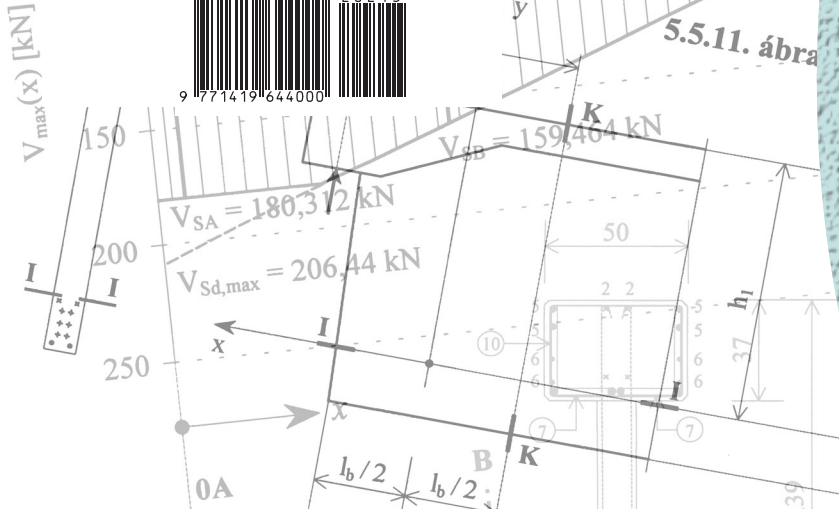


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*



DR. KISBÁN SÁNDOR -
PUSZTAI PÁL

KALOCSA-PAKS KÖZÖTTI ÚJ DUNA-HÍD - 2. RÉSZ: A MEDERHÍD SZERKEZETE

50

DR. FARKAS JÁNOS

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

54

SZEMÉLYI HÍREK

BÚCSÚZUNK LAKATOS ERVINTŐL
(1933-2024)

64

2024/3

XXVI. évfolyam, 3. szám



A HÍDTECHNIKA Kft. 1991-ben alakult.

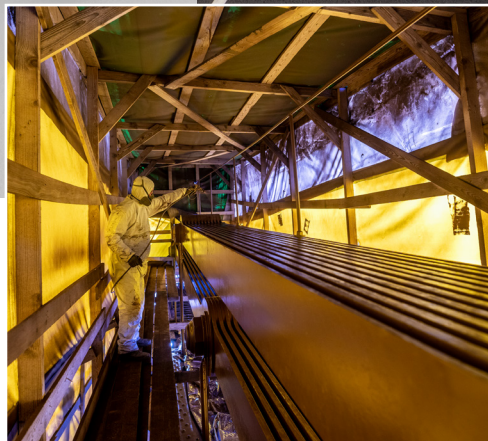
Tevékenysége napjainkban:

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni),
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya-hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák, zajvédő falak építése és felújítása, ipari padlóburkolatok kialakítása,
- földművek készítése,
- szennyvízkezelési, szennyvízelvezetési rendszerek építése,
- vízepítési kivitelezés.

Budapest szívében található Széchenyi Lánchíd felújítása 2021-2023. években, ahol társaságunk végezte az acélszerkezetek korrózióvédelmi, a pályalemez és járda szigetelési, valamint vasbeton felületek sóvédelmi és injektálási feladatait



Lánchíd acélszerkezetek üzemi korrózióvédelme csarnokban



A Lánchíd festési munkái a helyszínen védősátor takarásában



Lánchíd belső szerkezetének korrózióvédelme

VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat

a **fib** Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES

Journal of the Hungarian Group of **fib**

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztők:

Hajós Bence, Dr. Koris Kálmán

Szerkesztőbizottság:

Dr. Csiki Béla

Dr. Czoboly Olivér

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Dr. Hlavička Viktor

Horváth Adrián

Kolozsi Gyula

Dr. Kopecskó Katalin

Dr. Kovács Károly

Dr. Kovács Imre

Dr. Kovács Tamás

Lakatos Ervin

Dr. Lublós Éva

Mátyássy László

Dr. Móczár Balázs

Dr. Nehme G. Salem

Dr. Orbán Zoltán

Pisch Zsuzsanna

Polgár László

Dr. Sajtos István

Dr. Sólyom Sándor

Dr. Szép János

Szijártó Anna

Telekiné Királyföldi Antónia

Várdai Attila

Dr. Völgyi István

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre

Madaras Botond

Dr. Madaras Gábor

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más

kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

WEB <http://www.fib.bme.hu>

Az internet verzió

technikai szerkesztője:

Bíró András, doktorandusz

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Megjelenik negyedévenként

nyomtatásban (korlátozott példányszám-
ban) és online.

WEB:

<http://fib.bme.hu/kiadvanyok.html>

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

A hirdetések felvétele:

Tel.: 463-4068, Fax: 463-3450

Címlapfotó:

Tomori Pál híd

Fotót készítette: Kolozsi Péter (CÉH ZRT.)

TARTALOMJEGYZÉK

50 DR. KISBÁN SÁNDOR - PUSZTAI PÁL
**KALOCSA-PAKS KÖZÖTTI ÚJ DUNA-HÍD -
2. RÉSZ: A MEDERHÍD SZERKEZETE**

54 DR. FARKAS JÁNOS
**HIDAK FÖLDRENGÉSVIZSGÁLATA
AZ ALTALAJ-SZERKEZET KÖLCSÖNHATÁS
(SOIL-STRUCTURE INTERACTION - SSI)
FIGYELEMBEVÉTELÉVEL**

64 **SZEMÉLYI HÍREK**
BÚCSÚZUNK LAKATOS ERVINTŐL (1933-2024)

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

KALOCSA-PAKS KÖZÖTTI ÚJ DUNA-HÍD – 2. RÉSZ A MEDERHÍD SZERKEZETE



Dr. Kisbán Sándor - Pusztai Pál

<https://doi.org/10.32969/VB.2024.3.1>

A cikkben bemutatjuk a mederhíd fő teherhordó szerkezeti elemeit. A leírásokban megadjuk azokat a tervezési körülményeket, statikai okokat, amelyek a szerkezeti elemek kialakítását befolyásolták. Kitérünk a tervezésnél alkalmazott programokra, a kivitelezés közbeni tapasztalatokra, illetve mérési eredményekre.

KULCSSZAVAK: Duna-híd, teherhordó szerkezetek, trapézlemez, hibrid keresztmetszet

1. BEVEZETÉS

A Kalocsa–Paks új Duna-híd három, egymás után kapcsolódó, de szerkezeti rendszerében eltérő hídszerkezetből áll. A teljes műtárgy és tervezésének lépései az előző cikkben bemutatásra került, jelen cikkben a mederhíd fő teherhordó szerkezeteit ismertetjük.

Nagy hidaknál a szerkezeti elemek tervezésekor – geometriai méretek, csomóponti részletek kialakításakor – a végleges állapotra való tervezés nem elegendő, a kivitelező által megadott építéstechnológia figyelembevétele is szükséges.

