

Völgyzárógáták földrengésbiztos tervezésének fejlődése – esettanulmányok

Illés Zsombor*, Nagy László*

* Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar, Geotechnika és Mérnökgeológiai Tanszék
(E-mail: zsombor.illes@edu.bme.hu, lacinagydr@gmail.com)

DOI:10.59258/HK.10980



Kivonat

A közlemény célja, hogy olyan esettanulmányokon keresztül mutassa be a gátak földrengésbiztos tervezésének fejlődését, ahol földrengés hatására a szerkezetek károsodtak vagy tönkrementek. Kijelenthető, hogy az ilyen esetek nagyon ritkák, egy völgyzárógát szakadása beláthatatlan következményekkel járhat. Ezen ritkán előforduló események (károsodás és tönkremenetel) részletes bemutatása segít megérteni a szeizmikus hatásokkal szembeni tervezési (méretezési) és kivitelezési hiányosságokat. Azon esetekben, amikor nem készült részletes tervezés szeizmikus hatásokra „back analízis” elvégzése tette lehetővé az események rekonstruálását, a tönkremeneteli mechanizmus megértését és a pontosabb biztonsági közelítés kidolgozását. Az egyik legtöbbet vizsgált eset 1971-ben a San Fernando gát károsodása, amikor a víztározó gátjának vízoldali rézsúje jelentősen sérült. Az egyetlen dokumentált gátszakadás pedig a Fujinuma gátnál történt 2011-ben a „nagy Tohoku” földrengés idején. A nemzetközi szakirodalom összefoglalásán alapuló tanulmány felhívja a figyelmet arra, hogy a gátak dinamikus terheléssel, szeizmikus hatásokkal szembeni ellenállásához elengedhetetlen a földrengésbiztos tervezés, mely a kivitelezési kérdéseken át a szerkezeti kialakításon keresztül a komplex méretezési kérdéseket is magába foglalja. A konkrét számítási módszerekkel az Eurocode 8 és a szerzőpáros egy korábbi közleménye is foglalkozik.

Kulcsszavak

Nagygátak, földrengésbiztos tervezés, talajfolyósodás, esettanulmányok, San Fernando gát, Zippingpu gát, Fujinuma gát.

Evolution of earthquake-resistant design of dams – case studies

Abstract

The purpose of the publication is to present the evolution of earthquake-resistant dam design through case studies where structures have been damaged or destroyed by earthquakes. It can be stated that such cases are very rare, and the rupture of a dam can have unforeseeable consequences. A detailed presentation of these rare events (damage and failure) helps to understand the design and construction deficiencies against seismic effects. In some cases, performing “back analysis” made it possible to reconstruct the events, understand the failure mechanism and develop more accurate safety approaches. One of the most documented cases is the damage of the San Fernando dams in 1971, when two reservoir dams’ upstream sides suffered massive slides. The only recorded dam failure happened at the Fujinuma dam during the 2011 “great Tohoku” earthquake. Based on a summary of the international literature, the study draws attention to the fact that earthquake-resistant design is essential for dams to tackle dynamic loads and seismic effects. The design procedure includes construction issues as well as structural detailing and complex dimensioning. Specific calculation methods are also dealt with in Eurocode 8 and in a previous publication by the authors.

Keywords

Dams, earthquake-resistant design, soil liquefaction, case studies, San Fernando dam, Zippingpu dam, Fujinuma dam.

BEVEZETÉS

A gátak földrengésállóságára kevés adattal rendelkezünk, az ellenőrző számítások inkább csak azt mutatják egy földrengés után, hogy a gát állékony volt, de nincs információ a biztonsági tartalék nagyságáról. Az esettanulmányokban a gátak rézsújének tönkremenetelére is említésre kerül. Viszonylag részletesen bemutatjuk az Alsó San Fernando, Sheffield és a Zippingpu gátak károsodását, valamint a Fujinuma gát tönkremenetelét. A történeti leírás mellett szólnunk az okok feltárására használt módszerekről. Sorra vesszük a gátak földrengésbiztos kialakításának lehetőségeit. Esettanulmányokkal alátámasztva végigkövetjük a szeizmikus igénybevételnek kitett rézsú méretezési módszerének fejlődését és szabványokba történő beépülését.

Hazánkban a földrengésre való méretezést az *Európai Szabványügyi Bizottság földrengésálló szerkezetek tervezésével kapcsolatos Eurocode 8 szabványa (European Committee for Standardisation 2004)*, illetve annak nemzeti mellékletei szabályozzák. A szabvány bevezetése lendületet adott a földrengéssel kapcsolatos vizsgálatoknak, gyakorlati kutatásoknak, annak ellenére, hogy a Kárpát-medence és benne Magyarország mérsékelt kitétt a földrengéseknek (*Timár és társai 2018, Szabó és társai 2018*). Az Eurocode szabványok gazdaságos és ésszerű alkalma-

zásához elengedhetetlen a földrengésterhelés helyszínspecifikus meghatározása. A hazai kutatásokat *Mahler és társai (2019)* közleménye foglalja össze.

Magyarországon napjainkig tartotta magát az ismeret, hogy földrengés következtében gátszakadás még nem alakult ki nagygátaknál. Úgy tűnik azonban, hogy nem is egy volt ilyen, ugyanis a hazai figyelem csak az Észak-Amerikában megjelent irodalomra irányult. A tudományos horizont tágulása elkezdte növelni az ismeretek mennyiségét.

MANNOU-IKE (MANNO-TÓ, JAPÁN)

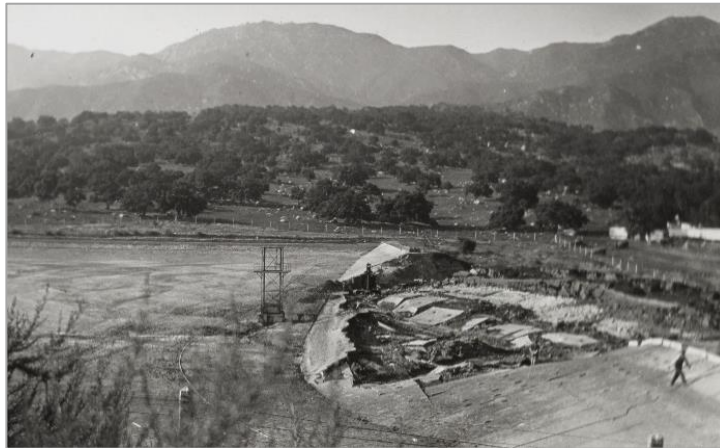
A legkorábbi, földrengés következtében ismertté vált gátszakadás 1854-ben történt. Az i.sz. 701-ben a helyi rizstermesztés föllendítésére épített és többször magasított Manno-tó gátjának tönkremenetelét (*Ono és társai 2011*) az Ansei Nankai (M 8,4) földrengés okozta. A Manno-tó víztározó gátmagassága 22,0 m, a korona hossza 155,8 m, a tározott térfogat 113 000 m³ volt. A Japánban az egyik legrégebbi mezőgazdasági tározóként nyilvántartott mű segítségével 3 003 ha területet öntöztek.

SHEFFIELD GÁT (EGYESÜLT ÁLLAMOK)

A Santa Ynez-hegység alján, Santa Barbara megye északi végén található Sheffield-gát az Egyesült Államok egyetlen gátja, amely földrengés során tönkrement, a tárolt víztö-

meg pedig kiszabadult. A Sheffield gát 1925-ben Santa Barbara közelében, Kalifornia államban bekövetkezett földrengés miatt károsodott. A gát 1917 telén épült, 230 m hosszú koronával, 8 m-es magassággal és a földrengés idején a tározó 113 500 m³ vizet fogadott be.

A gát homokos talajon épült, felvízi beton vízzáró burkolattal. A földrengés során drámai módon ugrott fel a talajban a pórusvíz nyomás és a talaj inkább folyadékként, mint szilárd anyagként viselkedett. A talajfolyósodás (soil liquefaction) hatására a gát középpontja körülbelül 95 méter hosszon egyszerűen lebegett a megfolyósodott talajon,



1. ábra. A károsodott (vagy tönkrement) Sheffield-gát (https://archive.org/details/cstb_000071)
Figure 1. The damaged (or failed) Sheffield dam (https://archive.org/details/cstb_000071)

Később pseudo-statikussal megvizsgálták és a számítási módszer alapján nem volt kérdéses a rézsűk stabilitása (a pszeudostatikus – kvázi statikus – számításokhoz a szeizmikus hatást a vízszintes és függőleges statikus erők együttesével kell megadni, amelyek a nehézségi erők és a szeizmikus együttható szorzataként számíthatók). A momentum magnitúdó skálán 6,5-6,8-ra becsült földrengés reggel 7 óra előtt pattant ki. A minimális biztonsági tényező meghatározásához a szeizmikus együttható értékét 0,1-nek vették fel, ami megfelel egy 10 kilométerre bekövetkezett 6,25-ös magnitúdójú földrengésnek. A szeizmikus együttható MSZ EN 1998-5:2009 (Eurocode 8) alapján függ: a tervezési talajgyorsulástól (α), a talajtényezőztől (S), ezek értékeit az MSZ EN 1998-1:2004 adja meg, illetve az r tényezőtől ami a megtámasztó szerkezet típusára utal, ezt az MSZ EN 1998-5:2009 szabályozza. A Sheffield gát esetében a biztonsági tényező 1,2-re adódott (3. táblázat). A talaj drénezetlen nyírószilárdsági értékével számoltak, mivel ez a legmegfelelőbb a rövid ideig tartó terhelések esetén, mint amilyen az említett földrengés is volt (Seed és társai 1969). Az egyszerű pseudo-statikussal vizsgálat nem veszi figyelembe a talajfolyósodás lehetőségét. Ez csak különböző helyszíni vizsgálatokkal lehetséges, melyek értékeléséhez az Eurocode 8. (2004) B melléklete ad útmutatást. Magyarországon egyetlen esetben, az 1956-os dunaharaszti földrengés után jelentkeztek talajfolyósodásra utaló jelek. 60 évvel később Bán és társai (2020) helyszíni vizsgálatok segítségével (CPT, SPT) számította ki a maximális vízszintes talajgyorsulást (0,193-0,247 g). Mivel a különböző infrastruktúra műtárgyak (vasútvonalak, árvízvédelmi töltések) használhatósága

majd körülbelül 30 méterrel tolódott el az alvíz irányában (1. ábra).

