

HIDAK FÖLDRENGÉSVIZSGÁLATA AZ ALTALAJ-SZERKEZET KÖLCSÖNHATÁS (SOIL-STRUCTURE INTERACTION - SSI) FIGYELEMBEVÉTELÉVEL



Dr. Farkas János

<https://doi.org/10.32969/VB.2024.3.2>

Az e-UT 07.01.12:2011 Közúti hidak tervezése (KHT 2) 2.5.1 pontja szerint a földrengés hatásait kábelhidak, függőhidak és az 50 m-nél nagyobb nyílású hidak esetén kell figyelembe venni.

Az Eurocode szabványok itthon is záros határidőn belül meghatározóak lesznek, tehát várható a hazai híd-tervezésre vonatkozó Útügyi Műszaki Előírások jelentős átalakulása is. Ekkor számos új problémával szembe kell néznie a gyakorló hidtervezőnek, többek között azzal is, hogy a hidak többségét az MSZ EN 1998-2:2015 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése 2. rész Hidak szerint kell földrengéshatásra tervezni. Ez a szabvány alapvetően a duktilis szerkezetekre történő tervezést (kapacitástervezés) domborítja ki. Amennyiben figyelembe kell venni az altalaj-szerkezet kölcsönhatást (SSI), akkor azt az MSZ EN 1998-5:2009 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre 5. rész Alapozások, megtámasztó szerkezetek, geotechnikai szempontok szabvány szerint kell végrehajtani.

Utóbbi szabvány általánosságban tájékoztat a hídszerkezet-talaj kölcsönhatás figyelembevételéről, de a híd-tervező számára könnyen értelmezhető magyarázatokkal, és jól kidolgozott, részletes modellépítési és analízis módszerek bemutatásával adós marad.

Ezért a vonatkozó hazai és (az általunk csak részben és nagy általánosságban ismertett, egyébként hatalmas terjedelmű) nemzetközi irodalom áttekintése után összefoglaltuk azokat a főbb szempontokat, amelyeket már a koncepcionális tervezés során érdemes figyelembe venni, és ennek alapján az analízis módszert kiválasztani.

Egy egyszerű felszerkezetű, gyenge talajrétegre sicalapozással és cölöpcsoport alapozással épített, gyengén duktilis ($q=1,5$ viselkedési tényezőjű) hídra vonatkozóan mintapéldákon vizsgáltuk:

a különbözőképpen definiált szeizmikus hatásokat egy szabadságfokú lineáris rendszeren az SSI figyelembevételével,

a markánsan különböző talajrétegek határán a földrengés kinematikai hatásból a cölöpökben keletkező többlet-hajlítási nyomatékokot.

Ezek alapján levontuk a következtetést, hogy puha és lágy altalajok esetén érdemes a sík- és cölöpalapozású hídszerkezetek SSI vizsgálatát is elvégezni, akár a kapacitástervezés helyett, akár azt kiegészítve.

KULCSSZAVAK: hidak földrengésvizsgálata, altalaj szerkezet kölcsönhatás, koncepcionális tervezés, szeizmikus hatás definíciója, talajválasz elemzés, hídszerkezet elemzés.

1. A HAZAI ÉS A NEMZETKÖZI HELYZET ÁTTEKINTÉSE

A hidak földrengésre történő tervezése tárgykörben számos kitűnő hazai szakirodalom áll rendelkezésre, amelyek megismerése és feldolgozása előzetesen melegen ajánlott. A Vigh et al. (2018) a helyi spektrumok alkalmazását, Vigh, Dunai, Kollár (2004) a Duna-hidak földrengéshatásra történő számításait mutatja be, Simon, Vigh (2014); Simon et al. (2013); a hazai közúti hídállomány egészét tekintve adnak nagyon értékes megállapításokat a földrengéssel összefüggésben.

A cölöpalapozású hidak és építmények modellezési kérdéseivel Ray (2015); Wolf (2018), a talajok dinamikai paramétereit

meghatározásával Szilvágyi (2012) és a közúti infrastruktúra elemeinek szeizmikus vizsgálatával (Hübner, Mahler (2020) foglalkozik.

A nemzetközi szakirodalom a tárgykörben olyan hatalmas, hogy belőle csak azokat sorolom fel, amelyek, véleményem szerint segítenek a tervezőmérnöki gyakorlatban az SSI-feladatot a legegyszerűbben megoldani.

A Veletsos, Meek, (1974) sicalapok, a NISTR GCR-12-917-21 (2012); Dobry, O'Rourke (1982); Puri, Prakash (2010) a cölöpalapozások dinamikai merevségével és csillapításával kapcsolatos függvények meghatározását és az analízisét a frekvencia térben, Radmanovic, Katz (2011) az időtérben történő analízist mutatja be.

A Werkle, Volarevic (2014) általános dinamikai ismerete-

ket és analízis módszereket, Studer, J. A., Koller M.G. (1997) talajdinamikai ismereteket és analízis módszereket, valamint konkrét dinamikai merevségi és csillapítási (impedancia) függvényeket, Werkle, Volarevic (2014) egy konkrét lemez-alapozású többszintes épület numerikus válaszspektrum módszerre alapozott SSI számításait mutatja be.

A Nikolau, Mylonakis, Gazetas, Tazoh (2001) a cölöpalapozások kinematikai analízis módszereit foglalja össze.

2. HIDAK KONCEPCIONÁLIS TERVEZÉSE FÖLDRENGÉSRE, AZ ALTALAJ-SZERKEZET KÖLCSÖNHATÁS FIGYELEMBEVÉTELÉVEL

A koncepcionális tervezés alatt jelen esetben azt értjük, hogy azokat a kereteket fektetjük le, amelyeken belül a földrengéshatásra történő tervezést végezzük. A MSZ EN 1998-1:2004 4.2.1. pontjában az alapelvek rögzítésre kerültek (szerkezeti egyszerűség, egyenletesség, szimmetria és statikai határozatlanság, kétirányú ellenállás és merevség, csavarási ellenállás és merevség, megfelelő alapozás).

A MSZ EN 1998-2:2015-ben a (2.4) is megad ilyen általános alapelveket és utalásokat a változó magasságú pillérek kezelésére, a híd szerkezeti kialakítására, a tektonikus vetők átszelésére és talajfolyósodás kezelésére vonatkozóan. A MSZ EN 1998-5:2009-ben és Dulácska (2012) tájékoztatójában utalások vannak, amelyek pl. a talajfolyósodásra és a túlzott süllyedési hajlamra vonatkoznak. Véleményem szerint ezeket a fontos szabályokat további szempontokkal ki lehet egészíteni, főleg a szabvány által még elfogadható, a szeizmikus-, talaj-, valamint a szerkezeti modell és analízis egyszerűsítése céljából.

A koncepcionális tervezést valamilyen szinten már ajánlatadás időszakában is célszerű elvégezni, mert ezzel meg lehet becsülni pl. azt az adott esetben nem kevés munkaráfordítást, amit majd a tervezéskor a tartószerkezeti és a geotechnikai szakágnak szoros együttműködésben be kell fektetnie.

Magyarországon, a kis, és moderált szeizmicitású földrengéshatásokra kell egy konkrét helyre, adott geotechnikai tulajdonságokkal, konkrét funkcióval, felszerkezettel, támaszközzel, alátámasztásokkal, sík- vagy cölöpalapozással stb. rendelkező hídnak a koncepcionális tervezését elvégezni.

Három, egymással is összefüggő alrendszer elemeit érdemes figyelembe venni, melyek tanulmányozása során adódik az analízis módszere is, (ami a negyedik alrendszert is jelenti):

- a szeizmikus hatás felvétele során figyelembe veendő szempontok:
 - o fontossági tényező meghatározása,
 - o élettartam, $T_L = 100$ év, ezért a MSZ EN 1998-1:2004 szerinti válaszspektrumait, értelemszerűen növelni kell, azaz, $\gamma_I = 0,128 (T_L)^{0,33} = 1,26$,
 - o MSZ EN 1998-1:2004 szerinti a talajosztálynak megfelelő 1-es vagy 2-es típusú válasz-spektrum kiválasztása és a választás indoklása: uo. 3.2.2.1.(5), továbbá a domborzat hatásának mérlegelése: uo. 3.2.2.1.(6),
 - o az MMK által javasolt 0,7-es a_{gr} csökkentés figyelembevétele, vagy elvetése,
 - o helyi spektrum alkalmazásának lehetősége (Vigh L. G. et al. (2018)) szerint,
 - o alapközei, vagy felszíni időtörténeti függvények (time-history-k) alkalmazása, legalább 7 db (MSZ EN 1998-2:2015 4.2.4.3.), és megfelelő, a területre jellemző „minőségű”, MSZ EN 1998-1:2004 3.2.2.1.(7),(8); 3.2.3. Ezeket vagy adattárból lehet venni (Vigh L. G. et al.

(2018); Hübner B., Mahler A. (2020)), vagy speciális szoftverrel pl. www.sofistik.de, (SOFILOAD/SIMQKE) az MSZ EN 1998-1:2004 szerinti „A” altalajosztálynak („sziklán”) megfelelő válaszspektrumokból lehet generálni alapközei time-history-vá.