1. ábra: KP4 j. pillér szádfal munkatérhatárolása



A szerkezeti elemek bemutatásakor röviden kitérünk ezekre a körülményekre is, az építéstechnológiai hatások részletes leírását a követő cikkben ismertetjük.

2. ALÉPÍTMÉNYEK

A pillérek alapozása mind a négy alépitményen azonosan, nagytérű $\phi 1,50$ m-es fűrt vasbeton cölöpökkel készült. A cölöpösszefogó gerenda és a felmenő szerkezet építése követte a Duna mederszintjeit.

A 4. és 7. jelű közös pillérek esetében az alapozás a pillérek körül létesített műszigetről, szádfallal határolt munkagödörben végezték el. A szádfal szerkezet 14 m, illetve 18 m hosszúságú Larssen VL607 típusú lemezekből állt. A kialakított munkatér 24,60 m x 13,80 m alaprajzi méretű volt (1. ábra).

Az 5. és 6. jelű mederpillérek esetében a munkatérhatároláshoz bárkáról leengedett dobozszerkezet készült. A szükséges munkatér mérete alapján az emelési tömeg figyelembevételével a kéregelem magasságilag két részre kellett darabolni. A dobozok alaprajzilag azonosan 29,70 m x 15,00 m mérettel készültek. Az alsó kéregelem 6,70 m, a felső őrfal szerkezet 5,60 m magassággal építették. A dobozszerkezet HEB tartókkal merevített szádlemezekből készült. Az emelési tömeg 153 t és 180 t volt (2. ábra).

2. ábra: P5 j. mederpillér őrfal kialakítása



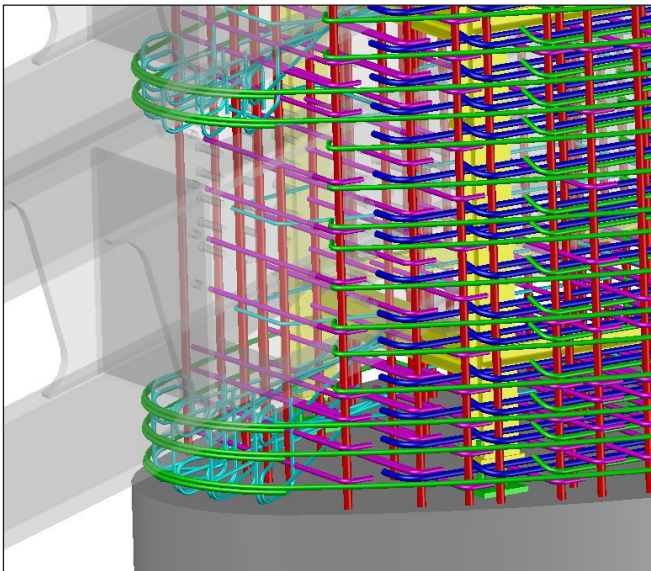
3. PILON

A pilonok tömör monolit vasbeton szerkezetek, amelyeket egybeépítették a felszerkezet támaszkeresztartóival. Két-oszlopos kialakításúak, a híd tengelyétől a pilon tengelye keresztirányban 7,10 m távolságra van. Alaprajzi befoglaló méretük 4,00 x 2,00 m, keresztmetszetük ellipszis alakú. A pályalemez szinttől vett magasságuk 21,80 m, a felső, lezáró részük ferdén lecsapott.

Betonzási és vasszerelési okokból a pilon teljes magassága összesen 7 ütemben készült. Az építési ütemek átlagosan 3,00 m magasságúak voltak. A pilontó vasalása $\phi 25$ és $\phi 28$ betonacélok felhasználásával kétsorban elrendezve teljesítette a méretezés feltételeit.

A pilon betonozásának IV. ütemtől az extradosed kábelek lehorgonyzó acéltartói, az úgynevezett link elemek beépítése tovább nehezítette a tervezett betonacélok elhelyezését. A tervezés során a pilon alakja, beépítendő szerelvények és a szükséges betonacél mennyiség beépítése miatt a vasalás meghatározása AutoCAD 3D-ben a betonacélok pontos kirajzolásával történt (3. és 4. ábra).

3. ábra: Pilon vasalása AutoCAD 3D-ben



4. ábra: Pilon vasalása a nyeregtartó környezetében (munkaközi állapot)



Statikai szempontból alapvetően egy nyomott oszlopról beszélhetünk. Az extradosed kábelekben tervezett part és meder nyílás felőli feszítőerők nem voltak azonosak, de a pilon hajlítását okozó hosszirányú erőkomponens különbsége nem volt jelentős. Az építési ütemezés az egy linkelemhez tartozó parti és meder oldali kábel egyidejű feszítését tartalmazta, ezzel is jelentősen csökkentve a kábelekből a pilonban keletkező hajlítást.

Az extradosed kábelek nem csak hosszirányú hajlítást okoztak. Geometriai elrendezésük alapján a pilonban lévő lehorgonyzás kereszt irányban a hídtengelytől 7,10 m-re, míg a főtartóban lévő bekötés ~6,6 m-re került kialakításra. Ez a keresztirányú különbség a pilonok hídtengely felé történő állandó hajlítását eredményezték. Megjegyezzük, hogy az Útügyi Műszaki Előírás szerinti oszlop méretezéskor figyelembe veendő külpontosság növekmények közel 40 cm értéket jelentettek, így bizonyos kombinációknál a normálerő és az egyidejű nyomatékából számított hatásokat megduplázták. Összességében a gondos tervezés, a vasalás kialakítása, és a 3D-s ütközésvizsgálat nagyban hozzájárult a kivitelezés gördülékeny végrehajtásához.

4. FELSZERKEZET

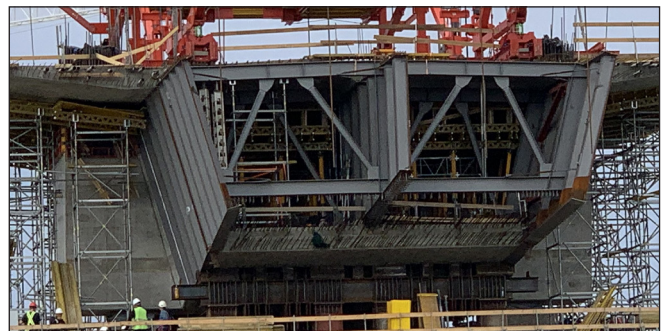
A főtartó kétcéls szerelvénytartó, amelynek ferde oldalfalait és középső falát acél trapézlemez gerincek, alját vasbeton fenéklemez, felső részét mindkét oldalon konzolos kialakítású vasbeton pályaelem alkotja. A hagyományos acél gerincelemez tartó és az együtdolgoztató kapcsolattal kialakított vasbeton pályaelem szerkezethez képest ebben az esetben a fenéklemez is együtt dolgozik az acél tartókkal, ebből származik, mint megkülönböztetés a „hibrid” jelző. A szerkezet alapadatait a korábbi cikkben megadtuk, most a kialakítás részleteit ismergetjük (5. ábra).