A gát meglehetősen közel volt Santa Barbara városához, amin keresztül egy vízfal rohant a Voluntario és az Alisos utcák között a tenger felé. Fákat, autókat és három házat vitt el, hátrahagyva egy sáros, törmelékkel borított területet. A víz a város alsó részét 60 cm mélységig öntötte el, amíg fokozatosan be nem ereszkedett a tengerbe (1925 Santa Barbara Earthquake: The Dam Break). Halálos áldozatot nem jelentettek.

már a tönkremenetelt megelőzően is korlátozódhat, ezért fontos a biztonsági tényező mellett az elmozdulások és a szeizmikus teljesítőképesség ismerete is, melyekről a pseudo-statikussal vizsgálat nem ad felvilágosítást. Az elmozdulások talajválasz elemzéssel határozhatók meg. A különböző elmozdulásokat a károk mértékétől függően károsztályokba sorolva, az egyes károsztályok meghaladási valószínűségét meg lehet határozni. Ezt a meghaladási valószínűséget különböző intenzitású szeizmikus hatások esetére a sérülékenységi görbék jellemzik (Hübner és Mahler 2020a). A sérülékenységi görbék egy autópálya töltés esetére kerültek előállításra (Hübner és Mahler 2020b).

OJIKÁ FÖLDRENGÉS (JAPÁN)

Az 1939. évi, 6,6-os magnitúdójú Ojika (Japán, Honszűiget) földrengés során 12 gátszakadás történt (Akiba és Semba 1941). A földmozgás következtében a becsült gyorsulás a súlyosan károsodott gátaknál 0,3-0,4 g között változott.

Számos alacsony, öntözési célból épült földgát károsodott a földrengés során. A károsodások jobb megértése érdekében ezek átfogó összehasonlító felmérését Akiba és Semba (1941) végezte el. A részletes felmérés összesen 52 töltés károsodást dokumentált, ebből 40 sérülést (rézsű károsodás) és 12 gát tönkremenetelt állapítottak meg. A töltések magassága 1,5 m és 18 m között változott, de a töltés magassága és a sérülés mértéke között nem volt nyilvánvaló kapcsolat. Bár a vizsgált töltések közül csupán 31-nél találtak meg a töltéscélinél nyilvántartást, a károsodás hálózata és az építési eljárások közötti összefüggést nem lehetett meghatározni.

Az 1. táblázat a különböző típusú károsodásokhoz kapcsolódó töltések számának részletezését mutatja. E szerint a rézsű meghibásodásai és repedései (a kidudorodást is enyhe lejtőn való meghibásodásnak tekintették) a töltések legalább 80%-ában okoztak károkat, a többi töltés esetében – mivel azok teljesen tönkrementek – a károk típusát nem határozták meg.

1. táblázat. Ojika földrengés, rézsű suvadások és töltésrepedések (Akiba és Semba 1941)

Table 1. Ojika earthquake reservoir damage and cracks (Akiba and Semba 1941)

Rézsű suvadások és töltésrepedések	No.
Felvízi rézsű suvadása	17
Alvízi rézsű suvadása	6
Mindkét rézsű suvadása	8
Teljes gátszakadás meg nem határozható mechanizmussal	9
Meg nem határozható repedések és műtárgy sérülés	2
Csak műtárgy sérülés	1
Csak repedések (elsődlegesen függőleges)	9
Összesen	52

A teljesen tönkrement töltések esetén a töltésépítő anyag szemeloszlásának néhány jellemző pontját mutatja a 2. táblázat. Amint az a táblázat adataiból kitűnik, a 12 töltésből 9-et elsősorban homokból építettek. Agyagos homokból kivitelezett töltéseknél bekövetkezett három meghibásodás esetében kettőt a gyengén tömörített talaj elmosása okozta a nemrégiben javított leürítő vezetékeknél, míg a harmadikat pedig a leürítő vezeték törése miatt kialakult buzgár okozta.

2. táblázat. Az Ojika földrengésnél 1939-ben átszakadt gátak szemeloszlása (Akiba és Semba 1941)

Table 2. Failed dams and their grain size distribution in Ojika earthquake in 1939 (Akiba and Semba 1941)

Sorszám	Szemeloszlás [%]			Megjegyzés
	> 0,1 mm	0,01 – 0,1 mm	< 0,01 mm	
1	85	15	0	
2	84	15	1	
3	82	15	3	
4	66	18	16	
5	72	21	9	
6	79	12	9	
7	77	13	10	
8	92	5	3	
9	81	6	13	
10	34	38	28	Laza töltés
11	14	59	27	Laza töltés
12	36	31	33	Buzgárosodás

A földrengés és következményeinek vizsgálata során a következő fontosabb megállapításokat tették (Akiba és Semba 1941):

1. Nagyon kevés adat áll rendelkezésre a gát meghibásodásáról. A legtöbb gátszakadás néhány órával vagy akár 24 órával is a földrengés után történt.
2. A sérült és tönkrement töltések nagy része homokos talajból épült; míg az agyag talajból épült töltéseknél nem történt teljes tönkremenetel.
3. Még az epicentrumhoz közel lévő töltéseknél sem voltak teljes átszakadások az agyagból épült töltések

esetében; azonban az epicentrumtól nagyobb távolságra is jelentős számban sérültek a homokos talajból álló töltések.

SAN FERNANDO GÁT (EGYESÜLT ÁLLAMOK)

1971. február 9-én, nem sokkal reggel 6 óra után 8-10 millió kaliforniai lakos riadt fel az állam egyik legpusztítóbb földrengésére. Tíz másodperc elteltével a szerkezetek széleskörű károsodását figyelték meg a San Fernando völgy északi részén. Ezen szerkezetek jelentős hányada összedőlt, más részük súlyos károsodásokat szenvedett és az összeomlás határára került. A Richter-skála szerinti 6,6-os magnitúdójú földrengés volt Kalifornia állam egyik legerősebb katasztrófája a XX. században. 58 ember halt meg, 2400 megsérült és 1500 épület menthetetlenül károsodott. A veszteséget akkori értéken 500 millió dollárra becsülték. A földrengés legkomolyabb következménye az Alsó San Fernando gát csaknem teljes tönkremenetele volt (2. ábra).



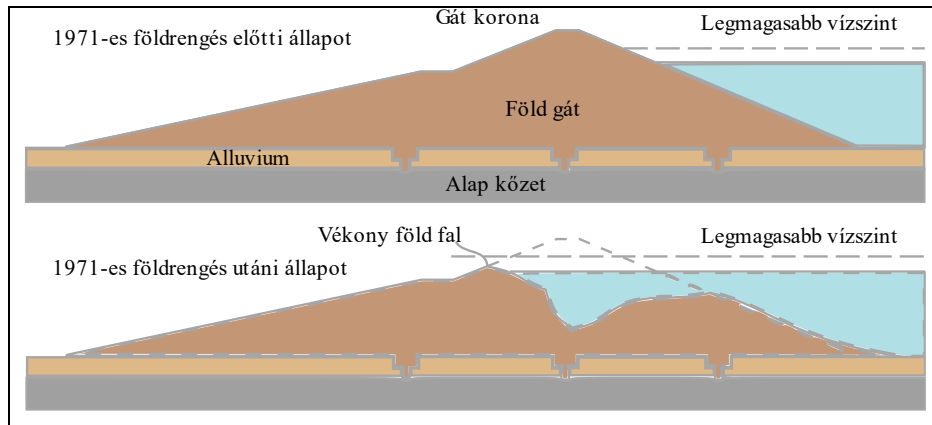
2. ábra. A sűrűn lakott családi házas környezetben elhelyezkedő Alsó San Fernando gát (Seed és társai 1975)

Figure 2. The Lower San Fernando dam is surrounded by a densely populated suburban area (Seed et al. 1975)

A töltésépítések 1912-ben kezdődtek. A gátat alluvialis területre alapozták, ahol az altalaj kemény agyag rétegei közé homok és kavicsrétegek, lencsék ékelődtek. A töltés túlnyomó része hidraulikus kotrásból származó homokból épült 1912 és 1915 között. A homokot kikotorták a tározó fenekéről és deponálták az építendő gát felvízi és alvízi oldalán kezdődő töltésépítéshez. A hidraulikus kotrás eredményeként a két töltés főleg homokot és iszapot tartalmazott, míg a magba agyag talajt építettek be. A felvízi és alvízi oldalon kivitelezett töltéseket azonos ütemben építették, így feltehetően azonosak a tulajdonságaik is. A töltés 1916-ban egy megtámasztást kapott. 1916 és 1930 között több alkalommal magasították. A magasításokat hengerrel tömörítették. Majd 1929 és 1930 között vékony szivárgó paplant építettek be az alvízi oldalra a szivárgás szabályozása és az állékonyság további növelése érdekében. A paplan összetétele az építés utáni jelentések tanúsága szerint agyagpala és kavics volt, melyet 30 cm-es rétegekben hordtak fel és teherautókkal tömörítették. A gáthoz az utolsó hozzáépítés egy 4,5:1 hajlású padka volt 1940-ben, melyet szintén hengerrel tömörítették (Castro és társai 1992). Amint az Alsó San Fernando gát keresztmetszete felső részén látható (6.a ábra), az egyes építési anyagok eltérő színnel vannak jelölve (Seed 1979).

Az 1971-es földrengés hatására a 630 m hosszú és 43 m magas töltés koronája szinte teljesen a víztározóba csúszott és csak egy vékony töltésszakasz maradt a 15 millió tonna víz és a 80 000 lakos között. A felső mintegy 9 m magas rész belesúszott a tározóba. Mivel a tározó vízszintje több mint 10 m-el volt alacsonyabb a megengedett

maximális vízszintnél (3. ábra), így szerencsére a katasztrófa nem következett be. A földrengést követően 80 ezer embert azonnal evakuáltak a gát 9,6 km-es körzetéből és a lehető leggyorsabban megkezdték a tározó leürítését az amúgy nem károsodott műtárgyon keresztül (Page és társai 1995).



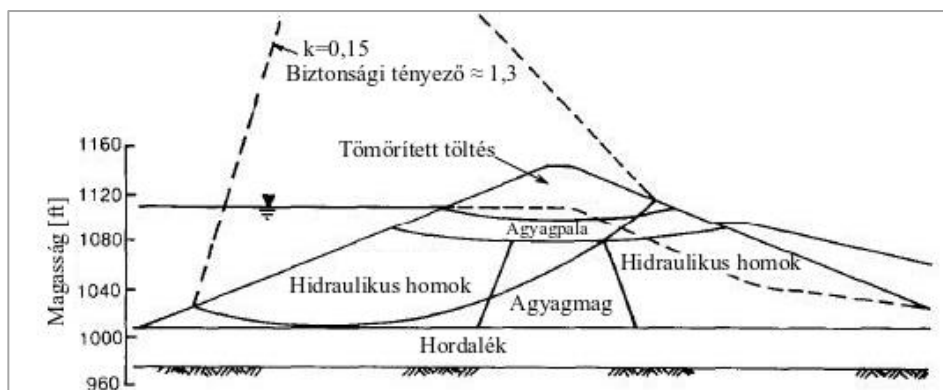
3. ábra. Az 1971-es földrengés következtében megrongálódott és az eredeti gát keresztmetszet (Seed és társai 1975)
Figure 3. The damaged cross section, due to the earthquake in 1971 and the original one (Seed et al. 1975)

„Csak egy hajszál választott el minket attól, hogy Észak-Amerika egyik legnagyobb természeti katasztrófája bekövetkezzen” írta Seed (1979) közleményében. Ez a katasztrófa közeli állapot felelős azért, hogy a föld és kőszórás gátak földrengésbiztos tervezésével részletesen elkezdtek foglalkozni a mérnökök.