- o felszíni time-historyk képzése az előző bekezdés szerinti szoftverrel az MSZ EN 1998-1:2004 válaszspektrumait felhasználva, amely képes e szabványban megadott altalajosztálynak megfelelő válaszspektrumokból is felszíni time-history-t generálni, abból a célból, hogy ezzel a direkt analízissel kapott pontosabb eredményekkel lehessen a továbbiakban számolni (MSZ EN 1998-1:2004 3.2.3.),
 - o a tervezési válaszspektrumban a gyengén duktilis szerkezetek felvétele $q=1,5$ (Dulácska 2012 F3 melléklet), a Duna hidak alapozási igénybevételeinek számításához a $q=1,0$ indokolt,
 - o a hossz-, és keresztirányú földrengés hatás független számítása szükséges. A különböző irányú földrengéshatások kombinálása. (100% + 30% + 30% szabály), de kis és moderált szeizmicitású helyeken (pl. Magyarország) a „z” irányú hatás elhagyható, néhány kivételtől (pl. feszített felszerkezetű hidak) eltekintve.
- talajválasz elemzés során figyelembe veendő – alapvetően a geotechnika tárgykörébe sorolható – szempontok:
 - o tektonikus-vetők, talajtörések és talajfolyósodási hajlam kizárása MSZ EN 1998-5:2009 4.1.1. és 4.1.2., 4.1.4., 4.1.5-ben leírtaknak megfelelően. A hely ismerete alapján is vonhatunk le következtetéseket (pl. sosem tapasztaltak még ilyet az elmúlt 100 évben),
 - o talajprofil, rétegződés fekvétele, vizsgálata (MSZ EN 1998-1:2004 3.1.),
 - o a talajrétegek dinamikai talajjellemzői felvétele (v_s nyíróhullám sebesség, G nyírási modulus, ξ csillapítás, E_{dyn} dinamikai összenyomódási modulus, μ -Poisson tényező), jellemzően a geotechnikai szakvélemény alapján közelítő felvett adatokból (Dulácska, 2012 D/2 melléklet), nagyfontosságú hidaknál speciális geotechnikai (triaxiális) vizsgálatokkal is kiegészítve,
 - o egyszerűsítési lehetőségek vizsgálata ASCE 4-98, (2000) alapján, pl. kvázistatikus rugók alkalmazásának vizsgálata, (homogénnek tekinthető talajok, hasonló tulajdonságú rétegek „homogenizálása”, talajok vízszintes talajrétegekkel),
 - o annak eldöntése, hogy van-e igény a talajjellemzők bizonytalanságának kezelésére pl. MSZ EN 1998-5:2009 4.1. táblázata szerint, nyírási modulusok alsó és felső értékével elvégzendő számítások kiértékelésével,
 - o ekvivalens linearizált talajmodellek alkalmazásának lehetősége – általában ezt célszerű használni (Hübner, Mahler (2020); ASCE 4-98 (2000)), vagy (megfelelő szoftverhátér esetén) a ciklikus terhelésre nemlineáris talajmodellek alkalmazása (használatuk csak nagyfontosságú építményeknél célszerű),
 - o talaj-csillapítási modellek tanulmányozása és felvétele (MSZ EN 1998-5:2009 4.2.2., 4.2.3),
 - o a talaj teherbírása megfelelosége kimutatásakor a talajok szilárdsági jellemzőinek csökkentését be kell számítani a ciklikus hatásra (MSZ EN 1998-5:2009 3.1.), továbbá a nyírófeszültség és az síkbeli állapotnak megfelelő feszültségek összegzett hatását kell vizsgálni (Studer, Koller (1997)), pl. 2D talajmodellben a Mohr-körök kiserkesztése,
 - a híd szerkezeti válasza során figyelembe veendő – alapve-

tően a tartószerkezet tárgykörébe sorolható szempontok:

- a szerkezet-talaj kölcsönhatást az MSZ EN 1998-5. fejezet alapján kell figyelembe venni (MSZ EN 1998-2:2015 3.1.2.). Ekkor kell eldönteni, hogy kell-e az SSI-vel foglalkozni. Előzetesen egy a geotechnikai tervezési beszámolóknak és a híd alátámasztásainak megfelelően megépített 2D vagy 3D pillér-alapozás-altalaj FEM modellt kell felépíteni, és meggyőződni arról, hogy figyelembe kell-e venni a szerkezet-talaj kölcsönhatást, vagy sem,
 - a fix és mozgósaruk által kialakított szerkezeti modell, és ezzel összefüggésben az íves, ferde, egyenes hídfélszerkezet tömegeinek figyelembevétele és eloszlása az alátámasztások között a hosszirányú- és a keresztirányú földrengéshatásra,
 - egy szabadságfokú (rugós, konzolos egy tömegponti) SDOF (Single Degree of Freedom) modell alkalmazhatósága az SSI-vel,
 - a híd mozgási szabadságfokainak tisztázása a híd ferdeségének és ívességének figyelembevételével
 - egyenes hídtengely esetén elég két egymástól független szabadságfok, nincs csavarás;
 - ferde hídtengely, vagy alaprajzilag íves hídszerkezet esetén van csavarása is a „z” tengely körül,
 - a pillérek magasságai (ezzel merevségei) mennyire eltérők, és ezt hogyan vesszük figyelembe,
 - a híd alapozása síkalap, vagy cölöpalap. A síkalapra csak inerciális erők hatnak, cölöpalapra az inerciális erőknél még a kinematikai hatásból származó erők is hatnak,
 - a 100 m-nél hosszabb hídnak a felszíni földrengéshullám hatására létrejövő relatív alap eltolódásának értékelése (Dulácska (2012) F/2 melléklet),
 - a hídfők modelljének a felvétele a híd szerkezeti modelljének kialakításánál, vagy külön történő kezelése (MSZ EN 1998-5:2009),
 - a felszerkezet, a saruk és dilatációk, a pillérek, és a sík-, vagy cölöpalapozás szerkezeteinek méretezése a földrengési kombinációkban (Dulácska (2012) F/4 melléklet), a beton, a betonacél és a feszített acél anyagi parciális tényezőivel $\gamma_c = 1,2$, $\gamma_s = 1,0$, $\gamma_p = 1,0$.
- az analízis módszerei (lásd a 3. fejezetet)
- „direct method”, 2D vagy 3D, talaj nemlinearitást és time-history gerjesztést figyelembe vevő direkt időintegrálásos végeselemes módszer,
 - „sub-structure”, módszer (ASCE 4-98 (2000); Studer, Koller (1997)), amely alkalmazása során „leválasztjuk” a szerkezetet a talajról, úgy, hogy a talaj hatását frekvenciafüggő rugókkal helyettesítjük, és a rugós megtámasztással hajtjuk végre a hídszerkezet válaszspektrum szerinti földrengés végeselemes analízisét, továbbá, ha szükséges a talaj kinematikai hatását is figyelembe vesszük,
 - a lineáris egy szabadságfokú rendszer SSI-vel, MSZ EN 1998-2:2015 4.2.2. szerinti analízis módszer „Fundamental mode method, Rigid deck modell” és az „Individual pier mode” kiterjesztésével az SSI-re (Maravas, Mylonakis, Karabalis (2014)). Ez gyakorlatilag a hídszerkezetnek a végeselemes modelljét egyszerűsíti le, azaz egy konzolon levő ekvivalens tömegpontra (SDOF) „vonjuk össze” a hídszerkezet egy szakaszát (felszerkezeti szakasz + pillér + alapozás). Elvégezve az egyszerűsített, helyettesítő statikus modell (HSM) analízist, a tömegpontban keletkező vízszintes erőt szétoszthatjuk a felszerkezeten, amely a pillérek magasságkülönbsége miatt, egy nyílásban, az adott részzszakaszon

különböző is lehet. Az SSI-t vagy egyszerű statikus rugókkal vesszük figyelembe (ha van erre mód), vagy a 3.2. fejezetben a „sub-structure” módszer leírása alapján.

3. AZ ANALÍZIS MÓDSZEREI

3.1. A „direct method”

A hídmodell általános esetben lehet 2D síkbeli, vagy 3D térbeli híd (általában lineáris anyagi tulajdonságokkal), a talajmodell egy, a hídmodellhez viszonyítva jóval nagyobb kiterjedésű 3D altalaj modell (nemlineáris, vagy effektív lineáris talajtulajdonságokkal). Az altalaj modell megalkotásánál az alapközeti és a modell oldalára vonatkozó speciális peremeket kell beépíteni (a földrengéshullámok a modell faláról történő visszaverődésének kiszűrését kell biztosítani), és 2D-3D time-history alapközeti gerjesztéseket szokás használni.

Ez a modell rendkívül bonyolult és munkaigényes megoldás. Egy tömegpontos konzolon szerkezeti modellre és 2D altalaj modellre a „direct-method” is lehet egy effektív eljárás, amennyiben ehhez a tudásunk és a szoftverhátterünk rendelkezésre áll, azaz:

- megvannak a time-history gerjesztőfüggvényeink,
- jártasak vagyunk az energiaelnyelő peremekkel történő altalaj modellezésében,
- a csillapítást tudjuk kezelni,
- van nemlineáris anyagmodellt (vagy legalább linearizált anyagmodellt) használó, a földrengésdinamikai mátrix-egyenletet megoldó algoritmusunk és szoftverünk, (amely pl. a Newmark féle numerikus integrálást használja).

Az általam ismert, és a napi hídtervezői gyakorlatban alkalmazott szoftverek közül a www.sofistik.de moduljaival ezek a feladatok megoldhatók.