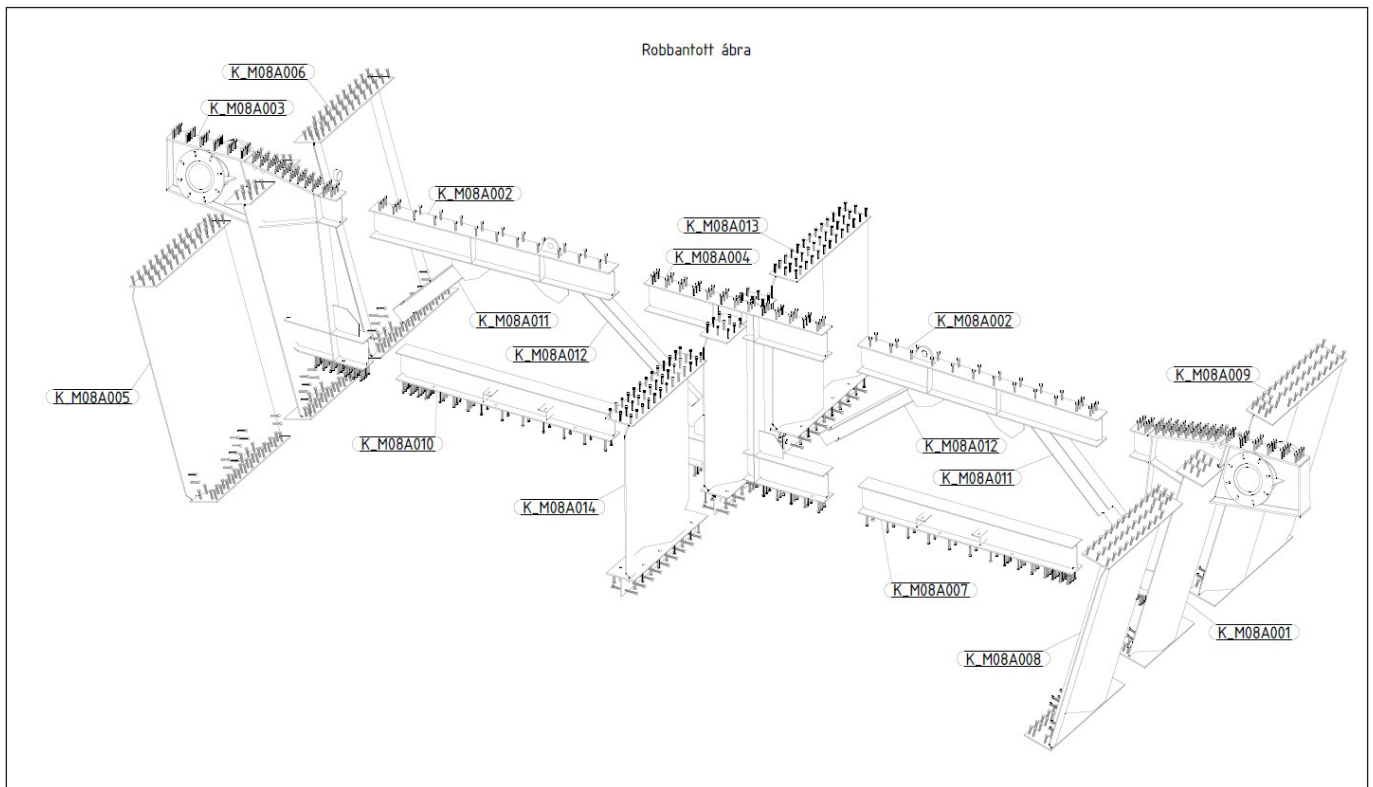
Az acél merevítőtartó 5 m-es egységeinek gyártmánytervét a TEKLA programban 3D-ben készítettük. Egy szerkezeti egység a külső ferde trapézgerincből, a belső függőleges trapézgerincből és ezek merevítését adó közbelső „I” szelvényekből álló keresztartóból áll. A kivitelező kérésére minden acél főtartóegységről készült gyártmányterv, ami a 89 db építési egység alapján, egységenként 11 db tervlappal számolva és a csatlakozó acélszerkezetek tervét is figyelembe véve több mint 1000 db tervlapot jelentett. (6. és 7. ábra)

Az acélszerkezetű gyártási egységek maximális emelési tömege 16 t volt. Az emelés a keresztartók felső övében kialakított emelőfülek felhasználásával történt. Az elemek közepén kialakított keresztartók miatt a gerincvégek lágyan viselkedtek, ezért az emelés és a beállítás pontos végrehajtásához szögacél kitémasztó rudakat alkalmaztunk.

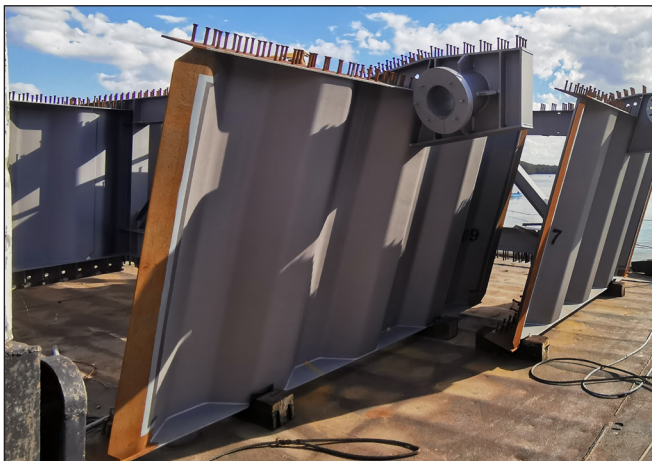
A fenéklemez és pályaelem vasalási terveit a Pont-TERV Zrt. készítette dr. Szabó Gergely irányításával. A tervek ké-

5. ábra: Hibrid keresztmetszet

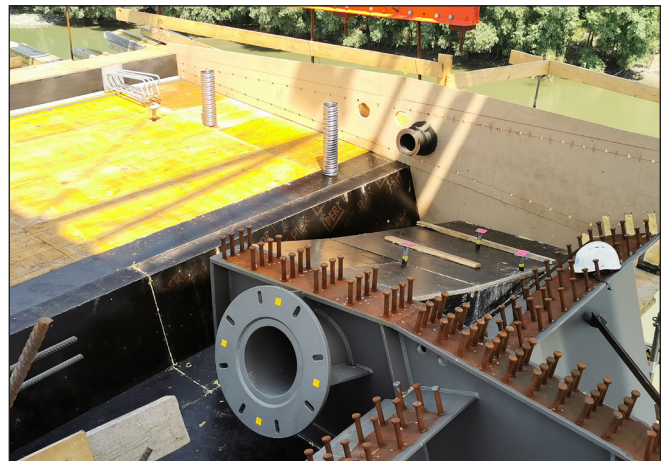




6. ábra: Robbantott acélterv TEKLA programból



7. ábra: Acél főtartók a bárkán



8. ábra: Extradosed alsó lehorgonyzási csomópontja

szítéskor a statika alapján szükséges betonacél mennyiség, a beépíthető vasalék és az acélszerkezetből kiálló csapok vagy éppen a tapadóbetétes feszítőkábelek burkolócsöve, mint akadályok komoly kihívást jelentettek.