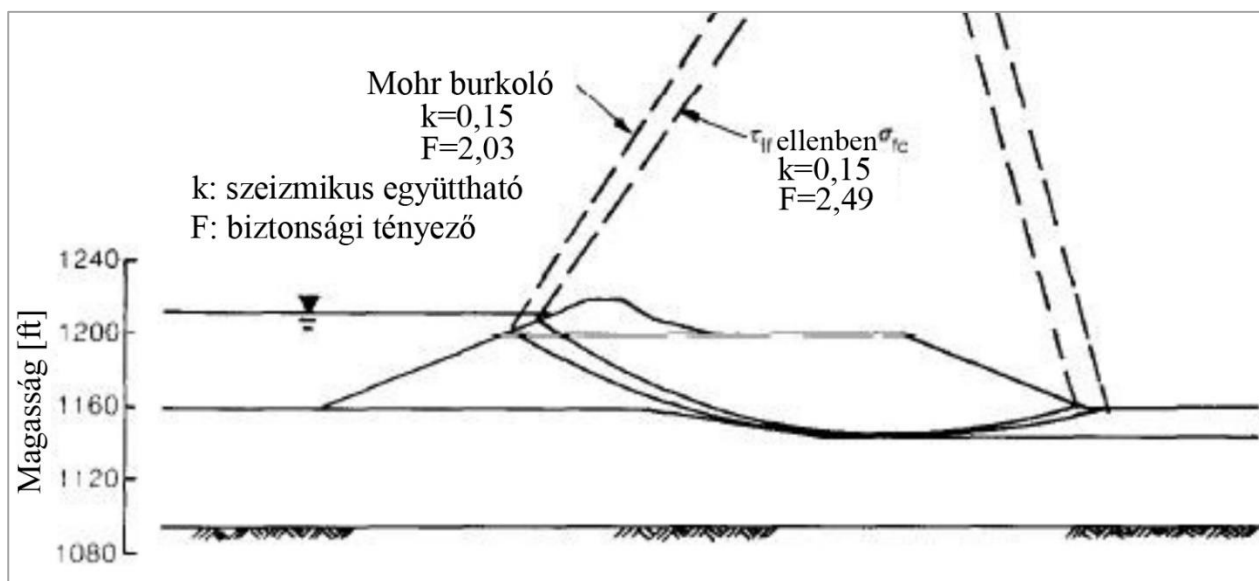
A San Fernando gátak esete azért is szembeötlő, mert a szerkezetek szeizmikus stabilitását 5 évvel a földrengés előtt vizsgálták és megfelelőnek találták. Az eset rávilágított a tervezési és felülvizsgálati eljárások újraértékelésének a szükségességére.

A Felső és az Alsó San Fernando gátak remek lehetőséget nyújtottak a pseudo-statikussal közelítés alkalmazhatóságának vizsgálatára, mivel a gátak tönkremenetel közeli állapotba kerültek, azaz a biztonsági tényezők 1,0 alatt vagy akörül alakultak. Korábban is voltak arra utaló jelek, hogy a pseudo-statikussal nem minden esetben jelezhető előre a rézsű tönkremenetele. Az elvégzett stabilitás vizsgálatokat a 4. és 5. ábra mutatja be Seed és társai (1975) alapján. Az Alsó San Fernando gát számított biztonsági tényezője (F) 1,3 volt 0,15-ös szeizmikus együtt-

ható (k) esetén, ennek ellenére a felvízi oldal teljesen tönkrement. A Felső San Fernando gát keresztmetszete az 5. ábrán látható, a pseudo-statikussal vizsgált kritikus csúszólappal együtt. A szeizmikus együttműködési (k) értéke 0,15, a számított biztonsági tényezők (F) erre a keresztmetszetre 2,0 és 2,5 között adódtak, ennek ellenére a töltés felső 1,5-2,0 m-es része megcsúszott. Mindkét gát esetén a mozgások meghaladták az elfogadható értékeket. Mindez annak ellenére történt, hogy a pseudo-statikussal számított módszer szerint bőséges biztonsági tartalékkal rendelkeztek a földrengés-hatással szemben. A súlyosan károsodott, illetve tönkrement gátak szeizmikus együttműködési (h) és számított biztonsági tényezőit a 3. táblázat foglalja össze. Azonban a rézsű nem egyszerűen rézsűcsúszással merev testként ment tönkre, mint amire a számítás vonatkozott. A földrengés hatására a felvízi rézsű alatti hidraulikus kotrással készült talaj megfolyósodott (liquefaction) és így az ellenállását veszített talaj a csúszólapok mentén elmozdult. Az állékonyságra helyes megoldást tehát akkor kapunk, ha a számítás követi a tönkremeneteli mechanizmust, vagyis jelen esetben a megfolyósodást.



4. ábra. Az Alsó San Fernando gát pseudo-statikussal vizsgálat (Seed 1979)
Figure 4. Pseudo-static analysis of embankment stability, Lower San Fernando dam (Seed 1979)



5. ábra. A Felső San Fernando gát pseudo-statikuss stabilitás vizsgálata (Seed 1979)

Figure 5. Pseudo-static analysis of embankment stability, Upper San Fernando dam (Seed 1979)

3. táblázat. Gátak pseudo-statikuss vizsgálata és tönkremenetelük földrengés hatására (Seed 1979)

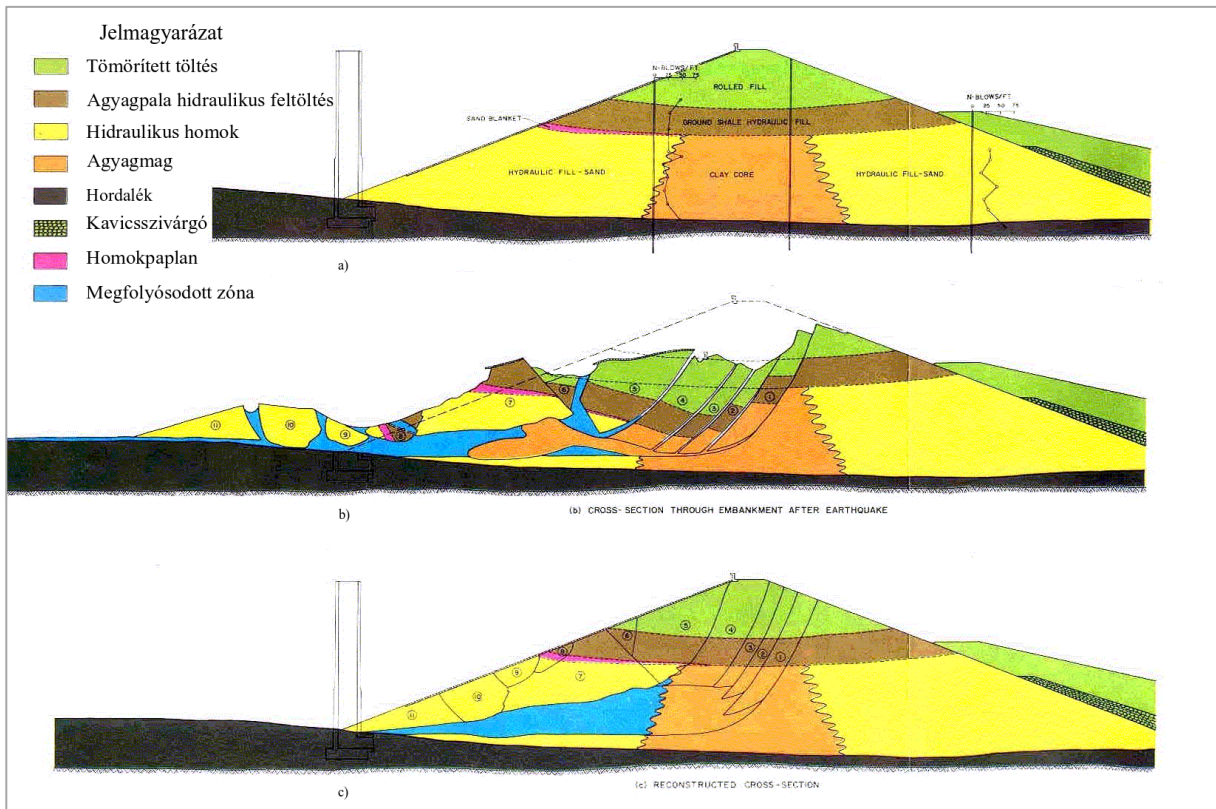
Table 3. Pseudo-static analysis of dams with slope failures during earthquakes (Seed 1979)

Gát	Szeizmikus együttható (k)	Számított biztonsági tényező (F)	Földrengés hatása
Sheffield gát	0,10	1,2	Teljes tönkremenetel
Alsó San Fernando gát	0,15	1,3	Felvízi részü tönkremenetele
Felső San Fernando gát	0,15	≈2,0-2,5	Az alvízi oldal elmozdult és a töltés koronája 2 m-t süllyedt
Zagy gát (Japán)	0,2	≈1,3	Gátszakadás után zagyömlés