A direkt módszerek használatának azok bonyolultsága ellenére ugyanakkor megvan az az előnye, hogy nemcsak a minket érdeklő igénybevételek, elmozdulások, gyorsulások, reakciók stb. maximumát vagy minimumát adja meg (mint pl. a válaszspektrum analízis), hanem a fenti mennyiségek időbeli lefolyását is.

3.2. A „sub-structure method” vagy „impedance method”

Ez olyan lineáris válaszspektrum módszer, ami alapján az altalaj is (fejlettebb szoftverekben a time-history alapközeti gerjesztéssel), és a hídszerkezet is (az altalajt helyettesítő rugókkal) külön-külön vizsgálható, és amely módszer alkalmazása speciális eljárás szerint történhet (ASCE 4-98 (2000)).

Jelenleg nagy hidak földrengésvizsgálata estére is a leggyakrabban használatos módszer, számos modern speciális tervezőszoftver alapja. Bizonyos esetekben, itthon a hídtervezésben is meglévő (pl. Plaxis, Sofistik), megfelelően fejlett szoftverek felhasználásával és szakirodalmi segédletek alapján elkészített kiegészítő szoftverekkel a „sub-structure method” hatékonyan alkalmazható.

Az eljárás öt fő lépésből áll (ASCE 4-98 (2000)):

- a tömeg nélküli, merevnek feltételezett alap (egy, általában az alsó síkon felvett referenciapontján) a válaszspektrum és az altalajrétegek elmozdulásai meghatározása alapközeti time-history függvények gerjesztésével, amihez megfelelő nagyságú 2D/3D talajmodelleket használnak, valamint a time-history gyorsulási gerjesztőfüggvények időléptetését

is adott feltételeknek megfelelően választják meg,

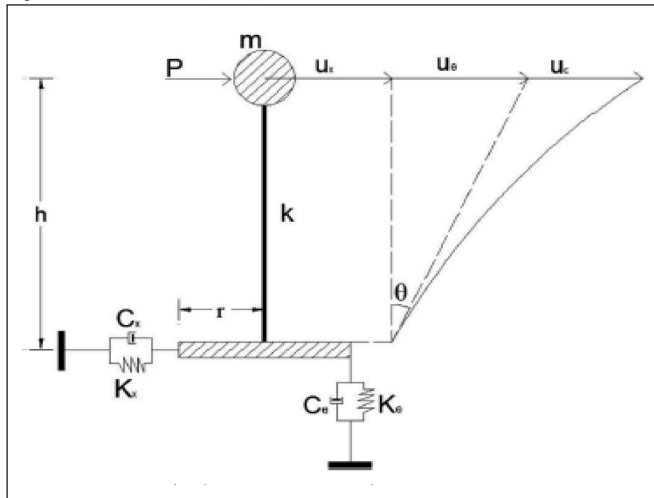
- az alapozás szabadságfokai szerinti, frekvenciafüggő, dinamikus rugómerevségek és csillapítások az un. alapozási impedancia függvények meghatározása egységnyi, ciklikus teherre, amivel szorozva a statikus, frekvenciafüggetlen rugómerevségeket a valós frekvenciafüggő merevségek előállíthatók,
- a szerkezet (híd) alapozásaihoz a talajt helyettesítő frekvenciafüggő rugókat beiktatva, a lineáris válaszspektrum módszer szerinti számítás végrehajtása az inerciális hatásokra,
- a talaj elmozdulásait leíró „free-field” kinematikai terhelésre a többlet igénybevételek meghatározása,
- a szabványos kimutatások (állékonyság, szerkezeti megfelelőség, talaj megfelelőség stb.) végrehajtása a szabvány szerinti teherkombinációkra, és a méretezések végrehajtása a megfelelő parciális tényezőkkel.

A módszer alkalmazásában az egyik fő nehézséget az okozza, hogy az SSI feladatot leíró mátrixegyenlet numerikus megoldásában a frekvenciafüggő dinamikus rugómerevségek és csillapítások komplex számokkal szorzott mennyiségek (valódi rész: rugómerevség, képzetes rész: csillapítás), amelyek interpretációja általában távol áll a mérnöki gondolkodástól. Ezt kiküszöbölendő viszont rugómerevségek és csillapítások numerikus kezelése szintén magas szintű matematikai tudást feltételez (ASCE 4-98 (2000)).

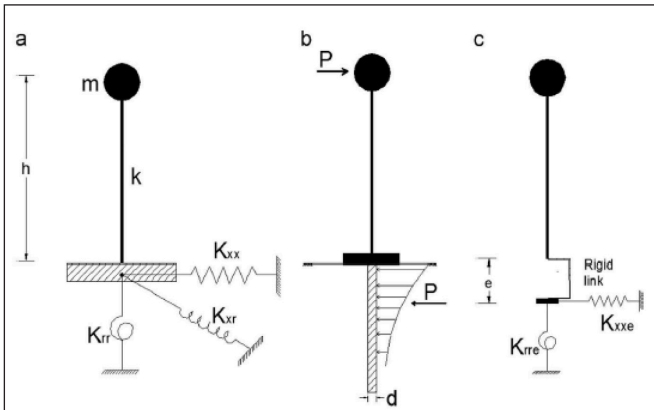
A „sub-structure” módszereknek sok alfaja létezik (ASCE 4-98 (2000)), továbbá vannak olyan megoldások, amelyek nem a komplex, hanem az időtérben történnek (Radmanovic, Katz, 2011; www.sofistik.de).

Miután a frekvenciafüggő impedancia függvények előállít-

1. ábra: A síkalapozású szerkezet egyszerűsített modellje (Maravas, Mylonakis, Karabalis, (2014)).



2. ábra: A cölöpalapozású szerkezet egyszerűsített modelljei (Maravas, Mylonakis, Karabalis, (2014)).



tása bonyolult, továbbá kidolgoztak az egy tömegponti konzolos modellekhez impedancia függvényeket a síkalapokra is (Veletsos, Meek, 1974), és a cölöpalapokra (cölöp csoportokra) is (NISTR GCR-12-917-21, 2012; Dobry, O'Rourke, 1982; Puri, Prakash, 2010), ezért, nem kell feltétlenül magunknak az impedancia függvényeket generálni, hanem a meglévő, közelítően azonos peremfeltételekhez kidolgozott függvényeket a szakirodalomból át lehet venni, és ezeket be lehet építeni a mi analízisünkbe.

3.3. Egy szabadságfokú lineáris modellek SSI-vel

Ez az eljárás a konzolon levő tömegpont (egyszerűsített szerkezet) és az alapozási + általaj rendszer együttes analízisét jelenti (1. és 2. ábrák). Az SSI-t általános esetben a 3.2. fejezet szerint lehet figyelembe venni. Így lehetőség van az egyszerű, kvázistatikus analízisre (HSM).

4. A KINEMATIKAI HATÁS

Kinematikai hatásnak adott esetben azt tekintjük, amikor az alapközveti földrengéshatásra (ciklikus hatásra), a talaj az alulról jövő függőleges irányú hullámra vízszintes irányban elmozdul, nyíródik, és ez a hatás igénybe veszi a talajban levő szerkezeteket is. Az alapközvet fölötti gyengébb talajok esetén ez az elmozdulás a felszínen, vagy az alapozás szintjén értelemszerűen nagyobb, mint az alapközveten. Angolul ezt a mezőt „free-field”-nek nevezik, és határvonala (alakja) az alapközvetől a felszínig parabolával közelíthető. A réteghatárokon, főleg, ha nagy a két réteg közötti talaj nyírási-modulus különbség, a parabola „törik”.

Alagutaknál, általános esetben az alagúthéj-talaj interakcióban csak a kinematikai hatást kell figyelembe venni, inerciális hatások nem jelentkeznek. Ha az alagút nem homogén talajban, hanem réteghatárok környezetébe esik, és ha nagy a két réteg közötti talaj nyírási-modulus különbség, a parabola „törik”, ami az alagúthéjban többlet nyomatóéki igénybevételt okoz, és ezt figyelembe kell venni.

Merev síkalapozású magasépítményeknél, síkalapozású hidaknál, az SSI számításokban csak inerciális hatásokat kell figyelembe venni, a kinematikai hatásokat nem.

Cölöpalapozású magasépítményeknél és hidaknál, az SSI számításokban az inerciális hatásokon túl, általános esetben a cölöpre ható kinematikai hatásokat (és a belőlük adódó többlet igénybevételeket) is figyelembe kell venni, legalább a réteghatáron és a cölöp befogásánál.

Mivel a 100 m-nél hosszabb hidaknál a relatív alapozás elmozdulások hatását is figyelembe kell venni, továbbá a hosszirányú és a keresztirányú, valamint – általános esetben – a függőleges földrengéshatásokat kombinálni kell, kijelenthető, hogy a cölöpalapozású híd földrengésszámítása a legbonyolultabb.

A „free-field” megfelelően pontos előállítása time-history gyorsulásokkal és a talajprofilnak megfelelő réteges 2D végeeselemes talajmodellel (Hübner, Mahler, 2020), valamint a végeeselemes mező határain speciális elnyelő peremekkel történhet, ahol az integrálás időléptetésére vonatkozóan is, és a végeeselemek nagyságára is és a numerikus megoldás paramétereire is további feltételeket írnak elő (pl. Sofistik DYNA, ASE). Durva egyszerűsítéssel élve az alagútépítésben használatos módszer is elfogadható (FHWA-NHI-10034, 2009).

5. MINTAPÉLDÁK

Egy 2 x 20 m-es folytatólagos vasbeton felszerkezetű, budapesti gyaloghíd teljes szélessége 3,5 m, fontossági osztálya I, élettartama 100 év, ezért $\gamma_f = 1,26$.

