

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Dr. Almási József – Nemes Bálint

VASÚT FELETTI ÉPÜLETÁTHIDALÁS KIALAKÍTÁSA

26

Sólyom Sándor – Dr. Balázs L. György

SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER (FRP) BETÉTEK 2. TAPADÁST BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK

35

Dr. Móczár Balázs – Dr. Mahler András –
Lődör Kristóf

KAPOSVÁRI CUKORGYÁRI SILÓ SÜLLYEDÉSEINEK BACK ANALÍZIS VIZSGÁLATA GEOTECHNIKAI 3D MODELLEZÉSEL

41

SZEMÉLYI HÍREK DR. KÖLLŐ GÁBOR KÖSZÖN- TÉSE 65. SZÜLETÉSNAPJÁN GRATULÁLUNK DR. ALMÁSI JÓZSEF 75. SZÜLETÉS- NAPJÁN FÖLDVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖN- TÉSE 75. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL

48

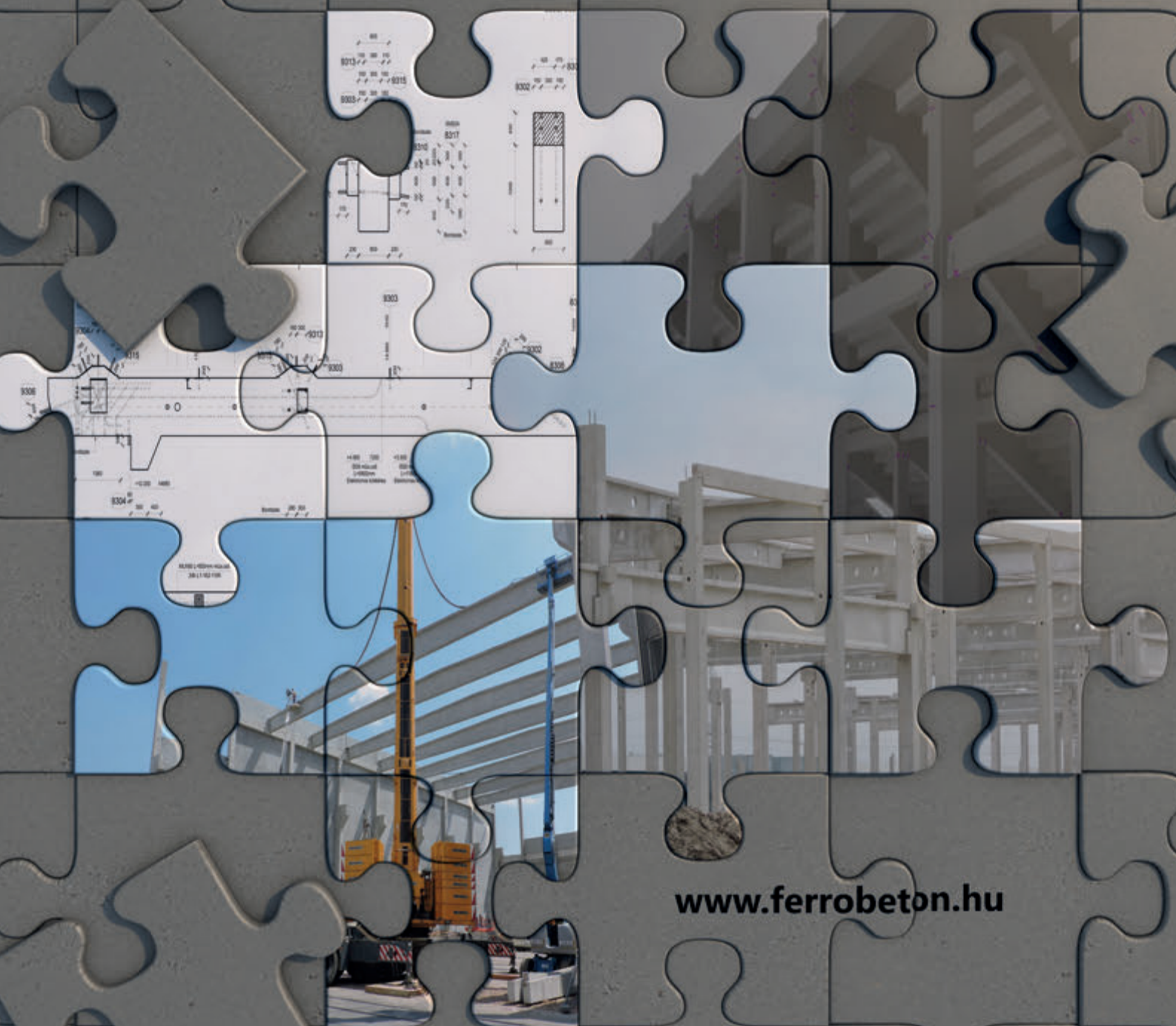
2015/2

XVII. évfolyam, 2. szám



FERROBETON

beton biztos alapokon



www.ferrobeton.hu

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Dr. Bódi István

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kopecskó Katalin

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Dr. Lublőy Éva

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Dr. Salem G. Nehme

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektori testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

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

Mérnökgeológia 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: Czoboly Olivér

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navígar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó:

Betonfal, amit még a kutya is megcsodál –
Château La Coste in Provence, Tadao Ando's
visitor centre

Fotót készítette: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 26** Dr. Almási József – Nemes Bálint
**VASÚT FELETTI ÉPÜLETÁTHIDALÁS
KIALAKÍTÁSA**
- 35** Sólyom Sándor – Dr. Balázs L. György
**SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER (FRP) BETÉTEK
2. TAPADÁST BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK**
- 41** Dr. Móczár Balázs – Dr. Mahler András – Lődör Kristóf
**KAPOSVÁRI CUKORGYÁRI SILO SÜLLYEDÉ-
SEINEK BACK ANALÍZIS VIZSGÁLATA
GEOTECHNIKAI 3D MODELLEZÉssel**
- 48** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Köllő Gábor köszöntése 65. születésnapján
Gratulálunk Dr. Almási József
75. születésnapján
Földvály Kálmán köszöntése
75. születésnapja alkalmából

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., Uvater Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hidtechnika 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



Dr. Almási József – Nemes Bálint

A hídépítés mellett a magasépítésben is egyre gyakoribb az igény nagy fesztávú, nagy terhelésű áthidalások kialakítására. A cikkben egy 43-52 m fesztávot áthidaló többszintes épületrész kialakítását és tervezését mutatjuk be. Az áthidaló tartókat előregyártott fordított T keresztmetszetű szegmenselemekből utófeszítéssel állították össze. A cikk e végleges állapotban szekrény keresztmetszetű utófeszített áthidalók tervezési folyamatának főbb lépésein vezeti végig az olvasót.