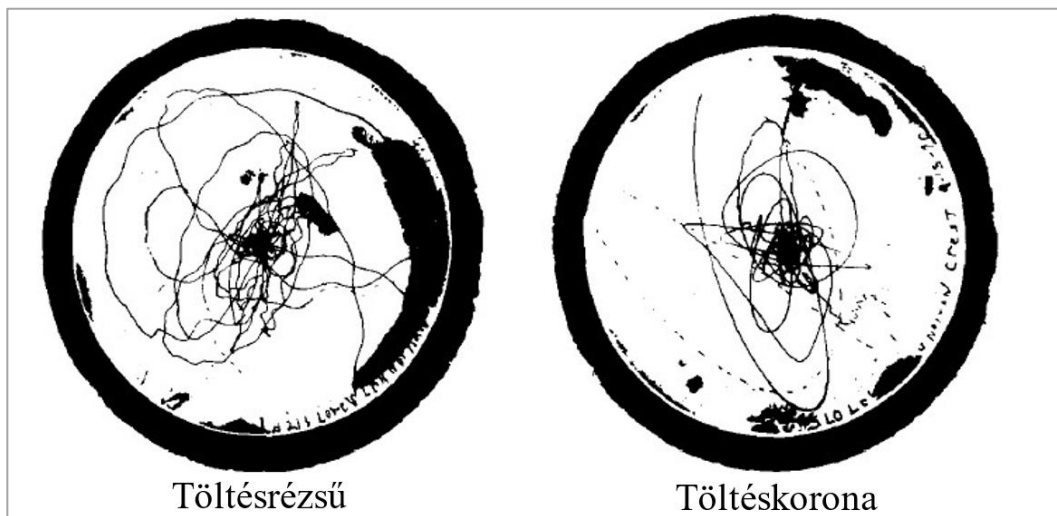
Tehát a pseudo-statikuss körcsúszólap vizsgálat (a homogén kötött anyagú gátakban körcsúszólapot feltételezünk, a pseudo-statikuss vizsgálatot pedig erre az esetre végezzük el) eredménye csak abban az esetben elfogadható, ha a gát és az altalaj ellenállásait alapjaiban nem befolyásolják az időszakosan jelentkező ciklikus igénybevételek és azok pórusvíznyomás növekedést nem okoznak. Az *ICOLD Bulletin 52* (1986) a pseudo-statikuss vizsgálatot csak agyagok, illetve tömör homokok és kavicsok ($I_D > 80\%$ fölötti tömörségi index) esetén ajánlja. Az *Eurocode 8 (European Committee for Standardisation 2004) szabvány* szerint abban az esetben, ha a talaj telített és kohéziómentes, a talajfolyósodással szemben $\gamma=2,0$ biztonságot követel meg. (Amikor valamit nem tudunk magabiztosan számolni, a saját biztonságunk érdekében egy magasabb determinisztikus biztonsági tényezőt adunk meg, jelen esetben az Eurocode 7-ben alkalmazott 1,35 helyett 2,0-t.) A tömör telítetlen homok esetén csak kicsi pórusvíznyomás növekedés volt megfigyelhető. Ezzel szemben a természetes vagy hidraulikus úton telített homokok esetén, ahol alacsony relatív sűrűség jellemzi a talajt, magas pórusvíznyomás alakulhat ki. Tönkremenetel azon gátak esetén jelentkezett, ahol a pórusvíznyomás jelentősen megemelkedhetett.

A földrengés után tapasztalt jelek arra utaltak, hogy a talajfolyósodás a töltés vízdali talpánál következett be. A megfolyósodott zóna világoskékkel van jelölve a 6. ábrán. A károsodást ez a zóna indította el, mely később a felsőbb rétegek kiterjedt mozgásához vezetett, ennek következtében egy 46×76 méteres talajtömb szelelve merev testként csúszott bele a tározóba. Ezek a talajtömbök úsztak a megfolyósodott talajsávon. A megfolyósodott talaj a mozgások befejeződését követően kitöltötte a blokkok közötti részt. A kifolyt homok a töltéstalptól 61 m-re is megtalálható volt, míg a talajtömbök „csak” 46 m-t mozogtak az alvíz irányába (Castro és társai 1992). A vízdali töltéstest összeomlásával az agyagmag elvesztette a megtámasztását. Az el nem mozdult talajtömb legalacsonyabb pontja csak 17 cm-rel volt magasabban, mint a tározó vízszintje. Ennyi kellett, hogy ne alakuljon ki meghágás. A sértetlen vízleeresztő műtárgyon keresztül azonnal megkezdődött a tározó vízszintjének csökkentése.

A rengés során két szeizmoszkóp mérte a földmozgást. Az egyik a töltés részüjének alján, a másik pedig a töltés koronáján. Az utóbbit a törmelék között találták meg. A szeizmoszkópok egy füstölt üvegből álltak, melyen egy karcolótű húzott nyomot. A műszerek mérései a 7. ábrán láthatóak Seed (1979) nyomán.



6. ábra. Keresztmetszet a csúszás helyén és az „összeillesztett” keresztmetszet (Seed 1979)
Figure 6. Cross-section through slide area and reconstructed cross-section (Seed 1979)



7. ábra. Szeizmoszkóp mérések az Alsó San Fernando gáton az 1971. február 9-i földrengés során (Seed 1979)
Figure 7. Seismoscope records at Lower San Fernando dam during earthquake of 9 February 1971 (Seed 1979)

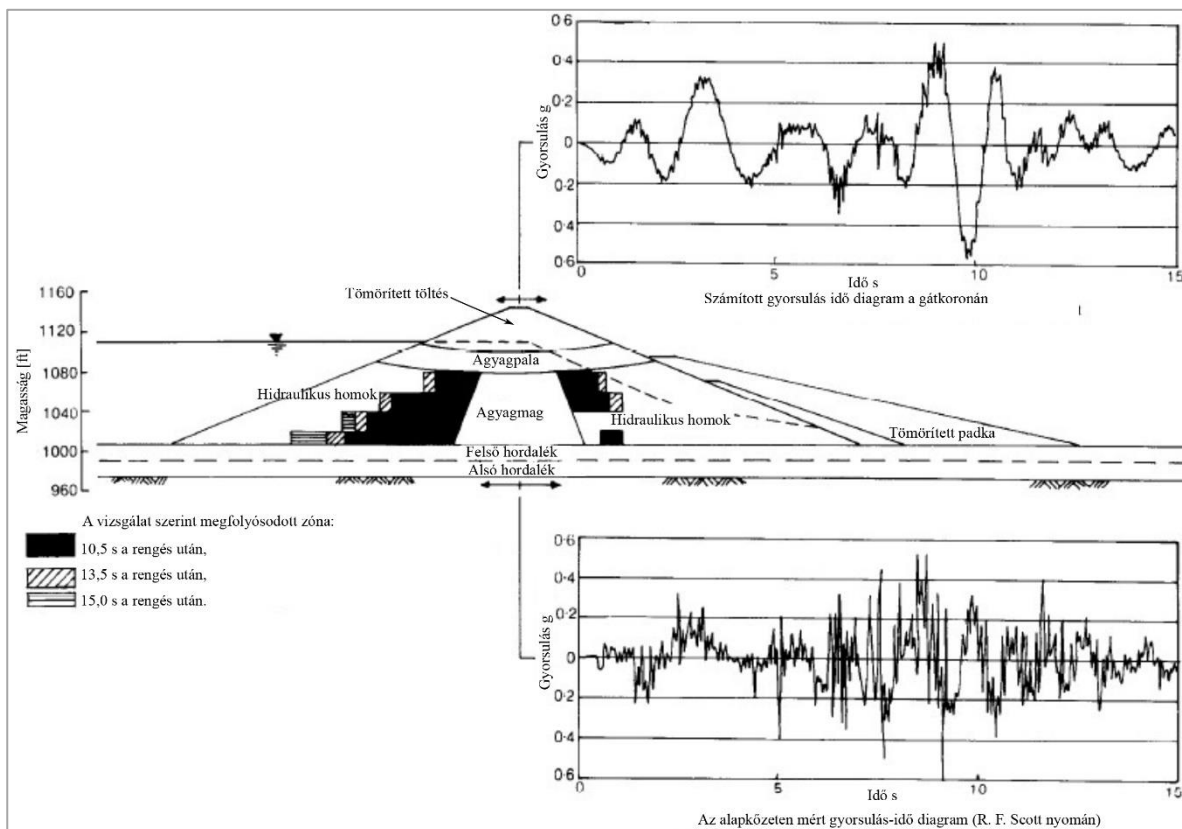
A szeizmográfok adatai alapján a gát környezetében az alapkőzeten mért legnagyobb talajgyorsulás 0,55-0,60 g között alakult, a rézsűn és a koronán pedig 0,48 g és 0,55 g volt meghatározható (Seed 1979). A rengés időtartama 14 másodperc volt, ami egy rövid idejű földrengésnek számít. Ezt több kisebb utórengés követte. A töltés tönkremenetele 20-30 másodperccel a rengés befejeződése után kezdődött. Ebből arra lehet következtetni, hogy nem a földrengés által gerjesztett tehetetlenségi erő okozta a szerkezet tönkremenetelét, hiszen a rengés lejátszódása után kezdődött a rézsűcsúszás. A rengés következtében megemelkedett a pórusvíznyomás, ezáltal lecsökkent a hatékony fe-

szültség, a töltés teherbírása így kimerült. A gátör öt perccel a rengés után vizsgálta meg a gátat, ekkor már a suvadás lejátszódott. A rengés és a tönkremenetel főbb eseményeit részben a szeizmoszkóp mérései alapján 4. táblázat foglalja össze.

Kiterjedt helyszíni és laboratóriumi vizsgálatokat végeztek a töltés anyagához tartozó csillapítási tényező meghatározására, illetve vizsgálták a ciklikus terhelés hatására a homoktöltésben bekövetkező pórusvíznyomás emelkedést és a létrejövő alakváltozásokat. A dinamikus válaszspektrum analízis eredményeit a 8. ábra mutatja be.

4. táblázat. Az 1971. február 9-i földrengés fontosabb történései (Seed 1979)
 Table 4. The actions of the Earthquake in February 9 of 1971 (Seed 1979)

Idő (s)	Esemény
0	A földrengés kezdete
~14	Az erős mozgás tartomány vége, a gátkorona enyhe dőlése
~40	A gátkorona csúszásának kezdete
~56-57	Utórengés 1
~62-63	Utórengés 2
~72-73	Utórengés 3
~75-76	Utórengés 4
~90	A fő elmozdulás vége – a mérőműszerek 26° dölést jeleztek
>90	További dőlés 37°-ig 10 nap elteltével (kúszás)



8. ábra. Az Alsó San Fernando gát válaszspektrum vizsgálata az alapkőzet gyorsulás alapján (Seed 1981)
 Figure 8. Analysis of response of lower dam during San Fernando earthquake to base motion (Seed 1981)

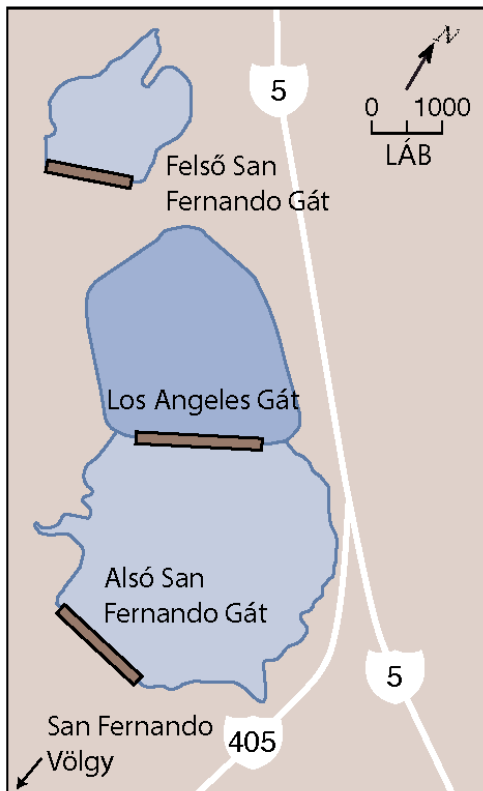
A Seed-Lee-Idriss módszer alapján Seed 1979-es közleményében foglalja össze az állékonyságszámítási eljárás lényegét. Az alapkőzeten mért talajgyorsulásból kiindulva a szeizmoszkópok által mért elmozdulásokhoz hasonlókat kaptak. Továbbá arra a megállapításra jutottak, hogy amennyiben a 8. ábrán feketével jelölt területeken a pórusvíznyomás és a hatékony feszültség ($\Delta u / \gamma' \cdot h$) hányadosának értéke egy körül alakulna, a töltésnek ezen a részén a talaj nyírási ellenállása 0-ra csökkenne. Ezt figyelembe véve, a rengés során drénezetlen állapotban (zárt állapotban) lévő töltés biztonsági tényezője 1,4 körül alakulhatott, így az megfelelő biztonsággal rendelkezett. Ezt igazolja az is, hogy a rengés alatt csak kis mértékben károsodott a töltés. Idővel a víz a magas víznyomású területekről az alacsonyabb nyomású, fellazult szerkezetű, nem hidrosztatikus állapotú területek felé áramlana, így nagyobb területen csökken a talaj nyírószilárdsága. A kiterjedt nyírószilárdság nélküli zónát és drénezett állapotot figyelembe

véve a biztonsági tényező Seed (1979) alapján 0,8-ra adódik. A töltés felvízi oldalán következett be a rézsű tönkremenetele, a megtámasztást adó laza szemcsés anyag megcsúszott, majd a megtámasztását veszített agyagmag is tönkrement. Ez az elméleti fejtegetés egybevág az Alsó San Fernando gátnál 1971. február 9-én tapasztaltakkal.