A szeizmicitást az MSZ EN 1998-1 „1”-es típusú választékummal vesszük figyelembe (nagy földrengés a helyszíntől távol), tehát $a_{gr} = 0,14 \cdot g$; $a_g = 1,26 \cdot 0,14 \cdot g = 0,176 \cdot g$.

A pillér és a cölöprács tömege a felszerkezethez képest kicsi, ezért elhanyagoljuk, a felszerkezet tömege 3043 kg/m, ($\Sigma M = 121\,720$ kg) a középső csuklósan fix alátámasztású pillér $h = 6$ m magas, 90 x 90 cm négyzet alakú, anyagminősége C35/45.

Az altalaj osztály „D”, a talajprofil 5 m puha agyag ($v_s = 80$ m/s, $E_s = 4400$ MPa) az alatt levő réteg 30 m-ig közepes agyag ($v_s = 280$ m/s, $E_s = 8800$ MPa). A „homogén” talaj átlagsebessége: $v_s = 180$ m/s.

A hídszerkezetet globálisan gyengén duktilisnak (DCL) tekintjük, ezért $q = 1,5$.

Az előzetes számítások alapján a pillérmagasságban alkalmazott egységnyi vízszintes erő hatására a cölöpösszefogón a vízszintes elmozdulás nagyobb a pillérfej elmozdulás 20%-nál, tehát az SSI-t figyelembe kell venni.

A tervezett helyszínen vetőről nincs tudomásunk, megfolyósodási veszélyről nem tudunk. A híd hosszmerete miatt az alapok relatív elmozdulását nem kell figyelembe venni. A függőleges földrengéshatást jelen hídszerkezet esetén nem kell figyelembe venni.

A szerkezetet – a jelen mintapéldákban – csak hosszirányú földrengésre vizsgáljuk, a helyettesítő vízszintes statikus teher meghatározásával bezárólag sicalapozás és cölöpalapozás esetére. A pillér alá első esetben egy 4,4 x 4,4 m-es C30/37-es lemezalapot, második esetben 2 x 2 db Ø80 cm C30/37 beton szilárdságú, $l = 12,0$ m hosszú CFA cölöpalapozást tervezünk.

A szerkezeti modell egy szabadságfokú (SDOF) modell SSI-vel, a tömeg, a hídfelszerkezet teljes tömege, az analízist HSM szerint végezzük. A hosszirányú hatásra a hídfőkön levő saruk szabadon mozoghatnak, ezért onnan kényszer a felszerkezetre nem adódik.

A sicalapozás esetére a Veletsos, Meek (1974) szerinti, a cölöpalapozás esetére a NISTR GCR-12-917-21 (2012)-ben megadott impedancia függvényeket használjuk. Az alapozás vízszintesen tud elmozdulni, továbbá „billegő” mozgást végez a híd hosszengelyére merőleges tengely körül. A „billegést” a Veletsos, Meek (1974) szerint az alapozás szélső pontjához kapcsolt függőleges rugóval modellezzük.

A hasznos terheket gyaloghidak esetén nem kell figyelembe venni a hatáskombináció összeállításában (MSZ EN 1998-2:2015 4.1.2. (4)P).

A cölöpalapozás esetén, a gyenge agyag – közepesen tömör agyag réteghatáron a szeizmikus hatásra keletkező többlet nyomatókot Dobry, O’Rourke, (1982) alapján határozzuk meg.

A fenti kondíciókkal a vízszintes eltolóerőt keressük az SSI figyelembevételével, (mely a tömegközéppontban hat) a következő esetekben:

- 5.1. mintapélda: sicalapozással SSI-vel, egyszerűsített modell, a munkaképletek bemutatásával
- 5.2. mintapélda: cölöpalapozással SSI-vel, egyszerűsített modell, a munkaképletek bemutatásával
- 5.3. mintapélda: sicalapozással, az MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály választékummal
- 5.4. mintapélda: cölöpalapozással az MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály választékummal
- 5.5. mintapélda: sicalapozással, az MSZ EN 1998-1:2004

„D” talajosztály választékum 0,7-szeresével (Dulácska E., 2016)

- 5.6. mintapélda: cölöpalapozással az MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály választékum 0,7-szeresével (Dulácska E., 2016)
- 5.7. mintapélda: sicalapozással, helyi spektrummal (Vigh et al, (2018)) alapján „D1-m” talajosztályra
- 5.8. mintapélda: cölöpalapozással, helyi spektrummal (Vigh et al, (2018)) alapján „D1-m” talajosztályra
- 5.9. mintapélda: Time-history gerjesztéssel, a „D” talajosztály cölöpözését helyettesítő ekvivalens rugókkal
- 5.10. Nyomatéktöbblet a réteghatáron a kinematikai határból.

5.1. Sicalapozás SSI-vel, egyszerűsített modell

A statikus és dinamikus merevségeket és csillapításokat a sicalapozásokra a Veletsos, Meek (1974) alapján vesszük fel. A dinamikus merevséget és csillapítást egy statikus merevséggel (konstans), és egy frekvenciafüggő dinamikus szorzóval adjuk meg. A frekvenciafüggő dinamikus szorzók függvényeit általános esetben vehetjük a Veletsos, Meek (1974) alapján (Studer, Koller M, 1997).

A statikus merevség: $K = (8 \cdot G \cdot r) / (2 - \nu)$,

ahol:

G a (homogénnek feltételezett) talaj nyírási-modulusa,

r a sicalap „effektív mérete” (r_h vízszintes elmozdulásra $r_h = (A_F / \pi)^{0,5}$; r_r billegésre

$r_r = (4 \cdot I_F / \pi)^{0,25}$), ahol az A_F és I_F , a valódi sicalap méretekkel a terület és az inercia,

ν a talaj Poisson száma.

A frekvenciafüggő merevségi impedanciafüggvények képletei:

$k_x = \alpha_x \cdot K$ elmozdulási,

$k_\theta = \alpha_\theta \cdot K$ „billegési”.

A frekvenciafüggő csillapítási impedanciafüggvények képletei:

$c_x = \beta_x \cdot K \cdot r / c_s$,

$c_\theta = \beta_\theta \cdot K \cdot r / c_s$, ahol:

k_x és k_θ , illetve c_x és c_θ a vízszintes elmozdulás és billegés merevségi és csillapítási impedancia függvényei,

α_x , α_θ és β_x , β_θ a vízszintes elmozdulás és billegés merevségi és csillapítási impedancia szorzók,

c_s a homogén talaj, átlagos nyírási sebessége.

Az impedanciafüggvények értékei az $a_0 = \omega \cdot r / c_s$ alapján a 3. ábra szerinti függvényekből nyerhetők.

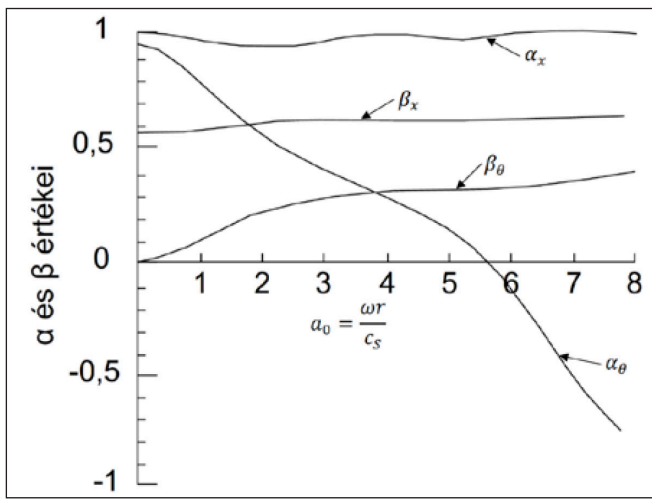
5.2. Cölöpcsoport alapozás SSI-vel, egyszerűsített modell

A statikus és dinamikus merevségeket és csillapításokat a cölöpcsoport alapozásokra a NISTR GCR-12-917-21 (2012) alapján vesszük fel.