A tapadó, illetve csúszóbetétes kábelek lehorgonyzására tervezett plusz betontömbök vasalása is komoly mérnöki feladatot adott mind a tervező, mind a kivitelező részére, ahol akár 3200 kN vízszintes erőt is át kellett adni a fenék-, illetve pályalemezre. A vasalás kialakításáról, méretezéséről külön cikk készül.

5. EXTRADOSED KÁBELEK

A merevítőtartó a parti nyílásokban 10-10 db, a medernyílásban pilononként 10-10db, összesen 80 db változó hajlású extradosed kábellel van rögzítve. Az alkalmazott feszítőkábel rendszer Freyssinet H2000 típusú. A kábelek típusa: 7 eres pászmákból álló párhuzamosan kötegelt kábel, a pászmák anyagminősége Y1860S7. Az alkalmazott 37, 43 és 55 pászmás kábelek lehorgonyzása és feszítése a pályalemez konzol alatt

9. ábra: Extradosed felső lehorgonyzási csomópontja



kialakított vasbeton lehorgonyzó tömböknél történt. (8. ábra)
A kábelek felső passzív lehorgonyzása a pilonba bebetonozott link elem vasbeton keresztmetszeten kívüli részében történt. (9. ábra)

A kábelek pályalemezzel bezárt függőleges síkú szöge 13,9° és 18,3° között, hosszuk 34,5-80,3 m között változik. Mind a parti, mind a medernyílásban a 9. és 10. kábeleket lengéscsillapítóval látták el.

A kábelek feszítése két ütemben, Isotension eljárással, pász-mánkénti feszítéssel történt. A feszítési munka a kifolyási oldali parti- és medernyílásban lévő kábelek egyidejű feszítésével kezdődött. A kábelek pályalemez alatti aktív végén a számított előfeszítőerő 70%-t alkalmazták az I. ütemben. Követő lépésként a befolyási oldali kábelpár 70%-ra történő feszítését végezték el. Az I. ütemű feszítés végén a merevítőtartó és a pilon elmozdulását bemérték a feszítés megkezdése előtt kijelölt és bemért pontok visszamérésével. A mérési pontok elmozdulásai és a megfeszített kábelekben mért feszítőerő értéke alapján került meghatározásra a feszítés II. ütemű része. A kiértékelés alapján ideális esetben II. ütemben az előfeszítő erő további 30%-os feszítési értéke került aktualizálásra.

A kidolgozott mérési rendszer és a statikából kinyert elmozdulások alapján meghatározott elmozdulások, kábelnyúlások jól vizsgáltak. A kábelek feszítésének befejezését követően a mért és tervezett kábelerők legnagyobb eltérése 5% volt, de a 80 db kábelből 60 db kábel esetében az eltérés 2% alatt maradt.

6. SARUK ÉS DILATÁCIÓ

A felszerkezetet a három gerinces keresztmetszet alapján minden támasznál 3 db MAURER gyártmányú saru támasztja alá. A középső saruk keresztirányban fix kialakításúak. A két szélső saru a 4., 6. és 7. jelű pilléreknél mozgó, az 5. jelű pillérenél hosszirányban fix kialakítású. Építéstechnológia szerint a mederhíd sarui a felszerkezet építése alatt már a végleges pozícióban megfelelően beépítésre kerültek. Ez a tervezési körülmény a 6. jelű pillér külső hosszirányban szabadon elmozdulni tudó saruinak esetében azt jelentette, hogy építési állapotban ideiglenesen plusz segédszerkezet beépítésével fixre alakították át. A híd nagyságát jól szemlélteti, hogy a meder-pillér külső oldali saruinak függőleges teherbírása 55 000 kN!

A szerkezetek csatlakozásánál 4. jelű pillér felett MAURER DS 320/400, a 7. jelű pillér felett MAURER DS 640/800 típusú vízzáró dilatációs szerkezetek, a gyalogjárda részen a lamellás kialakítás helyett az egyszerűbb csúszó lemezes megoldás készült.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A hidak tervezését, statikai számítását e-UT Útügyi Műszaki Előírás és bizonyos feladatoknál az Eurocode alapján kellett elvégeznünk. A statikai számításokat tartós, ideiglenes és rendkívüli tervezési állapot szerint végezzük. Nagy nyílású hidak esetében jellemző, hogy az ideiglenes (építés közbeni) állapot a szerkezet kialakítását döntően befolyásolhatja. A szerkezet kialakításakor, méretfelvételnél ezeket a szempontokat szem előtt tartva kell eljárni mind az alépítmény, mind a felszerkezet esetében. A követő cikkben láthatjuk majd, hogy a kivitelező által meghatározott építéstechnológia és ütemezés mértékadó lehet az ideiglenes tervezési állapotban.

4. IRODALOM

- Kiss R. (2024) „Kalocs–Paks közötti új Duna-híd 1. rész A híd általános ismertetése”, *VASBETONÉPÍTÉS*, 2024/1
- Bellai L. (szerk.) (2024) „Beton és acél ölelésében – Tomori Pál híd Kalocsa és Paks térségében”, Duna Aszfalt Zrt. Budapest, p. 198
- Pusztai P. (2022) „Kalocsa–Paks új Duna-híd tervezése I. – Mederhíd tervezése”, Hidász napok 2022 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 35. *Első Lánchíd* Bt. Biri, pp. 36-45.
- Fornay Cs. (2022) „Kalocsa–Paks új Duna-híd tervezése II. – Ártéri hidak, alépítmények és széldinamika”, Hidász napok 2022 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 35. *Első Lánchíd* Bt. Biri, pp. 46-56.
- Feczkó R., Magyar J. (2022) „Kalocsa–Paks Duna-híd mederhíd építése” Hidász napok 2022 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 35. *Első Lánchíd* Bt. Biri, pp. 57-75.
- Szigeti A. (2022) „Kalocsa–Paks új Duna-híd mederszerkezet zsalutechnológiája VBC – Balanced Cantilever Carriage”, *Hidász napok 2022 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 35. Első Lánchíd* Bt. Biri, pp. 76-92.
- Tóth T. (2022) „Kalocsa–Paks új Duna-híd és kapcsolódó úthálózat tervezése és kivitelezése”, *Hidász napok 2021 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek 29. Első Lánchíd* Bt. Biri, pp. 74-82.
- Feczkó R. (2021) „A Kalocsa és Paks közötti új Duna-híd építésének megkezdése”, *Hidépítők*, 2021/3 p. 24-29.
- Feczkó R. (2021) „A Kalocsa és Paks közötti új Duna-híd építése”, *Hidépítők* 2021/4 p. 12-17.