Kulcsszavak: nagy fesztávú áthidaló, előregyártott, utófeszített, szekrény keresztmetszetű tartó, szegmens elemek

1. BEVEZETÉS, KIINDULÁSI KÖRÜLMÉNYEK, HELYSZÍN

A tervezett épület egy átmenő főpályaudvar szomszédságában helyezkedik el, ami meghatározza kialakításának lehetőségeit is. Az átmenő vasúti pályák mindkét (északi és déli) oldalán épül a tervezett kereskedelmi épületegyüttes egy-egy épületrésze (12 és 56 jelű). Ezen két épületrész összekötésére és a bérbe adható terület maximalizálására való törekvés miatt a vasúti területet **áthidaló épületrész készül (34 jelű)**. A cikk ennek a nagy fesztávolságú épületrésznek a kialakítását, a tervezés folyamatát, a koncepcióanalízis tervezés során felmerült alternatívákat és a választott áthidalási megoldás méretezési kérdéseit mutatja be (1. ábra).

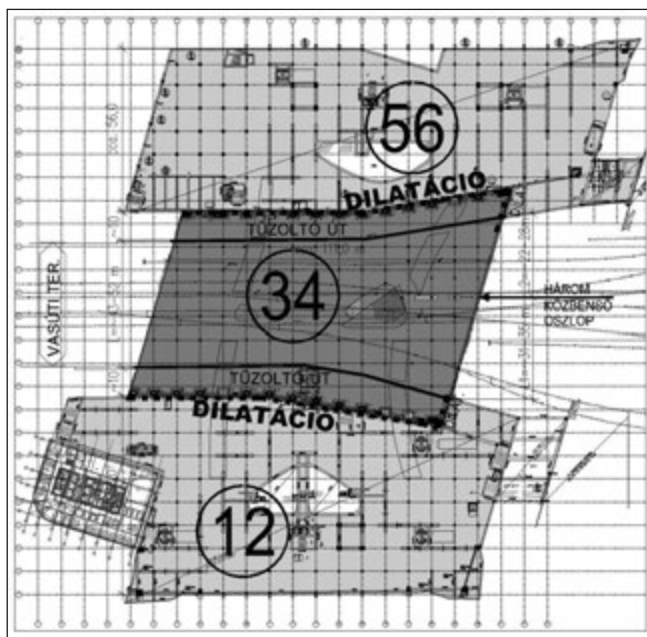
Az építészeti koncepcióhoz és funkcióhoz igazodva a vasút fölött két szinten kellett összeköttetést biztosítani a vasút menti két épületszárny között, az 1. és a 2. emeleten.

A vasúti területen elhelyezhető három alátámasztó oszlopot is figyelembe véve az áthidaló szerkezet fesztávolsága 43,0 és 52,0 m között alakul. A vasúti vágányokkal párhuzamosan a tervezett áthidaló épületrész hossza eléri a 110 m-t.

Az áthidaló 34 jelű épületrész elsősorban tartószerkezeti, másodsorban funkcionális okokból nem közvetlenül a vasúti terület határán van dilatációval elválasztva az északi és déli épületrészekről, hanem azzal párhuzamosan kb. 10-10 m-re a csatlakozó épületszárnyakba mélyítve. Ezen 10 m széles sávon kellett elhelyezni a tűzoltó és mentési közlekedési útvonalat, amelyről a vasúti területhez előírt sűrűséggel hozzáférést kellett biztosítani, valamint az áthidaló épületrész keresztirányú merevítését.

A kétszintes épület áthidalás járószintjeit a csatlakozó épületszárnyak szintjeihez kellett igazítani, továbbá az áthidaló alatt követelmény volt az előírt vasúti ürszelvény szabadon tartása. Az emeletmagasság az egyes szinteken 5,50 – 6,0 m között változik, a vasút részére minimum 7,0 m magas ürszelvényt kellett biztosítani. A vasúti terület alatt későbbi alagút építésének a lehetőségét biztosítani kellett.

A kereskedelmi funkció minél rugalmasabb alakíthatósága érdekében a két átjáró szinten a függőleges oszlopok a csatlakozó épületszárnyak rendszeréhez igazodóan minimum 8,0 x 8,0 m raszterben voltak elhelyezhetőek, és az egyes szinteken áthaladó ferde rácsrudak, falak, stb. elhelyezését minimalizálni kellett az alaprajzi kötöttségek csökkentése érdekében.



1. ábra: Helyszínrajz

Az áthidaló épületrész 2. emelete fölötti tetőszerkezete íves felületű fémlemezfedést kapott, amely csak térelhatároló funkciót tölt be, nem járható kialakítású, gépészeti berendezés nem került rá, hogy az acél tetőszerkezet gazdaságosabban legyen megvalósítható.

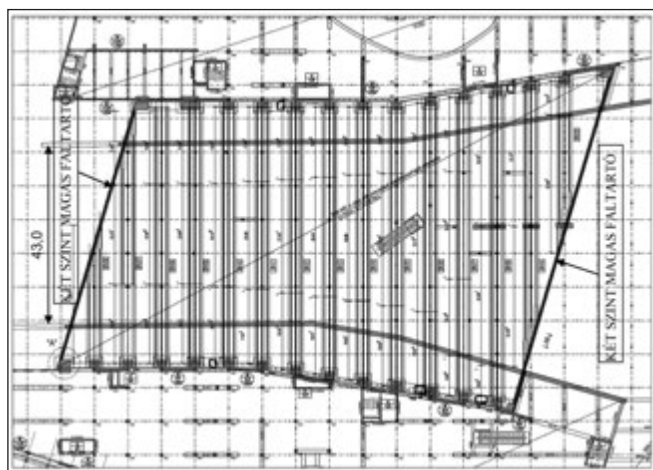
A geometriai kötöttségeken túl meghatározó kiindulási körülmény volt a tervezés során a nagy, $a_g=0,25g$ tervezési talajgyorsulás érték.