Egy cölöp dinamikus k_p^j merevsége a statikus K_p^j merevség és a dinamikus módosító tényező α_p^j szorzata:

$k_p^j = K_p^j \cdot \alpha_p^j$, ahol:

$K_p^j = \chi_j \cdot E_s \cdot d$



3. ábra: Az impedancia szorzók (Veletsos, Meek, 1974)

$$\chi_j = (w_{pj} + w_{sj} + w_{bj}) \cdot f(E_p/E_s, L_p/d),$$

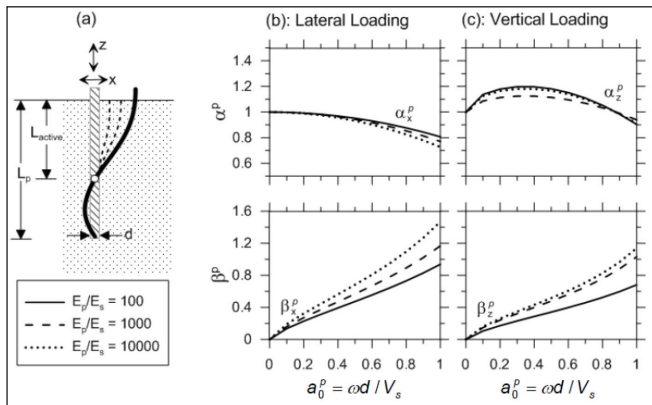
bővebben (NISTR GCR-12-917-21, 2012)

$$\alpha_j^p = f(E_p/E_s, \rho_p/\rho_s, w_{sj}, v, a_0^p),$$

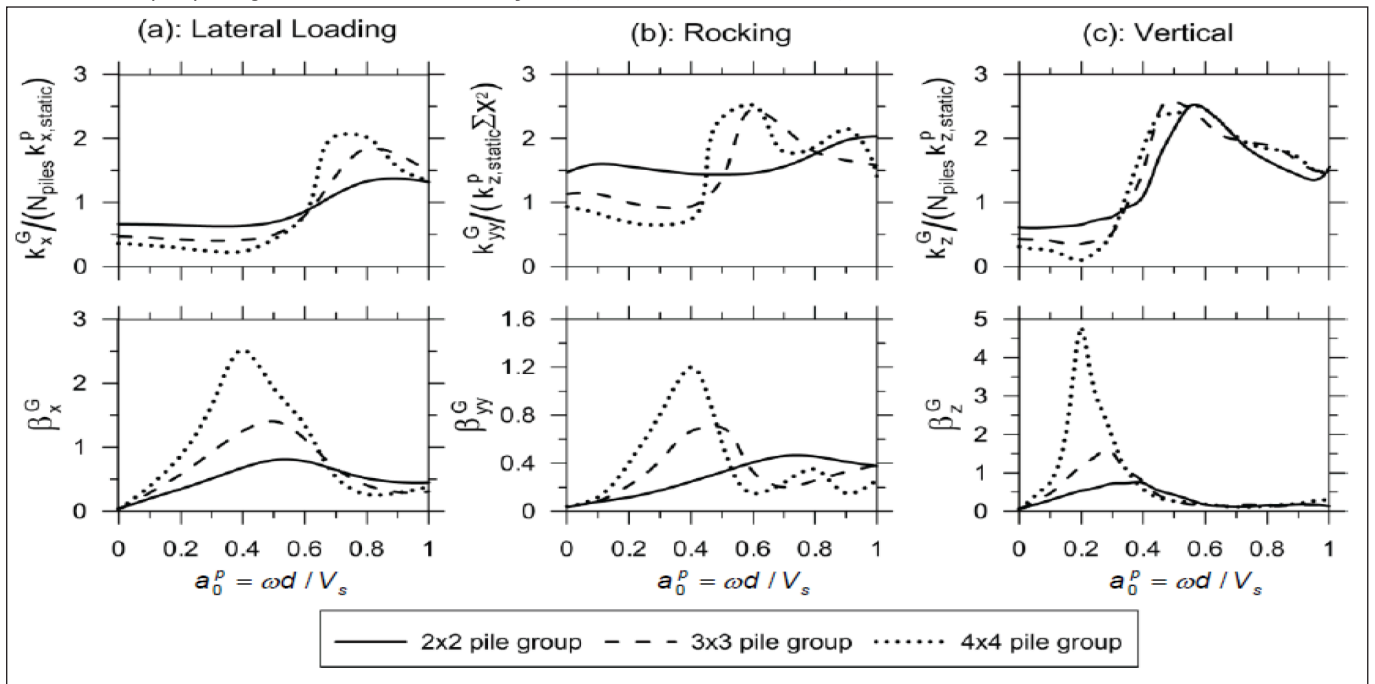
bővebben (NISTR GCR-12-917-21, 2012)

E_s a talaj rug. modulusa,
 E_p a cölöp rug modulusa,

4. ábra: Az egy cölöpre jutó dinamikus módosító(impedancia) tényezők (NISTR GCR-12-917-21, 2012)



5. ábra: A cölöpcsoportra jutó dinamikus módosító tényezők (NISTR GCR-12-917-21, 2012)



ρ_p a cölöp tömegsúlya,
 ρ_s a talaj tömegsúlya,
 L_p a cölöp hossza,
 d a cölöp átmérője,
 $a_0^p = \omega \cdot d / V_s$
 ω körfrekvencia
 v talaj Poisson szám
 V_s a homogén talaj, átlagos nyírési sebessége

w_{pj}, w_{sj}, w_{bj} un. súlyozó tényezők,
 bővebben NISTR GCR-12-917-21, (2012).

Az egy cölöp esetén és a cölöpcsoportok esetén alkalmazandó impedancia szorzókat a NISTR GCR-12-917-21 (2012) alapján a 4. és 5. ábra mutatja.

5.3. Síkalappal MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály válaszspektrummal

$c_s = 180 \text{ m/s}$ a homogénnek feltételezett talaj nyírési-sebessége
 $r_h = 2,48 \text{ m}$
 $r_\theta = 2,51 \text{ m}$
 $k = ((1N) \cdot h^3) / 3 \cdot E \cdot I = 18\,229\,761 \text{ N/m}$
 $T = 0,51 \text{ s}$ a mereven befogott SDOF (SSI nélküli) periódusideje,

$a_{0x} = 0,17; a_{0\theta} = 0,17,$
 $\alpha_x = 1,0, \alpha_\theta = 0,9, \beta_x = 0,575, \beta_\theta = 0,7$
 $T^* = 0,56 \text{ s}$ SDOF periódusideje SSI-vel.
 $TB = 0,2 < T < TC = 0,8; TB = 0,2 < T^* < TC = 0,8$
 $a_g = 1,73 \text{ m/s}^2$ és a [2] MSZ EN 1998-1:2004 képlete alapján
 $S_{dx}(T) = a_g \cdot S \cdot (2,5/q).$

Mindkét periódusidővel a gyorsulás a „plátón” van, ezért az eltolóerők egyenlők. A tervezési válaszspektrumok és az eltolóerők:

$$S_{dx,SSI} = 3,88 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 3,88 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 472 \text{ kN}$$

$$S_{dx,merev} = 3,88 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 3,88 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 472 \text{ kN}.$$

Az eltoló erőkből tehát nincs különbség.

Az elmozdulások a MSZ EN 1998-1:2004 (3.7) képlet alapján:

$$S_e(T) = 1,35 \cdot 1,73 \cdot 2,5 = 5,82 \text{ m/s}^2, \text{ a MSZ EN 1998-1:2004 (3.7) képlet alapján és 5\%-os csillapítást feltételezve,}$$

$$w_{g, SSI} = S_e(T) \cdot (T'/2\pi)^2 = 5,82 \cdot (0,56 / 6,28)^2 = 0,046 \text{ m}$$

$$w_{g, merev} = S_e(T) \cdot (T'/2\pi)^2 = 5,82 \cdot (0,51 / 6,28)^2 = 0,038 \text{ m.}$$

Az elmozdulásokban az SSI hatása miatti különbség $0,046 - 0,038 = 0,008 \text{ m}$, azaz ca 21%-os a különbség, amit a saruk és dilatációk méretezésénél, valamint a pillér különpon-tossága miatt figyelembe kell venni.

5.4. Cölöpalapozással az MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály választéppel

$V_s = 113 \text{ m/s}$ a homogénnek feltételezett talaj nyírás-sebessége, cölöpátmérő: $d = 0,8 \text{ m}$; cölöphossz: $l = 12,0 \text{ m}$; cölöp anyaga C30/37, merevség $E_p = 32 \text{ GPa}$
talaj tömegsúlya $\rho_s = 1900 \text{ kg/m}^3$
a talaj Poisson száma $\nu = 0,4$
nyírás modulus alapértéke $G_0 = \rho_s \cdot V_s^2 = 24\,261\,100 \text{ N/m}^2$
nyírás modulus $G = 0,8 \cdot G_0 = 19\,408\,880 \text{ N/m}^2$
összenyomódási modulus $E_s = 2 \cdot (1 + \nu) = 54\,344\,864 \text{ N/m}^2$
csillapítás (lásd cölöpcsoport csillapítás)
 $T = 0,51 \text{ s}$ a mereven befogott SDOF (SSI nélküli) periódus-ideje (lásd az előző példát)

$$f_c = 1 / T = 1,96 \text{ Hz}$$

$$E_p / E_s = 589$$

$$\alpha_0^p = \omega d / V_s = 0,087$$

$$l / \sigma = (f_c \cdot h / V_s) = 0,104$$

$$E_p \cdot I_p = 643\,072\,000 \text{ N/m}^2$$

$l / d = 15$ a tömegpont magassága: $h = 6 \text{ m}$.