Dr. Kisbán Sándor (1949), okl. szerkezetépítő mérnök (BME, 1973), CÉH zRt. hidszakági főmérnöke. Hidtervezői pályafutását 1975-ben az Uvaterv-ben kezdte, ahol nagyfeszítávú acélszerkezetű hidak tervezésében vett részt (szegedi Északi Tisza-híd, tiszapalkonyai közúti híd, Jugoszlávia, újvidéki ferdekábeles Duna-híd). Dr. techn. címet ferdekábeles hidak témakörben 1986-ban szerezte meg (BME Acélszerkezetek Tanszék). 2002-től a CÉH zRt-ben végzi hidtervezői tevékenységét, számos hazai folyami és autópálya híd tervezését készítette és irányította (M0, M31, M6 autópálya- és völgyhidak, M0 Megyeri híd). A Kalocsa–Paks új Duna-híd felelős tervezője. Szakmai tevékenységének elismeréseként megkapta a Gábor Dénes díjat (2008), a Széchenyi-díjat (2009), Menyhárd István díjat (2023) és az Év hidásza díjat (2024). A **fib** Magyar Tagozatának tagja.

Pusztai Pál (1974), okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1998), hidtervezői pályafutását a Hidépítő Zrt.-nél kezdte, ahol részt vett a Zalalövő–Bajánsenye vasúti feszített vasbeton híd tervezésében. 2001-től a CÉH zRt. munkatársaként részt vett az M0 Keleti szektor autópálya hídjainak tervezésében, az M31 autópálya hídjainak szakaszfelelős tervezőként való tervezésében, az M0 Megyeri híd engedélyezési és kiviteli terveinek készítésében, M6 autópálya 1693 j. völgyhíd tervezésében és Hódmezővásárhely körhíd tervezésében. A Kalocsa–Paks új Duna-híd főtervezője. A **fib** Magyar Tagozatának tagja.

NEW BRIDGE BETWEEN KALOCSA AND PAKS PART 2 THE MAIN STRUCTURE OVER THE DANUBE

Sándor Kisbán – Pál Pusztai

The second article about the design of the new Kalocsa–Paks Danube bridge is a detailed description of the main structures of the bridge. The designing circumstances were discussed in the design of structures issues, mentioning the effect of construction technology. The software's used in the design, the experiences we got during construction and the results of measurements were discussed as well.

The technical complexity of the bridge superstructure is illustrated by the fact that, in addition to the hybrid cross-section of reinforced concrete slab and corrugated steel plate, three different tensioning systems were used during the construction process of the structure.

Keywords: Danube bridge, superstructure, trapezoidal steel plate, hybrid cross-section

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) hidra 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 paraméterei

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 erőkhöz túl még a kinematikai határból 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 alapköveti és a modell oldalára vonatkozó speciális peremeket kell beépíteni (a földrengéshullámok a modell faláról történő visszaverődésének kiszűrését kell biztosítani), és 2D-3D time-history alapköveti 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 alapköveti 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 alapköveti time-history függvények gerjesztésével, amihez megfelelő nagyságú 2D/3D talajmodelleket használnak, valamint a time-history gyorsulási gerjesztőfüggvények időléptetését

is adott feltételeknek megfelelően választják meg,

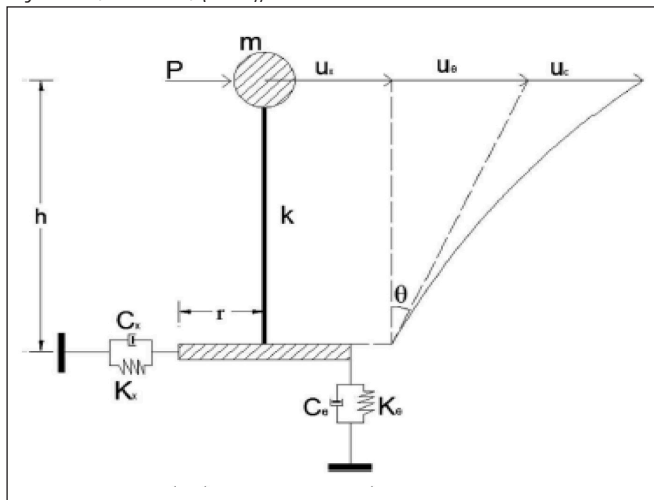
- az alapozás szabadságfokai szerinti, frekvenciafüggő, dinamikus rugómerevségek és csillapítások az un. alapozási impedancia függvények meghatározása egységnyi, ciklikus teherre, amivel szorozva a statikus, frekvenciafüggetlen rugómerevségeket a valós frekvenciafüggő merevségek előállíthatók,
- a szerkezet (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)).

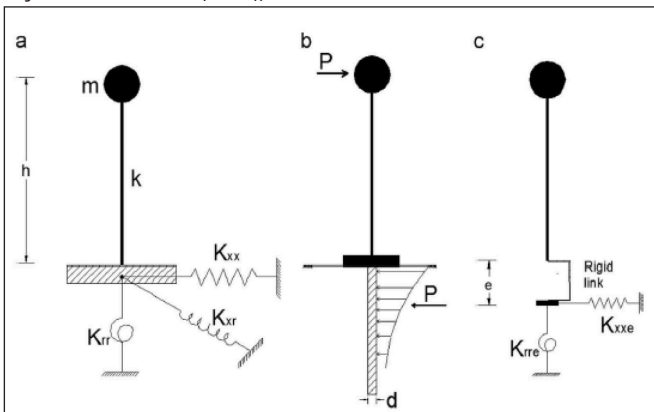
A „sub-structure” módszereknek sok alfaja létezik (ASCE 4-98 (2000)), továbbá vannak olyan megoldások, amelyek nem a komplex, hanem az időtérben történnek (Radmanovic, Katz, 2011; www.sofistik.de).

Miután a frekvenciafüggő impedancia függvények előállí-

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 (cölöpcsoportokra) 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 + altalaj 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 végeelemes talajmodellel (Hübner, Mahler, 2020), valamint a végeelemes mező határain speciális elnyelő peremekkel történhet, ahol az integrálás időléptetésére vonatkozóan is, és a végeelemek 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 csuklóban fix alátámasztású pillér $h = 6$ m magas, 90 x 90 cm négyzet alakú, anyagminősége C35/45.

Az általaj 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.