2. AZ ALKALMAZOTT ÁTHIDALÁSI MEGOLDÁS BEMUTATÁSA

2.1 Tartószerkezeti koncepciók

A koncepció tervezési fázisában a vasút fölötti áthidalás kialakítására számos tartószerkezeti változatot vizsgáltunk, amelyek címszavakban a következők voltak:

- Ívhíd szerkezet
- Kétszintes rácsos tartós szerkezet
- Kétszintes Vierendeel-tartós szerkezet



2. ábra: Előregyártott szegmens elemekből összefeszített szekrénytartók alaprajzi elrendezése az 1. emeleten.

- Tető rácsos tartóra függesztett acélgerendás födémek
- Kéttirányú gerendarács szintenként
- Tető rácsos tartókra függesztett vasbeton gerendás födémek
- Szintenként feszített vasbeton szekrénytartós födémek
- **Választott megoldás:** utófeszített szekrénytartós födém + monolit síklemez födém + acél tető rácsos tartók kombinációja

Az áthidalási változatok közül sok esetben a szerkezeti elemek komoly építészeti és használatbeli akadályokat jelentettek, ezért azokat elvetettük. A megmaradó alternatív megoldások közül a beruházó az utolsó kombinált megoldás mellett döntött, figyelembe véve a megvalósíthatóságot és az építési költségek kiemelt fontosságú szempontjait.

2.2 Az áthidalás kialakításának általános ismertetése és az építés módja

Az 1. pontban ismertetett helyszíni viszonyok és költöztetések mellett a leggazdaságosabb és az építészeti funkcióhoz leginkább illeszkedő és megépíthető áthidalási megoldásnak egy utófeszített szekrénytartós födémről, monolit síklemez födémről és acél rácsostartókból kombinált többszintes szerkezet mutatkozott. Ez a megoldás nemcsak a nyílás áthidalását oldotta meg, hanem szerves részét képezte az épületrésznek és elősegítette a merevítés megoldását is (2, 3. és 4. ábra).

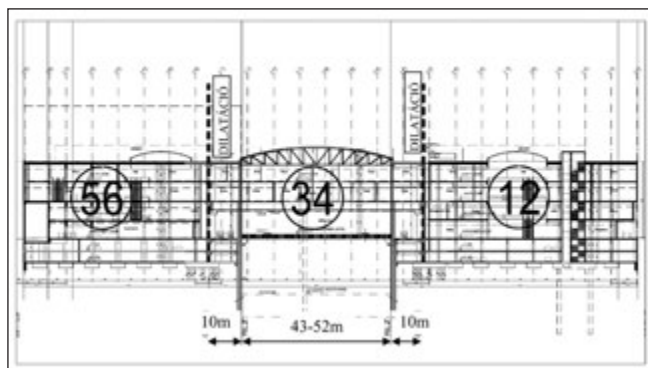
Az áthidalás merevítéséhez sarokmerev keretrendszert hoztunk létre, amelynek részei a minden szinten kialakított keretek, valamint a vasúti területet lehatároló vb. falak és az 1. emelet feletti többtámaszú szekrénytartók is (mint keretgerendák az épület két oldala között) (2, 3, 4. ábrák).

A következőkben elsősorban az 1. emeleti szinten tervezett előregyártott utófeszített szekrénytartós födémrendszer kialakítását és tervezésének lépéseit mutatjuk be.

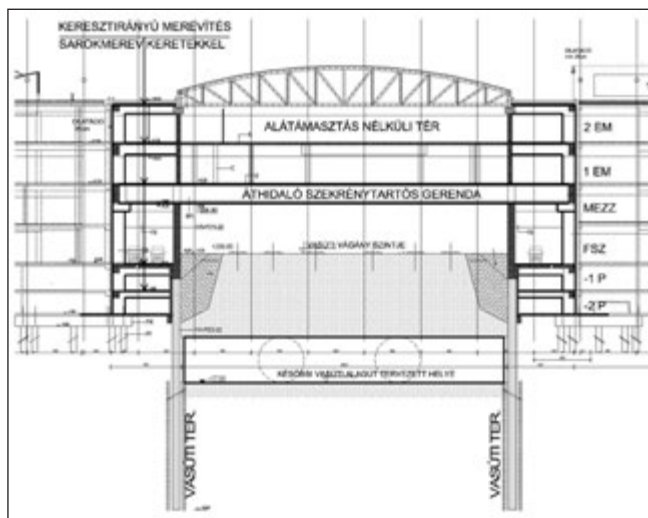
Közvetlen a vasút fölött az 1. emelet szintjén az áthidalás többtámaszú szekrényes keresztmetszetű keretgerendákkal történt. A gerendák nem csak az 1. emelet terheit, hanem a 2. emeleti síklemez födém terheit is hordják, amelyek a 8,0 m-enként elhelyezett oszlopok által adódnak át. (2, 3. és 4. ábrák).

A keretgerendákat - alkalmazkodva a déli és északi csatlakozó épületrészek raszter osztásához - 8 m-enként helyeztük el, és az azonos ritmusban tervezett merevítő keretek részeként az épületrész keresztirányú merevítésében is részt vesznek. Az épület építészeti kialakítása miatt a szélső két-két szekrénytartó egyik végének megtámasztását a vasúti területet „ferdén” áthidaló monolit vasbeton faltartókkal oldottuk meg.

A gerendák magasságára legfeljebb $h=2,70$ m állt rendelkez-



3. ábra: Teljes épület keresztmetszete



4. ábra: Áthidaló épületrész (34) tartószerkezeti keresztmetszete

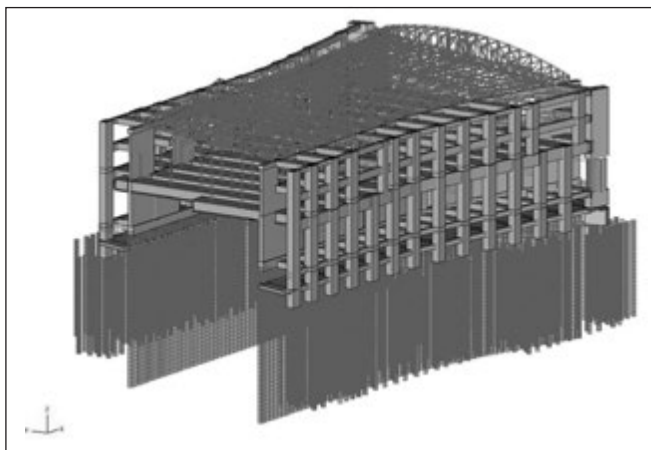
zésre, amit – figyelembe véve a környezeti kötöttségeket (pl. jövőbeni alagutat, változó alaprajzi hosszúságokat) – a 43-52 m fesztáv mellett ki kellett használnunk. A szekrény keresztmetszetű kialakítás a tartószerkezet önsúlyának csökkentését célozta, és tartónként három gerinccel (két cellával) terveztük.