Egy cölöp dinamikai merevségei és csillapításai a 4. ábráról:

$$\alpha_0^p = 0,087; \alpha_x^p = 0,7; \alpha_z^p = 1,1; \beta_x^p = 0,08; \beta_z^p = 0,08$$

$$k_{xp} = 117\,118\,775 \text{ N/m}$$

$$k_{zp} = 614\,472\,254 \text{ N/m.}$$

A cölöpök távolsága a semleges tengelytől $x = 1,2 \text{ m}$; $N_{piles} = 4 \text{ db}$. A 2x2-es cölöpcsoport dinamikus merevségei az 5. ábra felhasználásával:

$$K_x^G = 334\,625\,073 \text{ N/m}$$

$$K_y^G = 7\,239\,600\,381 \text{ Nm}$$

$$K_z^G = 2\,234\,444\,562 \text{ N/m.}$$

A most már ekvivalens rugókon álló rendszer T' periódus-ideje meghatározása az alábbi képletekkel történhet (Veletsos, Meek, 1974):

$$k_x = K_x^G, k_\theta = K_y^G / \delta_{st} = \delta_{SSI}$$

$$\delta_{st} = \left[\frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{1}{k_\theta} \frac{h^2}{r^2} + \right] mg$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}}$$

$$\delta_0 = 0,065 \text{ m}$$

a merev befogással a tömegpont elmozdulása

$$\delta_{SSI} = 0,073 \text{ m}$$

a cölöpalapozással a tömegpont elmozdulása

$$f^* = 1,852 \text{ 1/s}$$

$$T' = 0,54 \text{ s}$$

SDOF periódusideje SSI-vel.

$$TB = 0,2 < T < TC = 0,8.$$

Az előző, 5.3. mintapélda alapján:

$$a_g = 1,73 \text{ m/s}^2$$

és a MSZ EN 1998-1:2004 (3.14.) képlete alapján

$$S_{dx}^g(T) = a_g \cdot S \cdot (2,5 / q).$$

Mindkét periódusidővel a gyorsulás a „platón” van, ezért az eltolóerők egyenlők. Ezekkel az értékekkel a tervezési választépek és az eltolóerők:

$$S_{dx, SSI}^* = 3,88 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 3,88 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 472 \text{ kN}$$

$$S_{dx, merev}^* = 3,88 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 3,88 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 472 \text{ kN.}$$

Az SSI cölöpalapozással viszont a csillapítás több, mint kétszerese a referenciacsillapításnak, a csillapítás korrekciós tényezője cca. $\eta = 0,76$. Ez, a „többlet csillapítás” a „nyereség”, azaz a valós $S_{dx, SSI}^* < S_{dx, SSI}^* = 3,88 \text{ m/s}^2$, és ebből adódóan $F_b < 472 \text{ kN}$. Ha a csillapítás korrekciós tényezőjének hatását figyelembe vesszük, akkor formálisan a q viselkedési tényezőt lehet növelni. Ha csak 10%-kal növeljük, akkor: $q = 1,65$, $S_{dx, SSI}^* = 3,53 \text{ m/s}^2, F_b = 430 \text{ kN}$.

5.5. Síkalapozással, az MSZ EN 1998-1:2004 „D” talajosztály választéppel 0,7-szeresével (MMK ajánlás)

$$T = 0,51 \text{ s}$$

$$T' = 0,56 \text{ s}$$

$$TB = 0,2 < T < TC = 0,8; TB = 0,2 < T' < TC = 0,8$$

$$a_g = 0,7 \cdot 0,173 \cdot g = 1,21 \text{ m/s}^2$$

és a MSZ EN 1998-1:2004 (3.14.) képlete alapján

$$S_{dx}^g(T) = a_g \cdot S \cdot (2,5 / q).$$

Mindkét periódusidővel a gyorsulás a „platón” van, ezért az eltolóerők egyenlők. A tervezési választépek és az eltolóerők:

$$S_{dx, SSI}^* = 2,71 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 2,71 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 328 \text{ kN}$$

$$S_{dx, merev}^* = 2,71 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 2,71 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 328 \text{ kN.}$$

Az eltoló erőkből tehát nincs különbség. Az elmozdulások a MSZ EN 1998-1:2004 (3.7) képlet alapján:

$$S_e(T) = 1,35 \cdot 1,21 \cdot 2,5 = 4,08 \text{ m/s}^2$$

a MSZ EN 1998-1:2004 (3.7) képlet alapján és 5%-os csillapítást feltételezve,

$$w_{g, SSI} = S_e(T) \cdot (T' / 2\pi)^2 = 4,08 \cdot (0,56 / 6,28)^2 = 0,032 \text{ m}$$

$$w_{g, merev} = S_e(T) \cdot (T' / 2\pi)^2 = 4,08 \cdot (0,51 / 6,28)^2 = 0,026 \text{ m.}$$

Az elmozdulásokban az SSI hatása miatti különbség $0,032 - 0,026 = 0,006 \text{ m}$, azaz ca. 23%-os a különbség, amit a saruk és dilatációk méretezésénél, valamint a pillér különpon-tossága miatt figyelembe kell venni.

5.6. MINTAPÉLDA: CÖLÖPALA-POZÁSSAL AZ MSZ EN 1998-1:2004 „D” TALAJOSZTÁLY VÁLASZSPEKTRUM 0,7-SZERE-SÉVEL (MMK AJÁNLÁS)

$$T = 0,51 \text{ s}$$

$$T' = 0,54 \text{ s}$$

$$TB = 0,2 < T < TC = 0,8; TB = 0,2 < T' < TC = 0,8$$

$$a_g = 0,7 \cdot 0,173 \cdot g = 1,21 \text{ m/s}^2 \text{ és a MSZ EN 1998-1:2004 (3.14.) képlete alapján}$$

$$S_{dx}(T) = a_g \cdot S \cdot (2,5 / q).$$

Mindkét periódusidővel a gyorsulás a „plátón” van, ezért az eltolóerők egyenlők. A tervezési válaszspektrumok és az eltolóerők:

$$S_{dx,SSI} = 2,71 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 2,71 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 328 \text{ kN}$$

$$S_{dx,merev} = 2,71 \text{ m/s}^2 \rightarrow F_b = 2,71 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 328 \text{ kN}.$$

Az SSI cölöpalapozással viszont a csillapítás több, mint kétszerese a referenciacsillapításnak a csillapítás korrekciós tényezője cca. $\eta = 0,76$. Ez, a „többlet csillapítás” a „nyereség”, azaz a valós $S_{dx,SSI} < S_{dx,SSI}^* = 2,71 \text{ m/s}^2$, és ebből adódóan $F_b < 328 \text{ kN}$. Ha a csillapítás korrekciós tényezőjének hatását figyelembe vesszük, akkor formálisan a q viselkedési tényezőt lehet növelni. Ha csak 10%-al növeljük, akkor $q = 1,65$, $S_{dx,SSI} = 2,47 \text{ m/s}^2$, $F_b = 301 \text{ kN}$.

5.7. Síkalapozással, helyi spektrummal (Vigh et al, 2018) alapján „D1-m” talajosztályra

A feladat a merev és az SSI-vel meghatározott periódusidőig ugyanaz, mint az 5.3. és az 5.5. mintapéldákban. A tervezési válaszspektrum a (Vigh et al, 2018) 3.2 táblázata alapján:

$$a_g = 0,076 \cdot 1,26; F_0 = 3,51, S = 1,94, TC = 0,28, TD = 0,94$$

$$TC < T < TD \text{ esetre } S_d(T) = a_g \cdot S \cdot (F_0 / q) \cdot (TC / T)$$

$$S_{dx,SSI} = 0,96 \cdot 1,94 \cdot (3,51 / 1,5) \cdot 0,283 / 0,56 = 2,19 \text{ m/s}^2 \rightarrow$$

$$F_b = 2,19 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 267 \text{ kN}$$

$$S_{dx,merev} = 0,96 \cdot 1,94 \cdot (3,51 / 1,5) \cdot 0,283 / 0,51 = 2,41 \text{ m/s}^2 \rightarrow$$

$$F_b = 2,41 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 294 \text{ kN}.$$

Az eltoló erőkben a különbség: $(294 - 267) / 267 = 10\%$.

Az elmozdulásokat a helyi spektrum rugalmas gyorsulási válaszspektrumából számoljuk, amit szorzunk a $(T / 2\pi)^2$ tényezővel és 5%-os csillapítást feltételezve. Hasonlóan a MSZ EN 1998-1:2004 3.7 képletéhez:

$$w_{g,SSI} = S_e(T') \cdot (T' / 2\pi)^2$$

$$S_e(T') = 0,96 \cdot 1,94 \cdot 3,51 \cdot 0,283 / 0,56 = 3,3 \text{ m/s}^2$$

$$w_{g,SSI} = S_e(T') \cdot (T' / 2\pi)^2 = 3,3 \cdot (0,56 / 6,28)^2 = 0,026 \text{ m}$$

$$w_{g,merev} = S_e(T) \cdot (T / 2\pi)^2$$

$$S_e(T) = 0,96 \cdot 1,94 \cdot 3,51 \cdot 0,283 / 0,51 = 3,62 \text{ m/s}^2$$

$$w_{g,merev} = S_e(T) \cdot (T / 2\pi)^2 = 3,62 \cdot (0,51 / 6,28)^2 = 0,023 \text{ m}$$

Az elmozdulásokban a különbség: $(0,026 - 0,023) / 0,026 \rightarrow 11\%$.

5.8. Mintapélda: cölöpalapozással, helyi spektrummal (Vigh L. G. et al, 2018) alapján „D1” talajosztályra

A feladat a merev és az SSI-vel meghatározott periódusidőig ugyanaz, mint az 5.7. mintapéldában. A tervezési válaszspektrum a (Vigh et al, 2018) 3.2 táblázata alapján:

$$a_g = 0,076 \cdot 1,26; F_0 = 3,51, S = 1,94, TC = 0,283, TD = 0,94$$

$$TC < T < TD \text{ esetre } S_d(T) = a_g \cdot S \cdot (F_0 / q) \cdot (TC / T)$$

$$S_{dx,SSI,5\%}^* = 0,96 \cdot 1,94 \cdot (3,51 / 1,5) \cdot 0,283 / 0,54 = 2,23 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow F_b = 2,23 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 271 \text{ kN}$$

$$S_{dx,merev,5\%} = 0,96 \cdot 1,94 \cdot (3,51 / 1,5) \cdot 0,283 / 0,51 = 2,36 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow F_b = 2,36 \cdot 121\,700 \text{ kg} = 287 \text{ kN}$$

Az eltoló erőkben a különbség $(287 - 271) / 271 \rightarrow 6\%$.