Az új 33 millió dolláros Los Angeles tározó gátja 1975-76 között épült 900 m-re a régi alsó San Fernando gáttól (9. ábra). A régi gátat nem építették át az U.S. Geological Survey (USGS) elvárásainak megfelelően, de megtartották. Záportározóként és az új Los Angeles tározó gát biztonsági tartalékként funkcionál (Page és társai 1995).

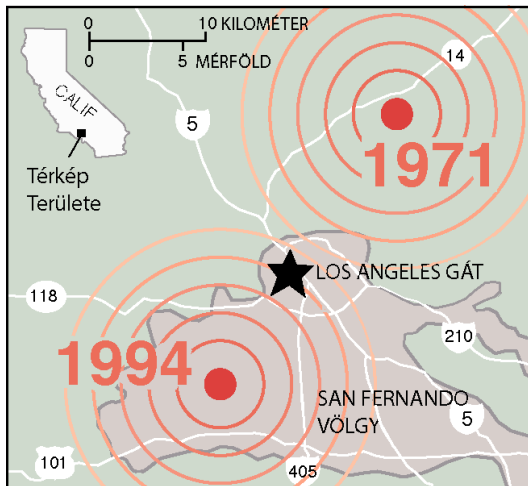
Az 1994-es northridge-i földrengés (10. ábra) próbára tette az akkor már megépült új gátat. Az 1994-es rengés a momentum magnitúdó skála szerint (6,7 M_w) gyakorlatilag megegyezett az 1971-es földrengéssel (6,6 M_w), a rengések a legerősebbek közé tartoztak, amire az USGS szerint

tervezni kell a gátakat. A földrengések epicentrumai a 10. ábrán láthatóak.



9. ábra. A Los Angeles gát és víztározó, melyet az Alsó és a Felső San Fernando gátak által alkotott záportározók fognak közre (Page és társai 1995)

Figure 9. The Los Angeles dam and Reservoir lie between the storm water retention basins formed by the older Lower and Upper San Fernando dams (Page et al. 1995)



10. ábra. A San Fernando és a Los Angeles gátak helyszínét csillag, a földrengések epicentrumát pedig a piros pontok jelölik (Page és társai 1995)

Figure 10. The San Fernando and Los Angeles dam sites are marked with a black star, and the epicentres of the earthquake are marked with red dots (Page et al. 1995)

Az 1976-ban elkészült új gáton csak felületi repedések keletkeztek, ezek a 11. ábrán láthatóak. A gátkorona 3 cm-t mozdult el oldalirányba és 10 cm-t süllyedt. Ezzel ellentétben az Alsó San Fernando gátat ismét károsodás érte, a

felvízi oldala erősen repedezett és megsüllyedt. A rézsúkosodást és a felvízi oldalon megjelenő, a talajfolyósodásra jellemző homokkúpokat *Bardet* és *Davis* az 1996-os cikkében dokumentálta.



11. ábra. Repedések a Los Angeles gát felvízi oldalának burkolatán, a gát egésze sértetlen maradt (Page és társai 1995)
Figure 11. Cracks on the surface pavement of the upstream slope of the Los Angeles dam (Page et al. 1995)

A szakirodalom összefoglalása alapján *Seed* és *társai* (1977) arra a következtetésre jutottak, hogy a különböző anyagú és kialakítású gátak eltérő intenzitású földrengésekre eltérő módon reagálnak. A tanulmány az alábbi viselkedéseket különítette el:

- A hidraulikus kotrásból épült gátak sebezhetőnek bizonyulnak erős földrengéssel szemben. Azonban sok hasonló gát jól teljesített, amennyiben megfelelő rézsúhajlással lettek kialakítva. Mérsékelt erősen rengéseket képesek átvészelni, melyek esetén a talajgyorsulás nem haladta meg a 0,2 g-t és a földrengés magnitúdója nem volt nagyobb, mint 6,5.
- Megfelelően szilárd alapon jól megépített gát képes ellenállni egy mérsékelt földrengésnek 0,2 maximális talajgyorsulásig, káros hatások nélkül.
- Agyag talajra vagy kőzetre épült agyag gátak szélsőséges rengéseket is átvészeltek, melyek talajgyorsulása 0,35 g-tól 0,80 g-ig terjedt és a rengés magnitúdója akár a 8,25-öt is elérte.
- Kétségtelen, hogy a kőszórás gát földrengés-állókonsysága a legjelentősebb. Ezek a gátak képesek erős rengéseket is átvészelni, ha a gátat a vízdali szigeteléssel szárazon tartják, vagyis a vízdali rézsút beton vagy aszfalt burkolattal látják el és a töltést megfelelően tömörítik.
- A földrengés következtében rézsú tönkremenetelt szenvedett gátokról megállapítható volt, hogy a töltés telített homokból épült vagy az altalajban telített homokrétegek helyezkedtek el.
- Szemcsés talajból épített gátak esetén a rengés következtében a pórusvíznyomás megemelkedhet, ami a gát teherbírását veszélyezteti. A pórusvíznyomás megemelkedése következtében a hatékony feszültséget nagyon nehéz a pszeudo-statisztikus módszerrel előre jelezni, további vizsgálatok szükségesek a helyszíni viselkedés megbízható előrejelzéséhez.

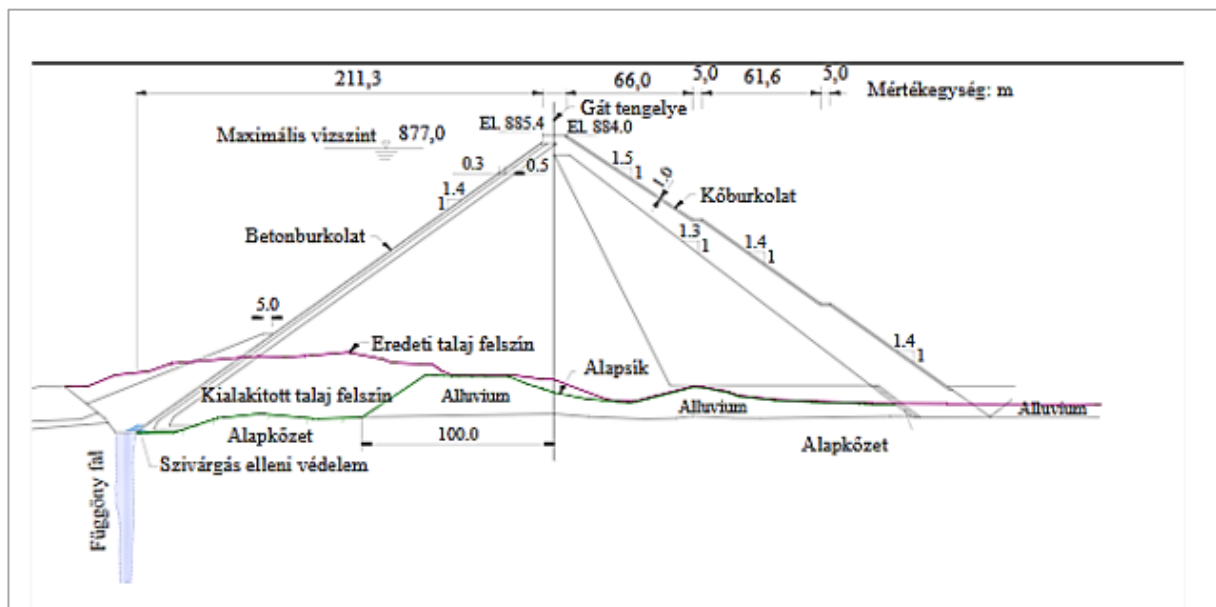
- Mivel bőséges bizonyíték áll rendelkezésre, hogy a jól megépített gátak képesek ellenállni mérsékelt rengéseknek – ahol a maximális talajgyorsulás nem haladja meg a 0,2 g-t –, ezzel a problémakörrel nem érdemes a továbbiakban foglalkozni. Érdekes azokra a létesítményekre összpontosítani, ahol a rengés következtében a talajgyorsulás meghaladja a 0,2 g-t vagy pedig az építés során kohézió nélküli finom szemcsés anyagokat építettek be a töltésbe.

A San Fernando gátnál történtek rávilágítanak a földrengéshatásra történő méretezés fontosságára, amit a San Fernando gátak esete előtt szinte teljesen elhanyagoltak az Egyesült Államokban, az alkalmazott módszerek paramétereit determinisztikusan határozták meg. A több, mint fél évszázaddal a katasztrófa előtt épült (1912-1915) szerkezet a kor színvonalának megfelelően készült, ám földrengésbiztos kialakítások alkalmazási lehetősége fel sem merült, pedig a műtárgyat a földrengés veszélyes Kaliforniában építették. Ennek megfelelően komoly károsodásokat szenvedett az 1971-es és kisebbeket az 1994-es földrengések során is. Az 1971-es földrengést követően a méretezési eljárások fejlesztése megindult, illetve több valós szeizmológiai adat állt a tervezők rendelkezésére. A Los Angeles gát tervezése során ezeket már felhasználták, vagyis úgy tervezték meg, hogy az USGS által komolynak titulált rengéseknek is ellenálljon, ezért az az 1994-es northridge-i földrengés során bár nem maradt sértetlen, de komoly károsodást sem szenvedett.