Mivel a működő vasútvonalak területén minimalizálni kellett az állványozási munkálatokat, ideiglenes alátámasztás elhelyezése csak két vonalban volt engedélyezett a vasúti területen belül, és elvárás volt, hogy az itt tervezett munkálatok a lehető legrovidebb idő alatt elvégezhetőek legyenek, ezért a szekrénytartós födém monolit építésére nem lehetett gondolni. Az építési mód meghatározásánál tekintettel kellett lennünk a déli és északi épületszárny kialakítására és annak építési ütemezésére is.

A tartók előregyártott építésével kiküszöbölhető ugyan az állványozás jelentős része, de az átlagos 45 m-es fesztávon egy hárombordás szekrénytartó súlya födémlemez nélkül eléri a 300-400 tonnát, aminek mozgatása, beemelése szinte lehetetlen. Amennyiben a szekrénytartót három $L=43-52$ m hosszú fordított T keresztmetszetből állítanánk össze, egy-egy tartó tömege még akkor is 100-140 tonnára adódna, aminek beépítése a magasépítési kivitelezésben használatos toronydarukkal nem lehetséges, miközben két oldalról épületszárnyak helyezkednek el. Emellett a kb. 45 m hosszúságú tartók szálítása is problémát okozna.

Mindezen okok miatt úgy döntöttünk, hogy a szekrény keresztmetszetű tartókat, amellet hogy három fordított T keresztmetszetből állítjuk össze, hosszirányban is három nagyhosszúságú szegmensre bontva gyártatjuk. Ennek egy-egy darabja már csak legfeljebb 40-70 t önsúlyú.

A szegmensnek két-két illesztési helyét a tartók hossza mentén úgy határoztuk meg, hogy azok végleges állapotban a tartók nyomatóéki nullpontjai közelébe essenek és az illesztések



5. ábra: Áthidaló épületrész tartószerkezet statikai váza (a vég-diafragma falak és 2. em. földem nélküli ábrázolás)

alatt elhelyezhetőek legyenek a vasúti területen az ideiglenes támaszok. (7. ábra).

A szegmensek a hidépítési gyakorlatban alkalmazottnál hosszabbak, 18-30 m hosszúságúak. A szegmensek egy tartóvá integrálását ívesen vezetett utófeszített kábelekkel érjük el, az illesztésnél alkalmazott ragasztás és „csavarozott - feszített” kapcsolat mellett.

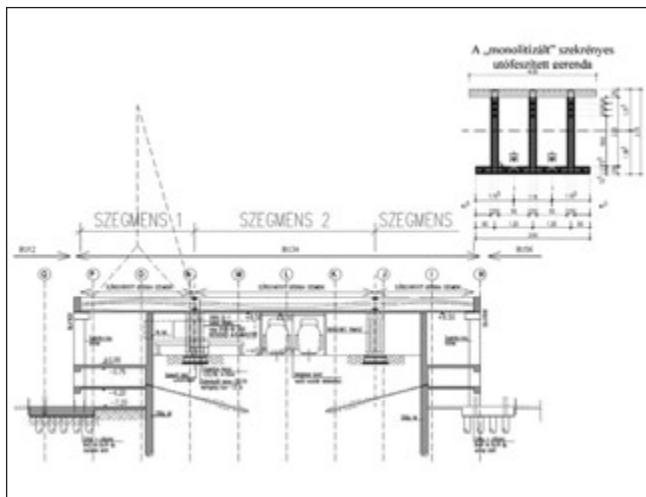
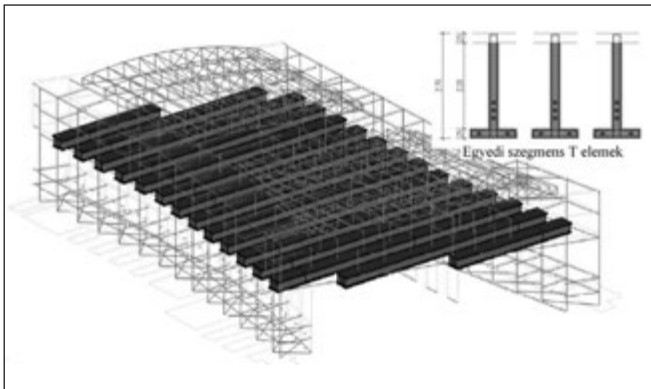
A tervezés során felmerült még, hogy az áthidaló tartók építése „hidépítési” módszerekkel pl.: betolósos módon, vagy „óriási portál daru” segítségével hogyan lenne megvalósítható. Azonban itt nem a hidépítésben szokásos „vonalas szerkezet” építésről van szó, hanem 15 áthidaló tartó építéséről, ami a szükséges segédeszközöket megdrágítja és az építési időt rendkívüli mértékben megnöveli, ez az épület többi részének építését is akadályozza és gazdaságtalanná teszi.

3. AZ ALKALMAZOTT ÁTHIDALÁS MEGOLDÁS KIALAKÍTÁSÁNAK RÉSZLETEI, FŐBB MÉRETEZÉSI KÉRDÉSEI

Az előző pontban (2.2 pont) ismertettük, hogy a vasút áthidaló épületrész tartószerkezeti váza egy sarokmerev keretrendszer, amelynek az 1. emeleti szintjén $h=2,70$ m magas utófeszített szekrénytartók, (mint többtámaszú keretgerendák) biztosítják a 43-52 m fesztávú vasúti terület feletti áthidalást.

A keretrendszer egyik függőleges elemét – az áthidaló épület teljes magasságában – a 8 m-enként elhelyezett cca. $2,70 \times 1,80$ m szekrény keresztmetszetű oszlopok alkotják, amelyek cölöpökkel aláfogott fejtömbökről indulnak.