Az SSI cölöpalapozással viszont a csillapítás több, mint kétszerese a referenciacsillapításnak a csillapítás korrekciós tényezője cca. $\eta = 0,76$. Ez a „többlet csillapítás” a „nyereség”, azaz a valós $S_{dx,SSI} < S_{dx,SSI}^* = 2,23 \text{ m/s}^2$, és ebből adódóan $F_b < 271 \text{ kN}$. Ha a csillapítás korrekciós tényezőjének hatását figyelembe vesszük, akkor formálisan a q viselkedési tényezőt lehet növelni. Ha csak 10%-al növeljük, akkor $q = 1,65$, $S_{dx,SSI} = 2,03 \text{ m/s}^2$, $F_b = 247 \text{ kN}$.

5.9. Time-history mesterséges talajgyorsulás gerjesztéssel, a „D” talajosztály cölöpcsoportot helyettesítő ekvivalens rugókkal

A modell felépítési vázlatát a 6. ábra mutatja.

Az 5.4. mintapélda alapján megállapítottuk a merev befogás periódusát $T = 0,56 \text{ s}$ és cölöpcsoportot helyettesítő rugómevségeket:

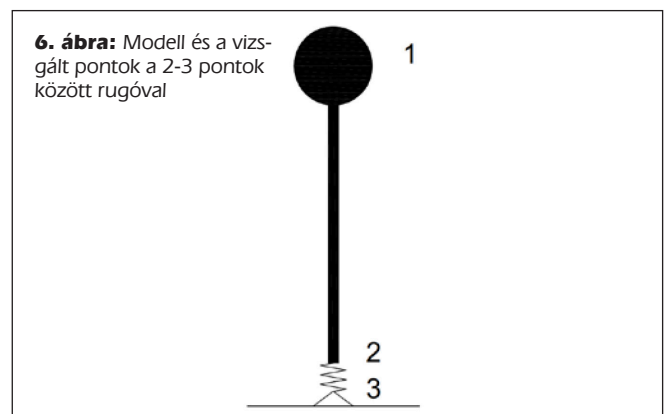
$$K_X^G = 334\,625\,073 \text{ N/m}$$

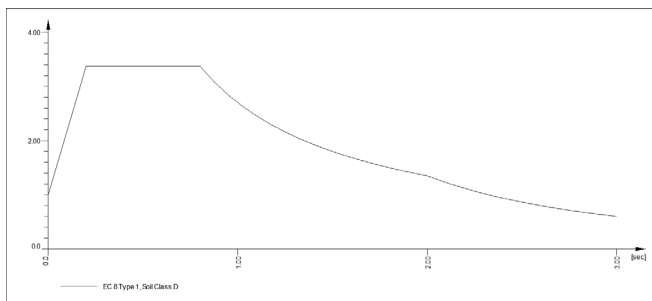
$$K_{yy}^G = 7\,239\,600\,381 \text{ N/m}$$

$$K_z^G = 2\,234\,444\,562 \text{ N/m}$$

Ezekkel a $T' = 0,6 \text{ s}$, és $a_{gr} = 1,26 \cdot 0,14g = 1,73 \text{ m/s}^2$

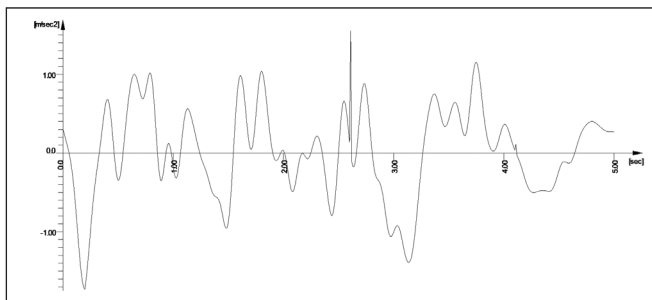
Az MSZ EN 1998-1:2004 szerinti D altalajosztályú rugalmas válaszspektrumot (7. ábra) $S_A = 1,0$ feltételezéssel (mert a talaj hatását a rugók helyettesítik) a Sofistik SIMQKE prog-



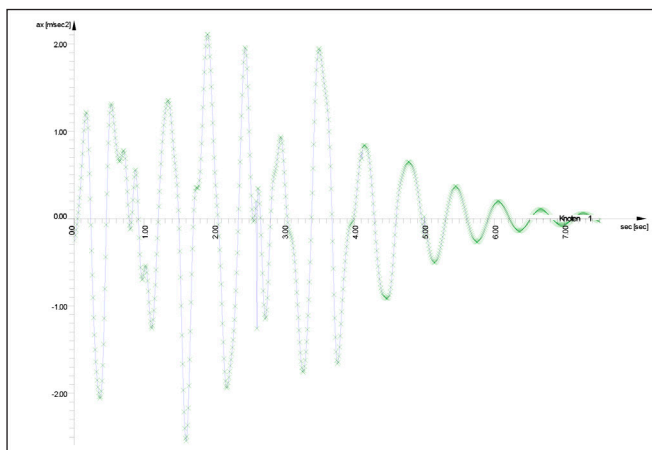


(RA DA \$ mass proportional = 1.874; RA DB \$ stiffness proportional = 0.1948E-02)
 Response Spektrum EC 8 Type 1, Soil Class D
 D[-] SA[-] SB[-] MIN[-] TB[sec] TC[sec] TD[sec] TE[sec] K1[-]
 K2[-] A[m/sec2]
 auto 1.000 3.375 0.000 0.200 0.800 2.000 0.000 1.000
 2.000 1.73

7. ábra: A válaszspektrum SA = 1,0 (a számítás paramétereivel)



8. ábra: A time-history függvény



9. ábra: A gyorsulási idő függvény az 1 tömegpontban

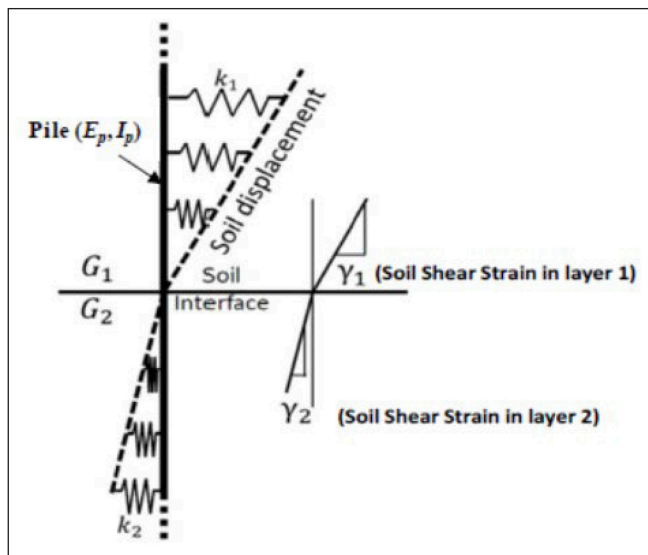
rammal átalakítjuk time-history függvénné (8. ábra), és az ASE programmal, a numerikus Newmark algoritmus alapján időléptetéssel megkapjuk a tömegpont vízszintes gyorsulás időfüggvényét (9. ábra). A csillapítást Rayleigh-csillapítással vesszük fel.

Adatok a 9. ábrához: $a_{max} = 2,5 \text{ m/s}^2$ $F_b = a_{max} \cdot M = 2,5 \cdot 121700 = 305 \text{ [kN]}$.

5.10. Nyomatéktöbblet a réteghatáron a kinematikai hatásból

Amennyiben az F_b eltolóerőt kiszámoltuk, akkor a cölöpök inerciális, a felszerkezetről ható igénybevételeit is ki tudjuk számolni. A talajokra vonatkozó parciális tényezőket lásd MSZ EN 1998-5:2009 szabványban és Dulácska (2012 tájékoztatójában. Cölöpfejben és réteghatáron többlet nyomatéki igénybevétel keletkezik.

Az $i = 1,2$ rétegekre a $\tau_{max,i}$ értékeket az FHWA-NHI-10034 (2009), Dulácska (2012) és az ASCE 4-98 (2000) alapján τ_i



10. ábra: A cölöp modellje a réteghatár számításokban (Dobry, O'Rourke (1982)).

$= 0,65 \cdot \tau_{max,i}$, a $\gamma_i = \tau_i / (0,8 \cdot G_{0,i})$ értékeket az MSZ EN 1998-5:2009 képletei alapján határoztuk meg, és a Dobry, O'Rourke (1982) egyszerűsített algoritmus mentén haladtunk felhasználva a 6. ábrát.

A többlet hajlítónyomatékokat az alábbi képletekkel lehet kiszámolni (Dobry, O'Rourke (1982)) szerint:

$$M_k = 1,86(E_p I_p)^{3/4} (G_1)^{1/4} \gamma_1 F$$

$$F = \frac{(1 - c^{-4})(1 + c^2)}{(1 + c)(c^{-1} + 1 + c + c^2)}, c = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{1/4}$$

E mintapélda kiindulási adatait felhasználva a többlet nyomaték a határon a cölöpben $\Delta M_k = 57 \text{ kNm}$, amelyet az inerciális erőkből a cölöpre jutó hajlítónyomatékokkal összegezni és méretezni kell.