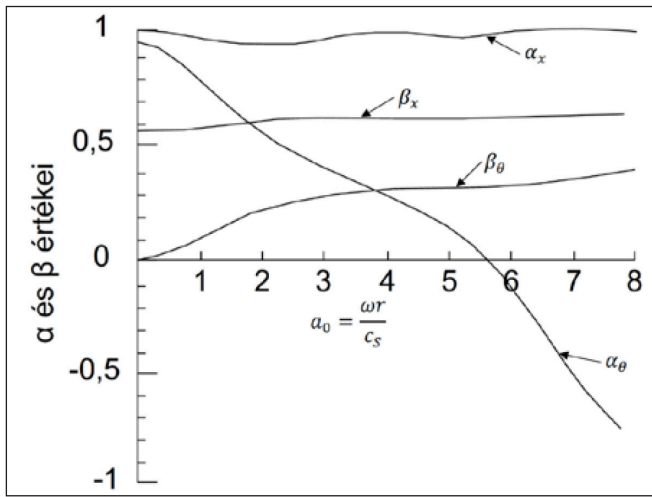
5.2. Cölöpcsoport alapozás SSI-vel, egyszerűsített modell

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

Egy cölöp dinamikus k_j^p merevsége a statikus K_j^p merevség és a dinamikus módosító tényező α_j^p szorzata:

$k_j^p = K_j^p \cdot \alpha_j^p$, ahol:

$K_j^p = \chi_j \cdot E_s \cdot d$



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

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

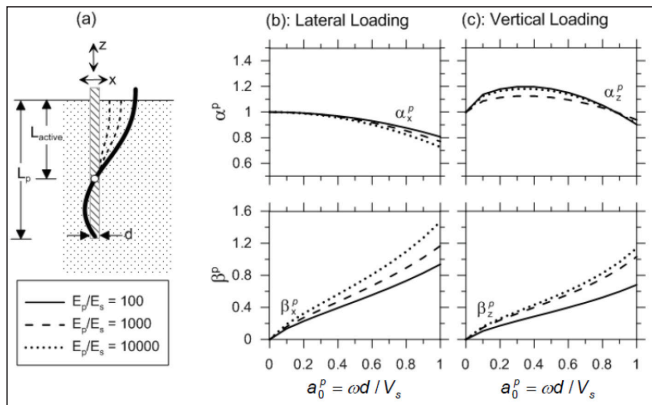
bővebben (NISTR GCR-12-917-21, 2012)

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

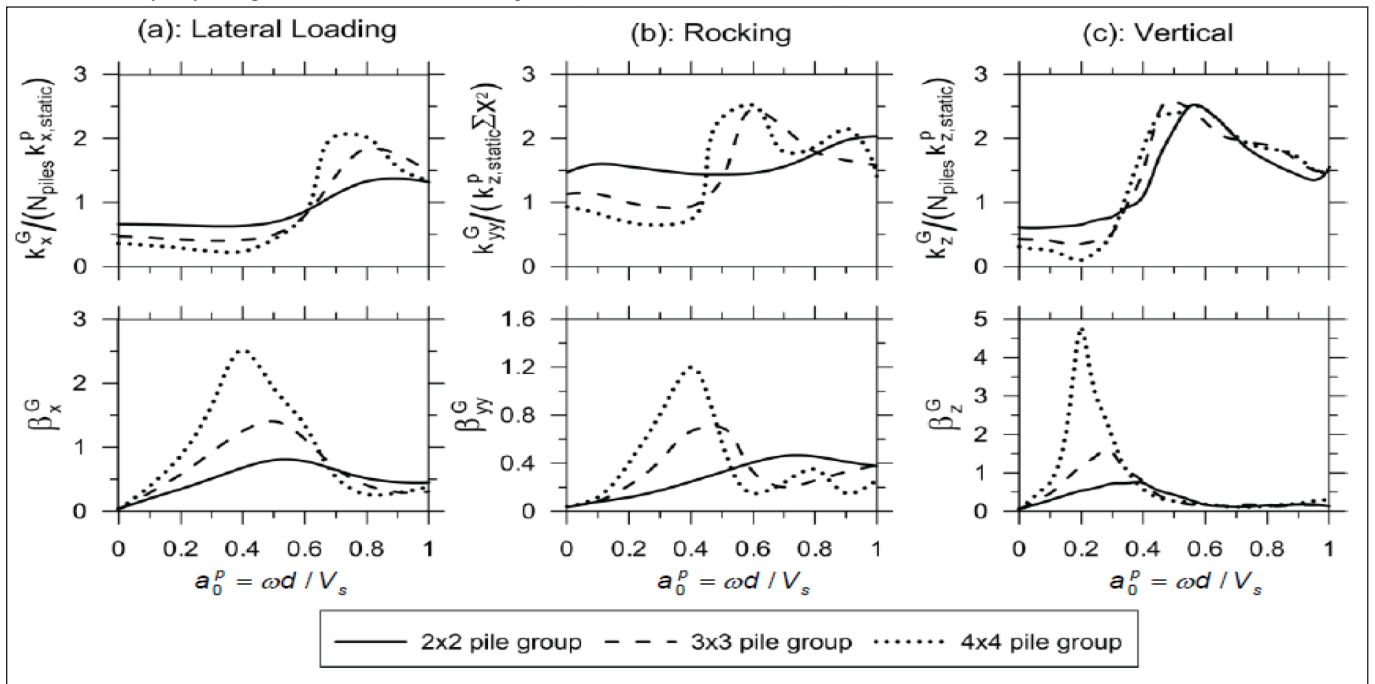
bővebben (NISTR GCR-12-917-21, 2012)

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 nyírási-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 $\nu = 0,4$
nyírási modulus alapértéke $G_0 = \rho_s \cdot V_s^2 = 24\,261\,100 \text{ N/m}^2$
nyírási 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

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

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

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

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:

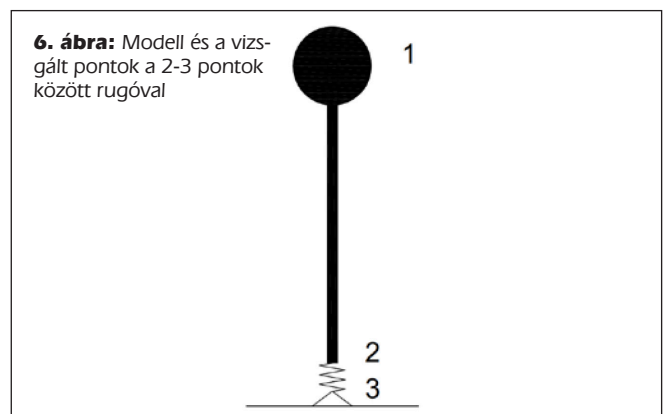
$$K_X^G = 334\,625\,073 \text{ N/m}$$

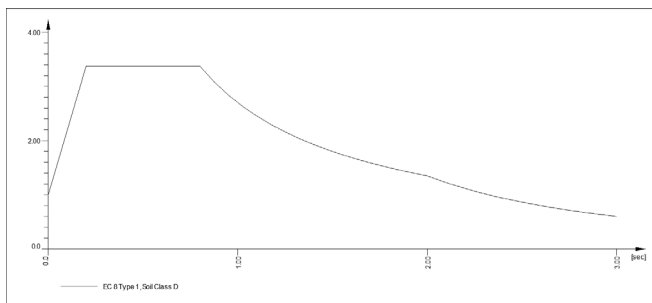
$$K_{yy}^G = 7\,239\,600\,381 \text{ N/m}$$