6. ábra: Szegmens elemekből szekrénytartókká összeépített utófeszített gerendák az 1. emeleten



7. ábra: Áthidaló épületrész utófeszített szekrénytartók szegmens elemeinek beemelése és összeépítésük

A keretgerendák másik függőleges megtámasztását a vasúti terület határa mentén végigfutó $v=100$ cm vastag vasbeton fal adja, ami részfalról indul. A szekrényes oszlopokhoz és falhoz minden egyéb földem szinten 2-2 dupla monolit keretgerenda kapcsolódik. (4. ábra)

3.1 A szekrénytartós gerenda kialakítása

A hárombordás (kétcellás) $10 + 43-52 + 10$ m hosszúságú szekrénytartók legfeljebb kb. 30 m hosszú, fordított T keresztmetszetű, előregyártott elemekből készülnek. Az 1,2 m övszélességű és 2,45 m gerincmagasságú T keresztmetszetű elemek alsó öve és gerince is csupán $v=25$ cm vastagsággal készül az önsúly minimalizálása érdekében. A szekrény felső öve helyszíni betonozással alakul ki. (8. ábra)

Hosszirányban az egyes fordított T keresztmetszetű gerendákat három szegmens elemből állítják össze. Az illesztési helyeket a gerendák nyomatóki nullpontja közelében jelöltük ki, egyben figyelemmel a vasúti területen az ideiglenes alátámasztási lehetőségekre. A szegmensek között kb. 1-2 mm széles ragasztott (epoxi) fugákat alakítunk ki, amelyekben a ragasztás mellett további mechanikai kapcsolatot is terveztünk.

A szegmensekből összeállított gerenda folytatódó tartóként való működését, „monolitikus” viselkedését és a ragasztási keresztmetszetben további nyomófeszültség kialakulását az eddig ismertettek mellett az alkalmazott öt feszítőkábelből kettőnek már ebben a szerelési fázisban történő megfeszítésével is fokoztuk.

3.2 Az előregyártott elemek közötti kapcsolatok működése

A három független, fordított T keresztmetszetű tartóból tényleges szekrénytartó kialakításához a következő kapcsolatokat terveztük az egyes elemek között: (8. b. és c. ábra)

1. Az előregyártott tartók alsó övének felső síkján a tartóelemek teljes hosszában 10×12 cm méretű kihagyások készülnek, melyekben a szomszédos tartókat összevasalva, majd kibetonozva biztosítottuk a monolitikus együttműködésüket (8. a. ábra)

2. Hosszanti irányban a szegmensek közötti illesztési hézagoknál a kapcsolatokat a felületek ragasztásával, továbbá a szegmensek végein, a helyszínen kialakított bordákba helyezett hosszanti és keresztirányú Dywidag-rudakkal biztosítottuk.

3. A szekrénytartók felső öve a $v=25$ cm vastag földemlemez helyszíni betonozásával alakul ki, amelynek az együtt-

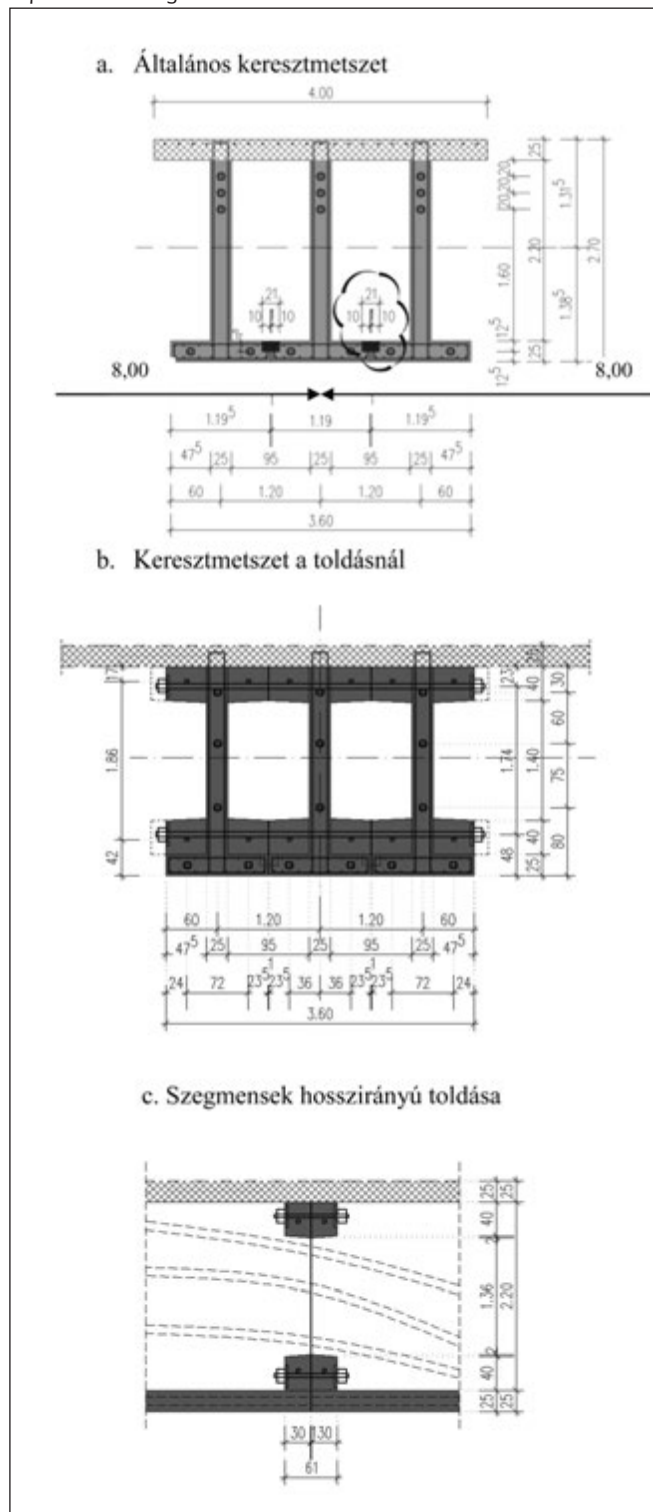
dolgozását a tartók gerincéből kiálló kengyelezés biztosítja

4. A tartóelemek keresztirányú együttdolgozását a kb. 8,0 m-enként beépített monolit diafragmákkal is elősegítettük (9. ábra), mivel a felette lévő szintről oszlop támaszkodik rá. A diafragmák $v = 50\text{--}80\text{ cm}$ vastagsággal készülnek, az előregyártott elemek alsó övéhez és gerincéhez kihajtható vasalással csatlakoznak.

