stoch T, Urban P.: Szczegółowa prognoza oddziaływania wstrząsów indukowanych działalnością górniczą i deformacjami powierzchni terenu na OUOW „Żelazny Most” z uwzględnieniem jego rozbudowy oraz rozwoju wydobywania złoża rudy miedzi do roku 2042. IGF PAN, Warszawa 2012.
11. Newmark N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique* 15(2), 1965, 139-160.
12. Polska Sieć Sejsmologiczna. <http://www.igf.edu.pl/>
13. Romero R.: Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology* 58, 2000, 337-351.
14. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz. U. 2007, nr 86, poz. 579).
15. Świdziński W., Korzec A.: Opracowanie procedury projektowania zapór Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) Żelazny Most do wyższych rzędnych metodą elementów skończonych oraz uproszczoną metodą Newmarka z uwzględnieniem obciążeń parasejsmicznych oraz zaleceń Eurokodu 8. IBW PAN, Gdańsk 2013.
16. Świdziński W., Korzec A.: Numerical modelling of the seismically induced deformation of tailings dam. XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (w druku), 2015.
17. Wieland M.: Large dams the first structures designed systematically against earthquakes. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, China, 2008.