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

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

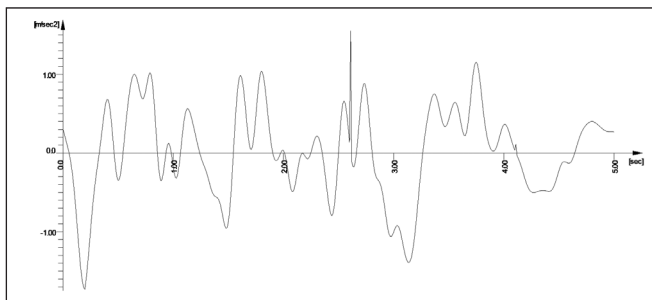
Az MSZ EN 1998-1:2004 szerinti D altalajosztályú rugalmas válaszspektrumot (7. ábra) $S_A = 1,0$ feltételezéssel (mert a talaj hatását a rugók helyettesítik) a Sofistik SIMQKE prog-



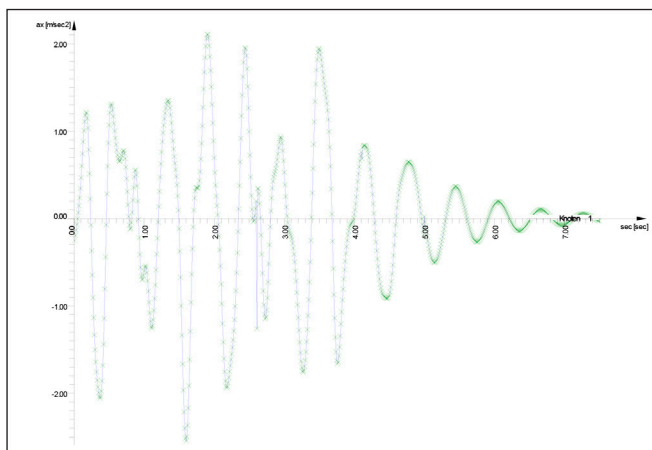


(RA DA \$ mass proportional = 1.874; RA DB \$ stiffness proportional = 0.1948E-02)
 Response Spektrum EC 8 Type 1, Soil Class D
 D[-] SA[-] SB[-] MIN[-] TB[sec] TC[sec] TD[sec] TE[sec] K1[-]
 K2[-] A[m/sec2]
 auto 1.000 3.375 0.000 0.200 0.800 2.000 0.000 1.000
 2.000 1.73

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

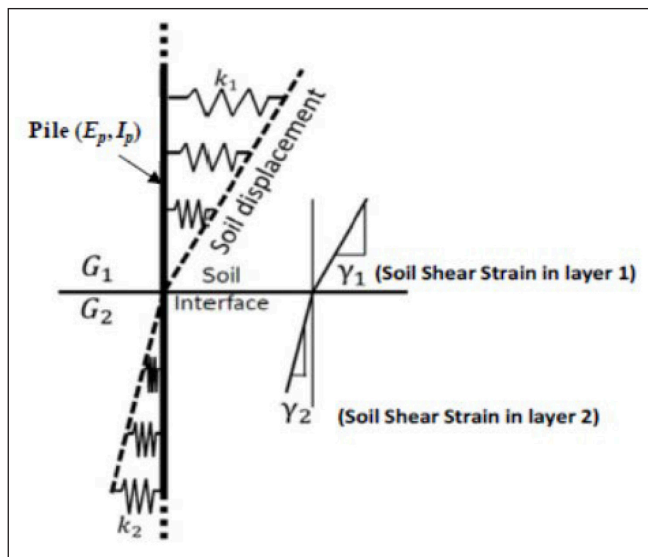
rammal átalakítjuk time-history függvénné (8. ábra), és az ASE programmal, a numerikus Newmark algoritmus alapján időléptetéssel megkapjuk a tömegpont vízszintes gyorsulás időfüggvényét (9. ábra). A csillapítást Rayleigh-csillapítással vesszük fel.

Adatok a 9. ábrához: $a_{max} = 2,5 \text{ m/s}^2$ $F_b = a_{max} \cdot M = 2,5 \cdot 121 \cdot 700 = 305 \text{ [kN]}$.

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 felszerkezetű, 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 figyelembevéve)

- 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 lágy 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
- Szilvágyi 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.

BÚCSÚZUNK LAKATOS ERVINTŐL (1933-2024)



91 éves korában elhunyt Lakatos Ervin okl. mérnök, gazdasági mérnök, ingatlanszakértő, a magyar építőipar nemzetközileg is elismert személyisége, mérnök generációk tanítómestere, akinek egész pályája szorosan kötődik az alagút-elsősorban a metróépítéshez és más nagy infrastrukturális és ipari projektekhez.

1956 évi pályakezdésétől 25 éven át a KÉV-Metró Vállalatnál dolgozott, műszakvezető mérnök, építésvezető, főépítésvezető és főmérnök beosztásokban. Tevékenysége szorosan kötődött a budapesti metró, ezen időszakban elsősorban a mélyvezetésű vonalszakaszok és állomások építéséhez. Vezetői, irányítói és csapatépítői tevékenysége mellett mérnökként maga is résztvett számos új műszaki megoldás, újítás, találmány kidolgozásában és megvalósításában. Személyes részvételével és irányításával fejlesztették ki pl. az ún. „Budapest típusú” pajzsot és a kapcsolódó vonalalagút-építési technológiát, amelyet később sikerrel adaptáltak és alkalmaztak Indiában a Calcuttai metró építésénél is. Ezért a fejlesztési tevékenységéért neki és csapatának 1978-ban Állami-díjat adományoztak.

Külföldön több helyen irányított alagútépítési – elsősorban betanítási – munkákat, pl. Belgrádban, Prágában és a fent említett Calcuttában. Hazai tanítványai közül többen közreműködtek nagy külföldi projektek megvalósításában (pl. Channel Tunnel, németországi, kanadai, afrikai, közel- és távol keleti nagy infrastruktúra projektek stb.), sikeres karriert befutva itthon és külföldön.

1981-1992 között a Hídépítő Vállalat igazgatója, majd vezérigazgatója volt. Itteni működésének során vezetésével a hídépítők is jelentős szerephez jutottak az Észak-Déli metró Váci úti kéregalatti szakaszának építésében, ahol új eljárásként - Lakatos Ervin mérnök közreműködésével - bevezették az ún. kéregpakettes vonali és állomási szerkezeteket. Ugyancsak vezetésével végezték a Millenniumi Földalatti (1. vonal) külső Andrássy út alatti szakaszának felújítását. Kiemelt projektjei voltak még az M1 autópálya hídjai, az M0 autótűt első két Duna-hídja, a budapesti Rákóczi híd, a 4.sz. főút szolnoki „Szent István” Tisza-híd, számos más hazai híd, aluljáró és más mélyépítési műtárgy, az Egyesült Emirátusokban nagyfeszültségű villamos távvezetékek trópusi sivatagi

alapozási munkái, valamint Bécsben és Bad Aiblingban (NSZK) különleges alapozások.