5. A szegmensekből álló gerenda folytonos tartóként való működését elsősorban az utófeszített kábelekkel értük el.

A gerenda tartókra kerülő födémlemeznek fontos tartószerkezeti szerepe az, hogy a három független T keresztmetszetű tartót egy zárt szekrény keresztmetszetű tartóvá alakítja, valamint a földrengés, illetve szélterhek következtében fellépő vízszintes erők továbbítására szolgál mint vízszintes tárcsa,

8. ábra: Szekrénytartó keresztmetszete, hosszanti és keresztirányú kapcsolatok a szegmens toldásánál



ami a merevítő keretekre és a hosszirányú vasbeton falra adja át terhét.

A vasúti területen történő állványozás és zsaluzás elkerülése érdekében a födém előregyártott, feszített, felülbordás zsalupanelek és monolit felbeton kombinációjával készül. A zsalupanel és monolit felbeton közötti együttdolgozást trigonrács vasalás biztosítja. A födém teljes vastagsága $v = 25\text{ cm}$.

A felbeton statikai és építéstechnológiai okok miatt több ütemben készül. Az első ütemben a támasz feletti szakaszok kimaradnak a betonozásból egészen addig, amíg az összes feszítőkábel megfeszítik, majd ezt követően e szakaszok bebetonozásával alakulnak ki a többtámaszú szekrénytartók.

3.3 A szekrénytartó gerenda feszítőkábele

A szekrénytartó egy-egy fordított T keresztmetszetű előregyártott elemének méreteit úgy állapítottuk meg – több iterációs lépésen keresztül – hogy a végleges állapotban szükséges öt feszítőkábel elhelyezhető legyen. Végleges állapotban a legnagyobb gerenda nyomatók tervezési értékét figyelembe véve öt $19 \times 150\text{ mm}^2$ keresztmetszetű hét eres feszítőkábel alkalmazására volt szükség (8. ábra).

A kábelkép szintén egy iterációs folyamat végeredményeként alakult ki a 10. ábrán bemutatottak szerint. Az iteráció első lépéseként kialakítottunk egy ívesen vezetett kábelképet, amely a végleges állapot nyomatóki ábráját követte, és teherbírási határállapotban alkalmas volt a fellépő nyomatók felvételére. Majd a tartó jellemző szakaszain ellenőrizve a keresztmetszetekben fellépő feszültségeket és elmozdulásokat, továbbá vizsgálva az építési állapotokat, finoman hangoltuk és pontosítottuk a kábelképet és a feszítési sorrendet is.

Következő lépésként az építési állapotban lehetséges kábelrendezést vizsgáltuk.

Építési állapotban (állványra helyezve) felső öv híján a „tartót eltörné” az öt kábellel bevitt feszítőerő, továbbá vízszintes (keresztirányú) merevségük sem elegendő az aszimmetrikus megfeszítésre, ezért ekkor csak két kábel megfeszítése vált lehetővé, amelyek a tartó szimmetria tengelyében helyezkednek el.

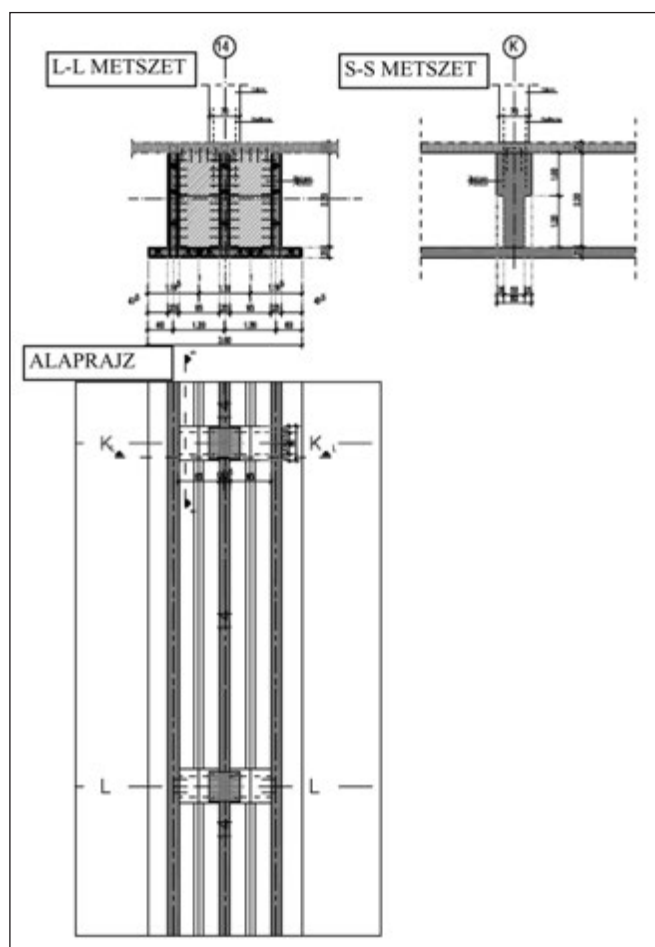
A további kábelek megfeszítése a szekrénytartók monolitikus összeépítése és az 1. emeleti födémlemez megépítése (kivéve a támasz feletti szakaszokat) után történik.

3.4 A szekrénytartókból és oszlopokból kialakított keretszerkezet

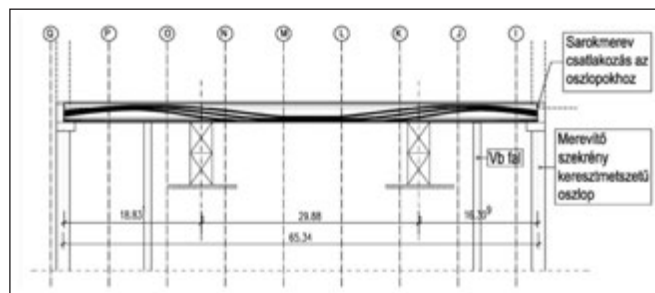
Az építési állapotban a szekrénytartó mind a közbső vb. falakon, mind a szélső alátámasztásnál a szekrényes oszlopon csúszó kapcsolattal van alátámasztva, a feszítésből származó vízszintes mozgások kényszermentes lejárásának érdekében.