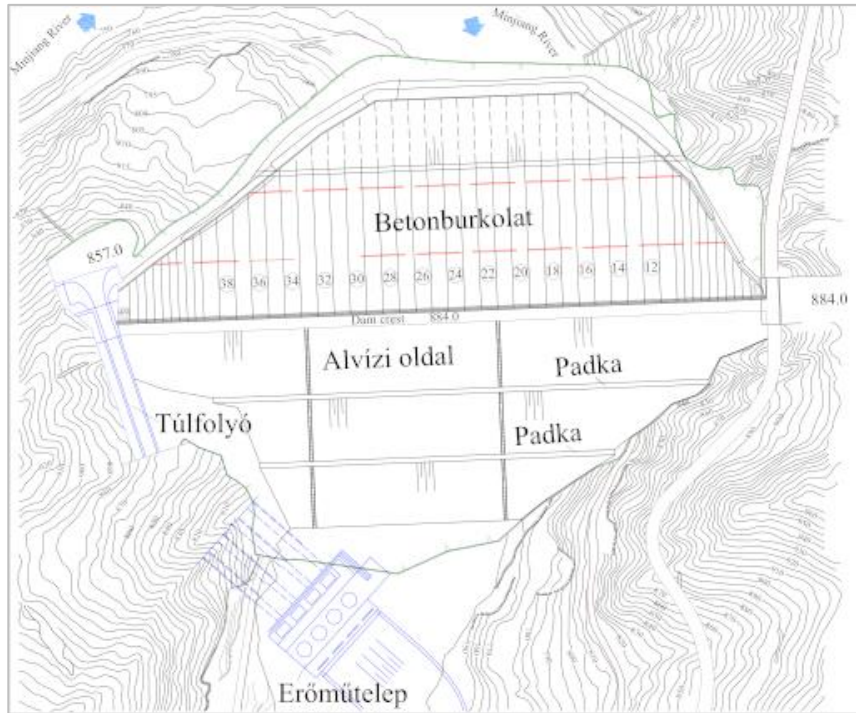
A ZIPINGPU GÁT (KÍNA)

A Nyugat-szecsuanai földrengés 2008. május 12-én következett be. A rengés Pekingi idő szerint 14:48-kor pattant ki, magnitúdója pedig a Richter skála szerint 7,9 volt. A sekély mélységű földrengés hipocentruma 19 km-rel a föld felszíne alatt helyezkedett el. A következmények hatalmasak voltak: 62 664 halott, 300 000 fő sérült. A teljes érintett 10,6 millió fős lakosság fele, 5,2 millió ember vált hajléktalanná. Jelentős károk alakultak ki a vizes infrastruktúrában, a csővezetékekben, a vízellátó rendszerekben és a szennyvíztisztítóokban. Károsodtak az öntözőrendszerek, melyek 100 000 hektár rizsföldhöz és több, mint 50 000 üvegházhoz juttatták el a vizet. A hatalmas károkat a Zippingpu gát sérülésének költsége csak minimális mértékben növelte (Zhang és társai 2015).

A 156 m magas Zippingpu kőszórás gát a Ming folyón épült, egyike annak a mintegy 400 gátnak, melyek Kínában legveszélyeztetettebbek a földrengéstől. A felvízen 1:1,4 hajlású beton vízzáró burkolat, az alvízen 1:1,5 rézsúhajlású szárazon rakott kőburkolat készült. A víztározó és a gát vízellátás és áram termelés (760 MW) céllal létesült, a tározott térfogat 1,1 milliárd m³. A gát keresztmetszete a 12. ábrán, míg a felülnézete a 13. ábrán látható. A gát 17 km-re volt a földrengés hipocentrumtól, a gát koronáján a gyorsulás kb. 2 g-nek felelt meg. A gátnál az építés alatt 68,4 cm süllyedést regisztráltak, ami a földrengés hatására további 6,4 cm-rel egészült ki 20 cm maximális vízszintes elmozdulás mellett. A mentett oldali szivárgóban a csurgalékvíz mennyisége 17 l/s-ról 25 l/s-ra nőtt a földrengés hatására.



12. ábra. A Zippingpu gát keresztmetszete (Zhao és társai 2019)
Figure 12. Cross section of the Zippingpu CFRD (Zhao et al. 2019)



13. ábra. A Zipingpu gát és a hozzá tartozó erőmű felülnézete (Zhang és társai 2015)
Figure 13. General layout of the Zipingpu CFRD and the power station (Zhang et al. 2015)

A korona közelében kialakult károsodásokat a 14-16. ábrák mutatják (Zhang és társai 2015). Aggodalomra adott okot a leeresztő műtárgy kapujának beszorulása, amelyet csak mintegy hónap múlva tudtak kiszabadítani, ugyanis addig a vízszint folyamatosan nőtt a tározóban. A tározó körül több rézsű is elszabadult, melyek részben méretüknél fogva, részben az alacsony vízállás miatt nem okoztak cunamit a gátnál. Bár a Zipingpu gát sikeresen átvészelte a tervezésénél figyelembe vett, csaknem két magnitúdóval erősebb földrengést, nem szabad elfelejteni, hogy a vízszint nem sokkal volt a minimális üzemi vízszint felett és azt sem, hogy a földrengés epicentruma a gát tengelyébe esett, így más erőhatások alakultak ki, mint egy lényegesen eltérő földrengés-irány esetén. További kutatási terület lehet, hogy a gát tengelyének és a földrengés epicentrumának a relatív helyzete milyen következményekkel jár.



15. ábra. Vízoldali beton burkolat károsodása (IWPDC)
Figure 15. Damaged concrete cover on the upstream surface (IWPDC)



14. ábra. A vízoldali koronaélben lévő vasbeton fal károsodása (Lekkas 2008)
Figure 14. Reinforced concrete wall on the upstream crest of the dam (Lekkas 2008)



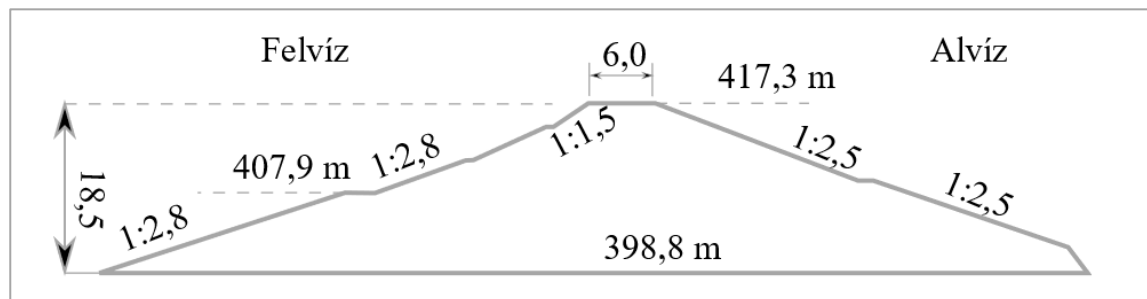
16. ábra. Mentett oldali rézsű károsodása (Lekkas 2008)
Figure 16. Damage of the downstream slope (Lekkas 2008)

Mint ahogy a 16. ábra mutatja, a korona mentett oldali süllyedése – ahol az autók állnak – megközelítette a 40 cm-t (Lekkas 2008).

FUJINUMA GÁT (JAPÁN)

Az Ebana folyó felső folyásán a Fujinuma gát 1937. és 1949. között épült, feladata a környék öntözővizének biztosítása Fukushima prefektúrában Honsú szigetén. A 18,8 méter magas földgát 6 m korona szélességgel és 133 m hosszú koronával készült (17. ábra). A beépített

földmennyiség 99 000 m³ volt. A gát felvízi oldalán beton keretek között beton paneleket helyeztek el a töltés erózióvédelme érdekében. A burkolat nem volt szigetelt, így a víz bejuthatott a töltéstestbe. A tározó térfogata 1 504 000 m³, felülete 20 hektár, vízgyűjtő területe 8,8 km².



17. ábra. A Fujinuma gát keresztmetszévénye (Matsumoto 2011)
Figure 17. Cross section of Fujinuma dam (Matsumoto 2011)

2011. március 11-én a gát átszakadt 20-25 perccel a 9,0-es magnitúdójú Tohoku (Honsú sziget, Tohoku régió) földrengést követően. A gátszakadás a tározó torkolatától nézve a jobboldali gátfőnél következett be (Kayen és társai 2011), ahol szerves réteget találtak a töltésben. Egy másik helyen tuskót találtak, amiből arra következtettek, hogy a töltés alapozása nem lehetett teljesen szakszerű (18. ábra). A tározónak volt egy oldalgátja is, amelyik csak károsodott. A károsodás oka nagy valószínűséggel jellemzően a hirtelen vízleeresztést követő vízoldali suvadás volt (Harder

és társai 2011). Öt házat és egy hidat sodort el a víz, 8 fő eltűnt, 4 holttestet megtaláltak. A következő napon 252, a földrengéshez közeli gátat vizsgáltak át, hat földgát koronáján volt sekély repedés, egy betongátnál pedig enyhe rézsűhámplás alakult ki (Matsumoto 2011).

Hivatalos felmérések szerint a Japánban található mintegy 210 000 víztározó közül 20 000 gátja sérülékeny a földrengésekkel szemben (Okuno és társai 2003).



18. ábra. Az összeomlott Fujinuma gát (https://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma_Dam)
Figure 18. The collapsed Fujinuma dam (https://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma_Dam)

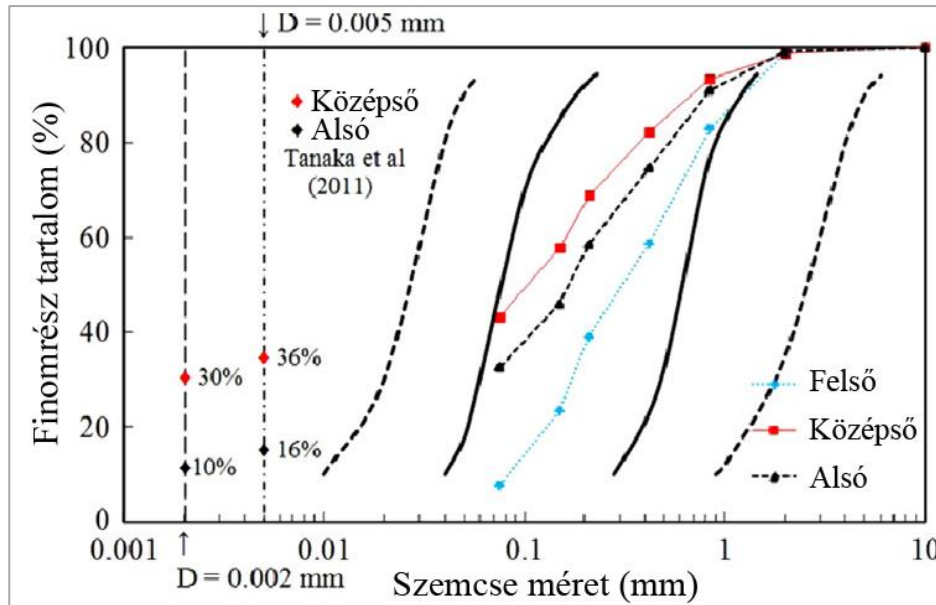
Az átszakadt töltés három jól elkülöníthető részből állt, a töltés megmaradt részét vizsgálva ezeket alsó, középső és felső rétegeknek nevezték el. A zavartalan mintákon átteresztőképességi együttható meghatározást és konszolidált drénezetlen (CU) triaxiális vizsgálatokat végeztek. Sajnálatos mó-

don a szemeloszlási vizsgálatokat nem folytatták hidrometrálással. A meghatározott szemeloszlási görbék a 19. ábrán láthatóak. A vastag folyamatos vonalak a megfolyósodásra leginkább hajlamos talajok határát jelzik, míg a szaggatott vonalak a megfolyósodásra képes talajokét (The Overseas Coastal

Area Development Institute of Japan 2002). Egy talaj folyósodási hajlamának megbecsléséhez több kritérium is tartozik. *Seed és Idriss* (1982) szerint az agyagtalajok akkor hajlamosak a folyósodásra, ha az alábbi három feltételt teljesítik:

- a talaj 15%-nál kevesebb 0,005 mm vagy annál finomabb részecskét tartalmaz,
- folyási határa kisebb, mint $w_L < 35\%$,
- a víztartalom/folyási határ hányadosa nagyobb, mint 0,9.