5.11. A bemutatott mintapéldák eredményeinek összefoglalása

Egy egyszerű felszerkeztű, gyenge talajrétegre sicalapozással és cölöp csoport alapozással épített, gyengén duktilis ($q = 1,5$ viselkedési tényezőjű) hídra vonatkozóan vizsgálataink alapján az alábbiakat állapítottuk meg:

Az F_b eltolóerők értékei:

- 5.3. mintapélda alapján: sicalapozással, az MSZ EN 1998-1 „D” talajosztály válaszspektrummal: $F_b = 472 \text{ kN}$
- 5.4. mintapélda alapján: cölöpalapozással az MSZ EN 1998-1 „D” talajosztály válaszspektrummal: $F_b = 472 \text{ kN}$, de $F_b = 430 \text{ kN}$, ha a többlet csillapítást a viselkedési tényező 10%-os felnövelésével vesszük figyelembe)
- 5.5. mintapélda alapján: sicalapozással, az MSZ EN 1998-1 „D” talajosztály válaszspektrum 0,7-szeresével (Dulácska, 2016): $F_b = 328 \text{ kN}$
- 5.6. mintapélda alapján: cölöpalapozással az MSZ EN 1998-1 „D” talajosztály válaszspektrum 0,7-szeresével (Dulácska E., 2016): $F_b = 328 \text{ kN}$ (de $F_b = 301 \text{ kN}$ a többlet csillapítást a viselkedési tényező 10%-os felnövelésével figyelembevéve)
- 5.7. mintapélda alapján: sicalapozással, helyi spektrummal (Vigh et al., 2018) alapján „D1-m” talajosztályra: $F_b = 267 \text{ kN}$
- 5.8. Mintapélda alapján: cölöpalapozással, helyi spekt-

rummal (Vigh et al., 2018) alapján „D1-m” talajosztályra $F_b = 271 \text{ kN}$ (de $F_b = 247 \text{ kN}$ a többlet csillapítást a viselkedési tényező 10%-os növelésével figyelembevételével)

- 5.9. mintapélda alapján: Time-history gerjesztéssel, a „D” talajosztály, a cölöpcsoportot helyettesítő ekvivalens rugókkal: $F_b = 305 \text{ kN}$
- 5.10. mintapélda alapján a nyomatéki többlet a réteghatáron a kinematikai hatásból, a konkrét feladatra vonatkozóan: $\Delta M_k = 57 \text{ kNm}$.

Levonható a következtetés, hogy puha és lágú altalajok esetén érdemes a sicalapozású és cölöpalapozású hídszerkezetek SSI vizsgálatát is elvégezni, akár a kapacitástervezés helyett, akár azt kiegészítve.

6. HIVATKOZÁSOK

- ASCE 4-98 (2000), Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. *American Society of Civil Engineers* e-UT 07.01.12:2011 *Közúti hidak tervezése Erőtani számítás (KHT 2)*
- FHWA-NHI-10034 (2009), Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration
- MSZ EN 1998-1:2004/A1:2013 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése 1. rész Általános szabályok, szeizmikus hatások, és az épületekre vonatkozó szabályok;
- MSZ EN 1998-2:2015 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése 2. rész Hidak
- MSZ EN 1998-5:2009 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre 5. rész Alapozások megtámasztó szerkezetek geotechnikai szempontok
- NISTR GCR-12-917-21 (2012) Soil-Structure Interaction for Building Structures – NEHRP
- Dobry, R., O'Rourke, M. J. (1982), Discussion on 'Seismic response of end-bearing piles' by Raul Flores-Berrones and Robert V. Whitman (April, 1982). In *Journal of geotechnical engineering*, 109(5), 778-781.
- Dulácska E. (2012), Tájékoztató az MSZ EN 1998-5 (EC8-5) szerinti földrengésre történő alapozás tervezéséhez. MMK Tartószerkezeti Tagozat
- Dulácska E. (2016), Többszörös túlméretezés. In *Mérnökújság*, 23(1-2)
- Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K. (2006), Betonszerkezetek méretezése az Eurocode alapján. *Közúti hidak, épületek, Terc Kft. Budapest*
- Hübner B., Mahler A. (2020), Közúti infrastruktúra elemeinek szeizmikus teljesítőképességének vizsgálata *Útügyi Lapok*, 8(13)
- Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D. (2014), Simplified district system of structures on footings and piles. In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* No. 61-62. pp. 29-39.
- Nikolau, S., Mylonakis, G., Gazetas, G., Tazoh T. (2001), Kinematic pile bending during earthquakes: analyses and field measurements. In *Geotechnique* 51, No.5, 425-440.
- Puri, V. K., Prakash, S. (2010), Foundations for Dynamic Loads. In *Art of Foundation Engineering Practice*, pp. 517-533.
- Radmanovic, B., Katz C. (2011), Dynamic Soil-Structure Interaction Using a High Performance Scaled Boundary Finite Element Method in Time. In *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2011 Leuven, Belgium*, 4-6 July, pp. 503-510.
- Ray, R. P. (2015), An optimized elasto-plastic subgrade reaction for modeling the response of a nonlinear foundation for structural analysis. In *Slovak Journal of Civil Engineering* Vol. 23, No 3, pp. 21-27.
- Simon J., Martinovich K., Dani B. S., Ájpli B., Sapkás Á., Vigh L. G. (2013), Hidak állékonyságának biztosítása szeizmikus terhelésre – esettanulmányok. In *Útügyi lapok* 1(1);
- Simon J., Vigh L. G. (2014), Hidak földrengésvizsgálata mérsékelt szeizmitású övezetekben, Hazai hídjaink *földrengésérzékenysége, Hídász Napok* előadás, Visegrád;
- Studer, J. A., Koller M.G. (1997), *Bodendynamik*. Springer
- Szilvágyné Zs. (2012), *Dinamikus talajparaméterek meghatározása.*

Széchenyi István Egyetem Győr, 2012. május, konferencia anyag; Veletsos, A., Meek, J. (1974), Dynamic behaviour of building-foundations system. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 3, 121-138.

Vigh L. G., Dunai L., Kollár L. (2004), Szerkezetek modellezése földrengésre – Duna hidak ellenőrzésének tapasztalatai. *Magyarország Földrengésbiztonsága Konferencia*, pp. 241-259, Győr, 2004. november 4-5.

Vigh L. G. et al (2018), *Helyi spektrumok Tervezési segédlet. Mérnöknyvtár, Magyar Mérnöki Kamara, Budapest;*

Werkle, H., Volarevic J. (2014), Modeling of Dynamic Soil-Structure-Interaction in the tree-dimensional FEM Analysis of Buildings. 2-nd. European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, aug. 25-29.

Wolf Á. (2018), Cölöpalapok viselkedése szeizmikus terhelés hatására szemcsés talaj-környezetben. doktori értekezés, Széchenyi István Egyetem Győr;

Zsarnóczay A., Vigh L.G., Kollár P.L. (2013), *Magyarországi közúti gerendahidak szeizmikus viselkedésének vizsgálata*. In *Magyar építőipar* 63(2) pp. 74-80. www.sofistik.de (letöltés ideje: 2024. március 20.)

SEISMIC ANALYSIS OF BRIDGES TAKING INTO ACCOUNT SOIL-STRUCTURE INTERACTION (SSI)

János Farkas

According to point 2.5.1 of e-UT 07.01.12:2011 Design of road bridges (KHT 2), earthquake effects shall be taken into account for cable bridges, suspension bridges and bridges with openings greater than 50 m. Eurocode standards will soon be introduced in Hungary, so a significant transformation of hungarian bridge design standards is also expected.

At this time, the practicing bridge designer has to face a number of new problems, including the fact that most bridges are built in accordance with the MSZ EN 1998-2:2015 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges.

This standard basically uses design for ductile structures (capacity design).

If the soil structure interaction has to be taken into account, it must be carried out according to the MSZ EN 1998-5:2009 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5. Foundations, retaining structures, geotechnical aspects.

The latter standard provides general information on the consideration of bridge structure-soil interaction, but it is indebted to explanations that are easy for the bridge designer to understand, as well as well-developed, detailed model-building and analysis methods.

Therefore, after reviewing the relevant hungarian and international literature (which we only partially and generally reviewed), we summarized the main aspects that should be taken into account already during conceptual design, and based on this, the analysis method should be selected.

For a low ductile bridge (DCL, with behavior factor $q < 1.5$) built on a simple superstructure, on a weak soil layer with a shallow and pile group foundation, we examined it on sample examples:

- seismic effects variously defined on a linear one mass system with SSI,

- the determining kinematic pile bendings moment at the interface of two different soil layer.

Based on this, we concluded that in the case of soft subsoils, it is worth performing SSI analysis of shallow and pile foundation bridge structures, either instead of or in addition to capacity design.

Key-words: earthquake analysis of bridges, soil structures interaction, conceptual design, definíció of sismicity, soil response analysis, bridge construction analysis.

Dr.Farkas János (1958) okl. építőmérnök, nukleáris szakmérnök, a műszaki tudomány kandidátusa hídszerkezetek szaktudományból. Az Union-Plan Kft. tervezője. Fő érdeklődési területei: alagutak, vasbeton és feszített beton híd-, és nukleáris szerkezetek, nagyszilárdságú és nagyteljesítményű betonok, híd-, alagút- és magasépítési technológiák statikája, hidak, alagutak és egyéb szerkezetek dinamikai és földrengésdinamikai kérdései. A *fib* Magyar Tagozata és a Magyar Mérnöki Kamara tagja.