A kábelek teljes megfeszítése után történik meg a födémlemez támaszok feletti bebetonozása, valamint a tartók sarokmerev csomópontjának kialakítása a keretekhez kapcsolódóan és lekötése a közbső támaszt jelentő hosszirányú vasbeton falakhoz.

A jelentős földrengés terhek miatt kiemelt jelentősége van az áthidaló épületrész merevítésének. A vasúti terület mellett tervezett keresztirányú vasbeton keretekbe az áthidaló szekrénytartók sarokmerev bekötése, valamint a hosszirányú vasbeton falakhoz való lekötés a szerkezeti rendszer működésének elsődleges feltétele. Ezen összeépítések miatt a nagy feszítávolságú áthidalás nem mint „hagyományos hídszerkezet”, hanem mint egy hídfővel egybeépített „integrated bridge” működik. Ennek következménye, hogy a merevítő rendszerre és alapozására a



9. ábra: Diafragma a terhelő oszlopok alatt a szekrénytartóban



10. ábra: Feszítőkábelek hosszi elvezetése

külső erőkn kívül az összes belső kényszererő is hat, úgymint zsugorodás, hőmérsékleti teher stb.

A merevítő rendszer méretezése során ezért figyelembe vettük az összes belső kényszererőt is. Ezen sarokmerev kialakítású szerkezetnél a földrengéshatás miatt a csatlakozó „rúdelemeket” a kapacitás tervezés szabályai („törés nem az oszlopban, hanem a gerendában lépjen fel”) betartásával méreteztük.

3.5 A szekrénytartós gerenda elemek erőtani vizsgálatai a végleges állapotban

3.5.1 Igénybevételek meghatározása a jellemző keresztmetszetekben: mezőközép, közbelső támasz fölött, szegmensillesztéseknél

Az igénybevételek meghatározására az áthidaló épületrész végleges teljes összeépítettségét tükröző 3D végelelemes modellt készítettünk. (11. ábra)

A modellben az egyes szerkezeti elemeket (rúdelemeket, héjelemeket) a tervezett teljes betonkeresztmetszetükkel vettük

figyelembe. A számítás során az MSZ-EN 1998 és MSZ-EN 1992 szabványoknak megfelelően a beton keresztmetszetek berepedeztettségének hatását a merevségük megfelelésével vettük figyelembe, amit a modellben a beton rugalmassági modulusának 50%-ra csökkentésével értünk el.

A modellben a rúdelemek kapcsolatainál a sarokmerevnek tervezett „keretsarok” csomópontokat „befogott” csomópontként modelleztük, a többi rúd csatlakozási csomópontot (amely jelentős nyomaték felvételére nem alkalmas) a biztonság javára tett közelítéssel csuklós csomópontként vettük figyelembe.

A számítási modellben tervezett alapozásra a talajmechanikai szakvéleményben megadott statikus, illetve dinamikus talajrugókat alkalmaztuk, így az alapozás és a talaj merevsége is tükröződik a meghatározott igénybevételekben.

Az ismertett modell segítségével három független vizsgálattal határoztuk meg

- a statikus külső teherkombinációkból származó igénybevételeket : ULS, SLS
- a szeizmikus teherkombinációkból származó igénybevételeket
- a feszítésből mint helyettesítő külső erőkből származó igénybevételeket

A vasutat áthidaló szekrénytartók esetében az igénybevételek tervezési értékét a

- külső erők ULS, SLS kombinációinak igénybevételei + a feszítésből származó igénybevételek, vagy
- a szeizmikus teherkombinációk igénybevételei + a feszítésből származó igénybevételek adták.

Az igénybevételek tervezési értékét négy mértékadó tartókeresztmetszetben számítottuk (12. ábra):

1. keresztmetszet: mezőközépen
2. keresztmetszet: közbelső támasz fölött
3. keresztmetszet: keretsarok csatlakozásánál
4. keresztmetszet: szegmensek illesztési keresztmetszetében.

A szekrénytartó méretezése szempontjából az 1 – 2 – 4 keresztmetszetekben az ULS teherkombinációkból adódtak a maximális igénybevételek, a keretsarok (3. keresztmetszet) esetében a szeizmikus kombinációk voltak a mértékadóak.

3.5.2 Igénybevételek külső hatásokból

A számított igénybevételek nagyságrendjeinek érzékelte céljából a 12. ábrán bemutatjuk a tartó nyomatéki burkoló ábráját ULS teherkombinációkban, kiegészítve a keretsarok nyomatékkal szeizmikus teherkombinációkban. A nyomatéktérképekben a feszítés hatását még nem vettük figyelembe.

Az 1. keresztmetszetben mezőközépen: $M_{Ed} = 55\,000\text{ kNm}$

A 2. keresztmetszetben támasz fölött: $M_{Ed} = -67\,700\text{ kNm}$

Nyíróerő tervezési értéke (feszítés nélkül)

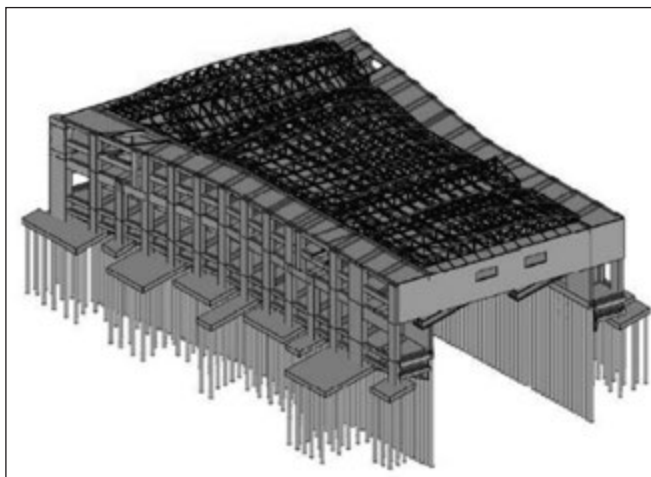
Az 1. keresztmetszetben mezőközépen: $V_{Ed} = 1323\text{ kN}$

A 2. keresztmetszetben támasz fölött: $V_{Ed} = 9213\text{ kN}$

Az igénybevételek nagysága jó 10-15-szöröse a magasépítésben előforduló kiváltó gerendák igénybevételeinek, már-már a hídépítésben előforduló nagyságrendeket is megközelíti.