Andrews és Martin (2000) az alábbi határt húzta meg: amennyiben egy talaj kevesebb, mint 10% 0,002 mm vagy annál finomabb szemcsét tartalmaz, és/vagy a folyási határ kisebb, mint 32%, akkor megfolyósodásra hajlamos talajról beszélünk és további vizsgálatok szükségesek. Megjegyezzük, hogy a Fujinuma gát középső és alsó rétege nem teljesíti *Seed és Idriss*, illetve *Andrews és Martin* első feltételét (19. ábra).

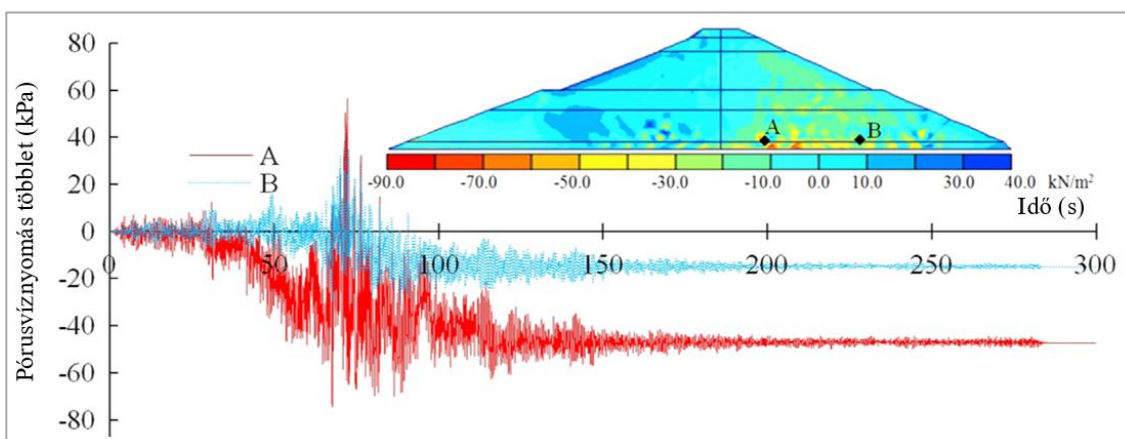


19. ábra. A Fujinuma gát rétegeinek szemeloszlása (Charatpangoon és társai 2014)

Figure 19. Grain size distribution of Fujinuma dam (Charatpangoon et al. 2014)

Charatpangoon és társai (2014) a végeselemes modellezéshez Plaxis 2D szoftvert használtak, melynek bemenő paramétereit a laboratóriumi vizsgálatok szolgáltatták. A gát töltésanyagának viselkedését Mohr-Coulomb anyagmodellel írták le, ami egy rugalmas, tökéletesen képlékeny modell. Az 1,64 és 2,45 Hz-es tartományban (első és második rezgés alak) 5%-os Rayleigh csillapítást alkalmaztak (*Bentley 2016*). A rétegzett talaj dinamikus viselkedését nem tudta a Mohr-Coulomb talajmodell visszaadni, ugyanis az alakváltozás következtében a változó merevség és a csillapítás nem modellezhető. A 20. ábra a rengés kezdetét követő 105,19 másodpercben mutatja a többlet pórusvíznyomás értékét a gát keresztmetszetében, az A és B

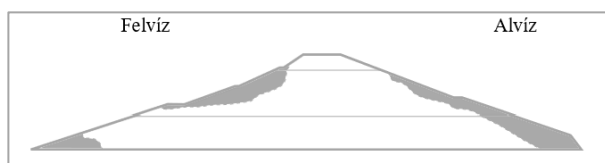
pontban jelentkező pórusvíznyomás többlet pedig a grafikonon követhető végig csaknem 300 másodpercig. Az eredmények alapján megállapítható, hogy a gát keresztmetszetében megemelkedett a pórusvíznyomás, de az nem volt elég nagy ahhoz, hogy a hatékony feszültségeket kiegyenlítse és a talaj ellenállásának teljes megszűnését okozza. Az alvízi oldalon, ahol a hatékony feszültségek kisebbek lehetnek a pórusvíznyomás jelentős megemelkedése miatt, a talaj nyírási ellenállása lecsökkenhetett, ami jelentős deformációkat okozhatott. A Mohr-Coulomb modell csak térfogati feszültségből származó többlet pórusvíznyomást képes kezelni, vagyis az itt tapasztalt jelenségek modellezésére csak részlegesen alkalmas.



20. ábra. Többlet pórusvíznyomás eloszlás a Fujinuma gát keresztmetszetében (Charatpangoon és társai 2014)

Figure 20. Excess porewater pressure distribution in the cross-section of Fujinuma dam (Charatpangoon et al. 2014)

Az utólagos helyszíni bejárás és a numerikus vizsgálatok alapján nem voltak arra utaló jelek, hogy a töltés megfolyósodott volna, igaz, nem is maradt meg a töltésből túl sok. A tönkremeneteli mechanizmusokra szemtanúk és mérési adatok hiányában csak következtetni tudtak. A töltés húzási repedései a tönkremenetel kiindulópontjai lehetnek. A 21. ábrán azok a területek láthatók szürkítve, ahol a rezgés hatására a húzási feszültségek meghaladták a talaj húzási ellenállását. A felvízi oldalon a repedések mélyebbre hatoltak, illetve mindkét oldalon a töltéslábnál is megjelenhettek. Vélhetően a gyenge felső réteg csúszott meg elsőként a hosszú rengés következtében. A rezgés nagy tartománya miatt rezonancia is létrejöhetett, tovább növelve a gátra ható gyorsulási erőket. A pórusvíznyomás emelkedése következtében létrejövő elmozdulások is hozzájárultak a gát megcsúszásához és annak következtében a víz átbukásához.



21. ábra. Húzási repedések zónája a Fujinuma gátnál (szürkített rész) (Charatpangoon és társai 2014)

Figure 21. Tension crack zone at the Fujinuma dam (gray area) (Charatpangoon et al 2014)

ÖSSZEFOGLALÁS

A földrengésre történő méretezés a XX. század közepe óta jelentősen fejlődött, új módszerek jelentek meg, amelyek háttérbe szorították a pszeudo-statikus vizsgálatot és a Newmark-módszer alkalmazását (Nagy és Illés 2020). A szabványokban a pszeudo-statikus tervezési módszer továbbra is szerepel, azonban a módszer esetén tisztában kell lennünk azzal, hogy a töltés talajában megnövekedhet-e a pórusvíznyomás. Amennyiben igen, úgy nagyobb biztonsággal kell rendelkeznie a rézsűnek.

A bemutatott esetek a gátak széles skáláját fedik le, azonban kétségtelen, hogy mai ismereteinkkel a műszaki elvek betartásával a jól megépített gátaknak nem csak a statikus, de a dinamikus igénybevételekkel szembeni ellenállása is megfelelő kell, hogy legyen. A laza, nem megfelelően tömörített vagy tömöríthető gátaknál (a San Fernando gát hidraulikus feltöltése, vagy a zagyógátak) a töltés laza anyaga kisebb ellenállást jelent a dinamikus hatásokkal szemben. Ezt bizonyítja a zagyógátak földrengés következtében történő tönkremenetelénél a magas törés hányad (Nagy 2012).

A kőszórás gátak az összes gáttípusból a leginkább földrengésbiztosak, és talán az íves betongátak a leginkább veszélyesek. Ezért földrengésveszélyes területen – amennyiben a helyi adottságok engedik – kőszórás gátat kell építeni, de mindenképpen kerülni kell a hidraulikus kotrással épült laza anyagú gátak építését vagy a zagyolt anyagból épült gátak kialakítását.

A bemutatott esetekkel kapcsolatban is hangsúlyozni kell, hogy nagyon kevés információval rendelkezünk a gátak földrengés viselkedésével kapcsolatban, sőt már ese-

tenként a földrengés nagyságának meghatározásával kapcsolatban is. Még mindig a bevált tervezői gyakorlat dominál a szerkezet kialakításával kapcsolatban. Azonban az is tény, hogy a korábbi tervezői ismeretek, az előző ötven évben felhalmozódott és egyre bővülő tudás is szerepet játszik abban, hogy a manapság épülő nagygátak földrengés-állékonysága jónak mondható. Az általános ismeretek bővülésének folyamatát segítheti az Eurocode 8 megjelenése kapcsán a jelen közlemény is.

Bár újabban egyre több elméleti és számítógépes modell futtatásával kapcsolatos közlemény jelenik meg a gátak és tározók földrengésgerjesztő hatásáról (mint pl. a Zipingpu gát leírt károsodásával kapcsolatban is), ami mintegy visszacsatolása a földrengésre történő méretezésnek, de jelentős hátránya ezeknek a publikációknak, hogy nem rendelkeznek építés előtti földrengés mérésekkel és adatokkal, ami az összehasonlítás szempontjából elengedhetetlen volna. Kétségtelen az is, hogy a pórusvíznyomás növekedésének a határértéke csak a felszín közelében lehet arányában véve jelentős, azokban a mélységekben, ahol a földrengések kipattannak, ez a hatás talán már elenyésző.

KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönettel tartoznak a bírálóknak, a Hidrológiai Közlöny szerkesztőbizottságának és mindazoknak, akik a kézirat átolvasásával elősegítették annak megjelenését.