1992-99 között az EXPO'96 Kft. vezérigazgatójaként a vilákiállítás, majd a STRABAG Hungária Rt. vezérigazgatójaként főleg nagy közlekedési infrastrukturális beruházások megvalósításában tevékenykedett.

A 2000-es évek elejétől – mint aktív nyugdíjas – szakértőként, tanácsadóként visszatért az alagútépítés területére. A független mérnöki szervezet megbízásából ellenőrizte a 2-es metró felújításának szigetelési és pályaépítési munkáit, később a 4. Metró Projektvezetői Tanácsadó Testületének tagjaként közreműködött a projekt előkészítésében, majd a pajzsok megindulásától – részben régi csapatának tagjaival együtt – az állomások és vonalalagutak csatlakozásával kapcsolatos interfész felelős szakértői munkát végzett.

Széles szakmai közéleti tevékenységet folytatott többek között a KTE Alagútépítési és Mélyalagútépítési szakosztály vezetőségében, a FIP/fib-ben és az ÉVOSZ Elnökségében. A Magyar Alagútépítő Egyesület alapító tagja volt. Számos hazai és nemzetközi konferencia résztvevője, előadója, szervezője, szekcióvezetője vagy egyéb közreműködőjeként a nemzetközi szakmai közéletben széles körben elismert szakemberként és vezetőként emlékeznek rá.

A nemzetközi szakmai szervezetek közül a FIP (Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség), majd a fib (Nemzetközi Betonszövetség) munkájában tevékenykedett. A FIP Commission 1 Concrete Bizottság tagjaként hosszú távon át képviselte hazánkat a legfontosabb bizottságban. 1998-tól – a CEB és FIP egyesítésével létrejött fib – munkáját is segítette széleskörű szakmai tapasztalataival.

Szakmai munkásságát magas állami kitüntetésekkel és szakmai testületi díjakkal ismerték el.

Szerteágazó eredményes szakmai tevékenysége mellett aktívan sportolt, családjával utazott a világban, imádta a zenét és a képzőművészetet, és kiváló humorával, erős akaráttal fogadta és győzte le az élet nehézségeit.

Távozásával családja a szerető és gondoskodó férjet, apát, nagyapát, dédnagyapát, szakmai társadmunka pedig a bölcs szakmai és emberi tanítómestert, főnököt, csapatépítőt és atyai barátot veszítette el.

Dr. György Pál

National Competitiveness and Excellence Program, Subprogram B: National Program for Materials Science and Technology

Hungarian Research Grant NVKP_16-1-2016-0019

“Development of concrete products with improved resistance to chemical corrosion, fire or freeze-thaw”.

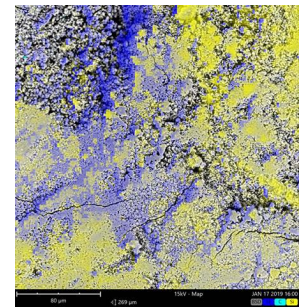
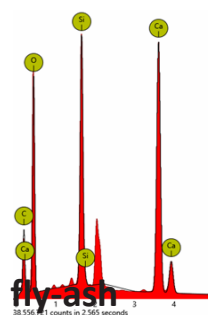
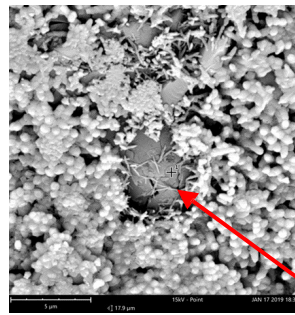
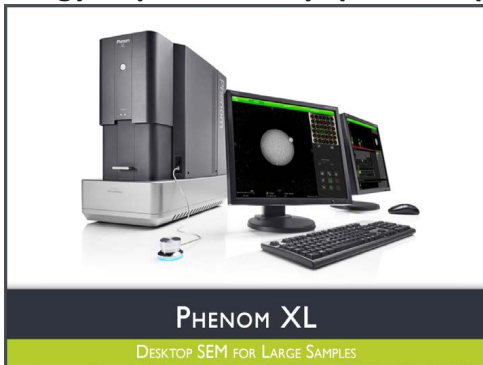
Procurement of laboratory equipment within the framework of the tender entitled

Project supervisor: Prof. György L. Balázs

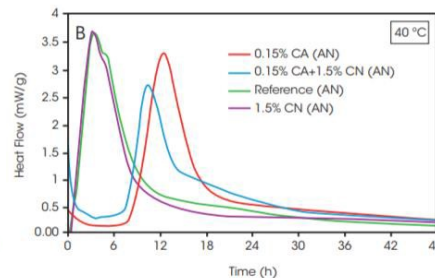
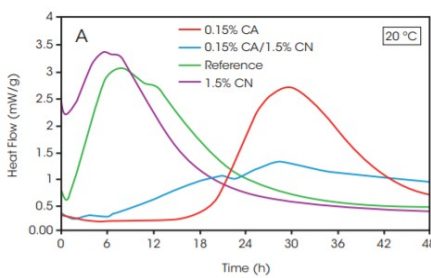
Project sub-theme responsables: Dr. Éva Lublóy, Dr. Salem G. Nehme, Dr. Katalin Kopecskó

MATERIAL SCIENTIFIC STUDIES FROM NANO-LEVEL TO MACRO-LEVEL

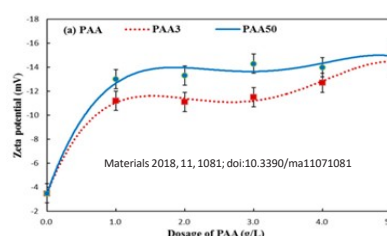
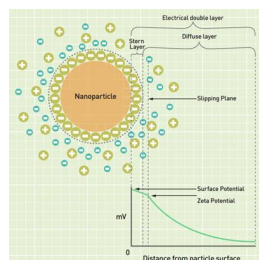
1. **PHENOM XL Scanning Electron Microscope (SEM)** with elemental analysis of EDS (energy dispersive X-ray spectroscopy) for small and large (max. 100 mm x 100 mm) samples



2. **TAM Air 3+3 channel microcalorimeter**, with 125 ml ampoules, application range: from cement paste to concrete



3. **Zetasizer Nano ZS – Measurement of Zeta potential with titrator** (variable pH range) 3,8 nm – 100 μm, particle size distribution in range 0,3 nm – 10 μm



FERROBETON

A CRH COMPANY

Safe basis provided by concrete



www.ferrobeton.hu