IRODALOMJEGYZÉK

- Akiba, M., Semba, H. (1941). The earthquake and its influence on reservoirs in Akita prefecture. *J. Agric. Eng. Soc. Japan*, 1.
- Andrews, D., Martin, G. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils In: Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering. Auckland, New Zealand.
- Bardet, J.P., Davis, C.A. (1996). Performance of San Fernando Dams during 1994 Northridge Earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, 7. pp. 554-564. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(554)
- Bán Z., Győri E., Tóth L., Grácz Z., Mahler A. (2020). Characterization and Liquefaction Hazard Assessment of Two Hungarian Liquefied Sites from the 1956 Dunaharaszti Earthquake. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 3. pp. 713-721. doi:10.3311/PPci.15607
- Bentley (2016). *Plaxis 2D Reference Manual*.
- Castro, G., Seed, R.B., Keller, T.O., Seed, H.B. (1992). Steady-State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide. *Journal of Geotechnical Engineering*, 3. pp. 406-427. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1992)118:3(406)
- Charatpangoon, B., Kiyono, J., Furukawa, A., Hansapinyo, C. (2014). Dynamic analysis of earth dam damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 50-62. doi:10.1016/j.soildyn.2014.05.002
- European Committee for Standardisation (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -*

Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. doi:10.3403/03244357u

Harder, F.L., Kelson, I.K., Kishida, T., Kayen, R. (2011). Preliminary Observations of the Fujinuma Dam Failure Following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan. *Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER)*. p. 29.

Hübner B., Mahler A. (2020a). Közúti infrastruktúra elemeinek szeizmikus teljesítőképességének vizsgálata. *Útügyi Lapok*, 13. pp. 41-60. doi:10.36246/UL.2020.1.04

Hübner, B., Mahler, A. (2020b). Analysis of Seismic Fragility Functions of Highway Embankments. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 4. pp. 1162–1169. doi:10.3311/PPci.16483

ICOLD (1986): Earthquake analysis for dams. No. 52.

Kayen, R., Tanaka, Y., Tanaka, H., Sugano, T., Estevez, A.I., Cullenward, S.S., Yeh, W., Thomas, D. (2011). LiDAR and Field Investigation of the March 11, 2011 M 9.0 Great Tohoku Offshore Earthquake, and April 7, 2011 M7.4 Aftershock. *Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER)*. p. 95.

Lekkas, E. (2008): Zipingpu dam failures (Sichuan Prefecture, China) caused by the 7.9R earthquake on the 12th MAY 2008. https://www.eeri.org/site/images/lfe/pdf/china_20080512_dam.pdf.

Mahler A., Bán Z., Hübner B., Zsarnóczy Á., Vigh L.G. (2019). Földrengésteher meghatározásának geotechnikai vonatkozásai, In: Kézdi Konferencia. Magyar Geotechnikai Egyesület, Budapest, Magyarország. pp. 17-37.

Matsumoto, N. (2011). "Amended 4th Quick Report on Dams," Japanese Committee on Large Dams, April 4, 2011.

Nagy L. (2012). Történelmi zagyvátszakadások. *Hidrológiai Közlemények*, 92./2. pp. 70-72.

Nagy L., Illés Zs. (2020). Völgyzárógáták földrengésbiztos tervezésének fejlődése. *Hidrológiai Közlemények*, 100./2. pp. 28–36.

Okuno, H., Kidoguchi, M., Kobayashi, M. (2003). The proposal of the rational design technique about repair of the small dam constructed at old times. *Bemutatva Geo-Tech Forum. Japan Geotechnical Consultants Association*, Tokyo. pp. 87-88.

Ono, K., Kazama, S., Kawagoe, S., Yokoo, Y., Gunawardhana, L. (2011). Possible earthen dam failure mechanisms of Fujinuma reservoir due to the Great East Japan Earthquake of 2011. *Hydrological Research Letters*, pp. 69-72. doi:10.3178/hrl.5.69

Page, R.A., Boore, D.M., Yerkes R.F. (1995). The Los Angeles Dam Story. Fact Sheet. No. 096–95 Earthquake Science Center. 2. doi:10.3133/fs09695

Seed, H.B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Géotechnique*, 3. pp. 215-263. doi:10.1680/geot.1979.29.3.215

Seed, H.B. (1981). Earthquake-Resistant Design of Earth Dams 23. kötet. *Bemutatva International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis, Missouri.

Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute*. Berkeley, California

Seed, H.B., Idriss, I.M., Lee, K.L., Makdisi, F.I. (1975). Dynamic analysis of the slide in the Lower San Fernando Dam during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 7. pp. 651-688. - doi:10.1061/jsfeaq.0001352

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M. (1969). Analysis of Sheffield Dam Failure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 6. pp. 1453–1490. doi:10.1061/ajgeb6.0000195

Seed, H.B., Makidisi, F.I., De Alba, P. (1977). The Performance of Earth Dams during Earthquakes. *Research report*. No. UCB/EERC-77/20 p. 57.

Szabó J., Schweiter F., Horváth G., Bihari Z., Czigány Sz., Fábrián Sz., Gábris Gy., Iványi K., Kerényi A., Lóki J., Magyar D., Mányoki G., Molnár Zs., Négyesi G., Pásztor L., Pátzay Gy., Pirkhoffer E., Szabó M., Szentiványi Á., Szövényi G., Tóth L., Udvardy O., Varga G. (2018): Természeti veszélyek. In: Kocsis K. (főszerk.): *Magyarország Nemzeti Atlasza – Természeti környezet*. Budapest. MTA CSFK Földrajztudományi Intézet. pp. 156-167. doi:10.31400/dh-hun.2021.4.3132

Timár G., Fancsik T., Galsa A., Mónus P. és Tóth L. (2018): Geofizika In: Kocsis K. (főszerk.): *Magyarország Nemzeti Atlasza – Természeti környezet*. Budapest, MTA CSFK Földrajztudományi Intézet. pp. 36-41. *The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan* (2002). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. doi:10.31400/dh-hun.2021.4.3132

Zhang, J., M., Yang, Z., Gao X., Zhang, J. (2015). Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. pp. 145-156. doi:10.1016/j.soildyn.2015.03.014

Zhao, M., Han, L., Zhang, X, Li, Z. (2019). Analysis and seismic behavior verification of Zipingpu concrete faced rockfill dam during Wenchuan Earthquake, *International Conference on Civil and Hydraulic Engineering*, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 304, 042062. doi:10.1088/1755-1315/304/4/042062

Internetes hivatkozások:

IWPDC (*International Water Power and Dam Construction*): Lessons learnt from the Wenchuan earthquake <https://www.waterpowermagazine.com/features/features-lessons-learnt-from-the-wenchuan-earthquake/features-lessons-learnt-from-the-wenchuan-earthquake-424538.html>

https://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma_Dam

1925 Santa Barbara Earthquake: The Dam Break https://archive.org/details/cstb_000071

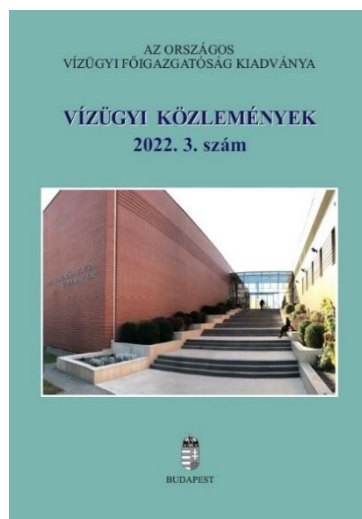
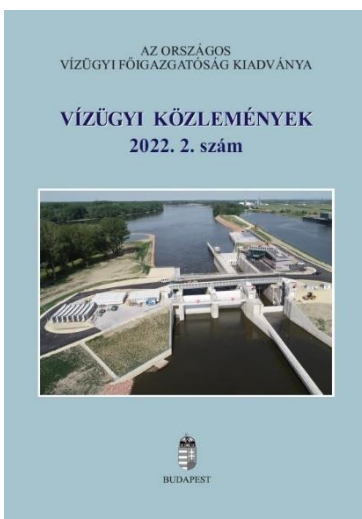
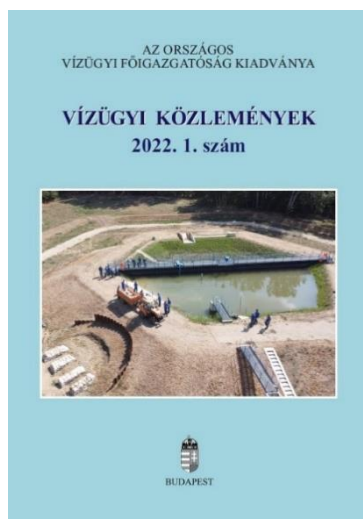
A SZERZŐK



ILLÉS ZSOMBOR 1993-ban született Budapesten. Gimnáziumi tanulmányait Budapesten és Glasgow-ban végezte. 2012-ben nyert felvételt a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Karára, ahol 2018-ban Szerkezet-építőmérnök szakirányon szerzett MSc diplomát. MSc tanulmányai alatt egy évet Campus Mundi Ösztöndíjjal és doktoranduszként még egy évet az Instituto Superior Técnico-n (IST, Técnico Lisszabon) töltött. 2018 óta a Vásárhelyi Pál Doktori Iskola hallgatója, ahol témavezetője Nagy László. Fő kutatási területe a talajok térfogatváltozása, az árvízvédelmi töltések száradási repedései. A doktori kutatásának helyszíni méréseinek tervezésében és a kutatási eredmények hasznosulásában az ipari konzulense, Antal Őrs segíti. A Magyar Geotechnikai Egyesület és a Magyar Hidrológiai Társaság tagja.



NAGY LÁSZLÓ 1956-ban született Nyíregyházán, iskoláit Debrecenben végezte. Első diplomáját 1980-ban szerezte a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán. Ugyanott 1984-ben szakmérnöki vizsgát tett. Munkahelyei a vízügyi szakterülethez kapcsolódtak: Vízügyi Tervező Vállalat, Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Központ, Árvízvédelmi és Belvízvédelmi Központi Szervezet, Országos Vízügyi Főigazgatóság. 2003 óta a Műegyetemen oktat, kutat. 2006-ban megvédte PhD disszertációját, kilenc évvel később habilitált. 2015-ben a geotechnika és az árvízvédelem határterületén végzett munkásságáért a Magyar Köztársaság Érdemrend Lovagkereszt kitüntetését kapta. A Magyar Hidrológiai Társaság tagja, 2016 májusától a Hidrológiai Közlöny egyik szakszerkesztője.



A Vízügyi Közlemények 2022. évi 1-3. számai digitálisan, kereshető hasonmás formátumban elérhetők: https://library.hungaricana.hu/hu/view/VizugyiKozlemenyek_2022/?pg=0&layout=s

A Vízügyi Közlemények teljes megjelent állományának valamennyi lapszáma az alábbi linken található: https://library.hungaricana.hu/hu/collection/vizugy_VizugyiKozlemenyek/

A Vízügyi Közlemények saját honlapja: <http://www.vizugyikozlemenyek.hu/>