A 12. nyomatéki ábrán a feszítőkábelek vonalvezetését is feltüntettük, így könnyebben nyomon követhető, hogy milyen szempontok szerint alakítottuk a kábel elrendezést a végleges nyomatéki ábrákhoz, nevezetesen

- az íves vezetésű kábelek inflexiók pontját a nyomatéki nulla hely környezetébe (ideiglenes támasz) helyeztük el,
- a kábel hullám legalsó pontja mezőközépre került,
- a kábel hullámok legfelső pontja a közbelső támasz (vb. fal) fölé került,



11. ábra: Áthidaló épületrész tartó szerkezeti modellje a diafragma végfállal

- a kábel vonalvezetésénél figyelembe vettük még a gyártó által megadott minimális hajlítási sugarat.

A kábelek excentrikus helyzete és az irányváltási erő is a külső erőkből származó igénybevételekkel ellentétesen hat, csökkentve ezek hatását.

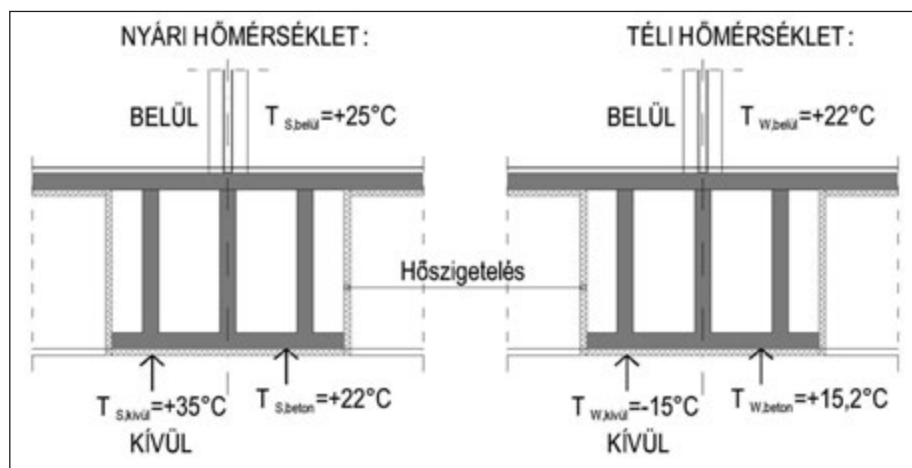
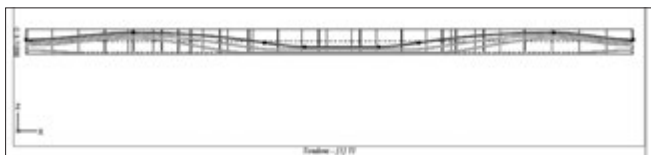
A számítás során meghatároztuk a szekrénytartókat terhelő, egy időben ható nyomatékokat és nyíróerőket függőleges és vízszintes síkban, normálerőket és csavaró nyomatékokat. Az ellenőrzés ezen igénybevételek interakciójára is kiterjedt.

3.5.3 A feszítőerők és hatásuk

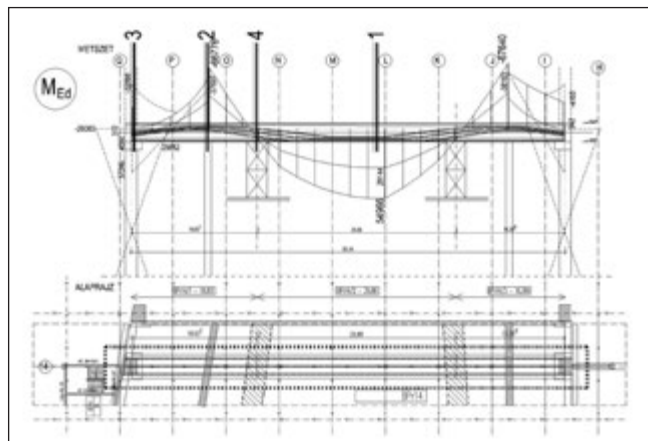
A szekrénytartókra ható feszítőerőket helyettesítő külső teherként vettük figyelembe. A helyettesítő erőt a végelemes programban a tartó szerkezeti váz megadásán túl a kábel geometria és paraméterek, a feszítési időpontok és sorrend, a terhelési időpont és fellépő veszteségek figyelembe vételével határoztuk meg (13. ábra).

A feszítési veszteségeket a helyettesítő terhek számítása során levontuk a feszítőerő kiindulási értékéből. A számított rövid távú veszteség a lehorgonyzási, a súrlódási és a beton rugalmas összenyomódásából, míg a figyelembe vett hosszú

13. ábra: Feszítőkábelek oldalnézeti képe a végelemes modellben



14. ábra: Téli-nyári hőmérsékletváltozás hőmérséklet értékei



12. ábra: A szekrénytartó nyomatéki ábrája

távú veszteség a relaxációból, kúszásból és zsugorodásból származik.

Az előző pontban bemutatott külső erőkből származó nyomatékok tervezési értéke a feszítés hatására az 1. és 2. keresztmetszetben a következőképpen módosult:

Az 1. keresztmetszetben mezőközépen:

$$M_{Ed} = 55\,000 - 16\,523 = 38\,477 \text{ kNm}$$

A 2. keresztmetszetben támasz fölött:

$$M_{Ed} = -67\,700 + 19\,559 = -48\,141 \text{ kNm}$$

3.5.4 A hőmérsékleti hatás

Az áthidaló épületrészre jelentősebb hőmérsékleti (egyenletes, egyenlőtlen) teher csak az építési állapotban hat, amire külön ellenőrző számítást készítettünk.

Végleges állapotban az épületrész több mint 12 cm vastag hőszigetelést kap kívülről, belül minimális hőingadozás várható, így végleges állapotban az erre való méretezés részletes ismertetésétől eltekintünk, csak a figyelembe vett hőmérsékleti terhet és a számítás főbb következtetéseit ismertetjük.

A független ellenőrző számításban a téli-nyári hőmérséklet-változás hatását a következő téli és nyári külső-belső hőmérsékletekkel modelleztük, lásd 14. ábrán.

A hőmérsékletváltozást a $T=10^\circ\text{C}$ építési hőmérséklethez képest egyenletes, egyenlőtlen hőmérséklet változásként és a két eset kombinációjaként is modelleztük.

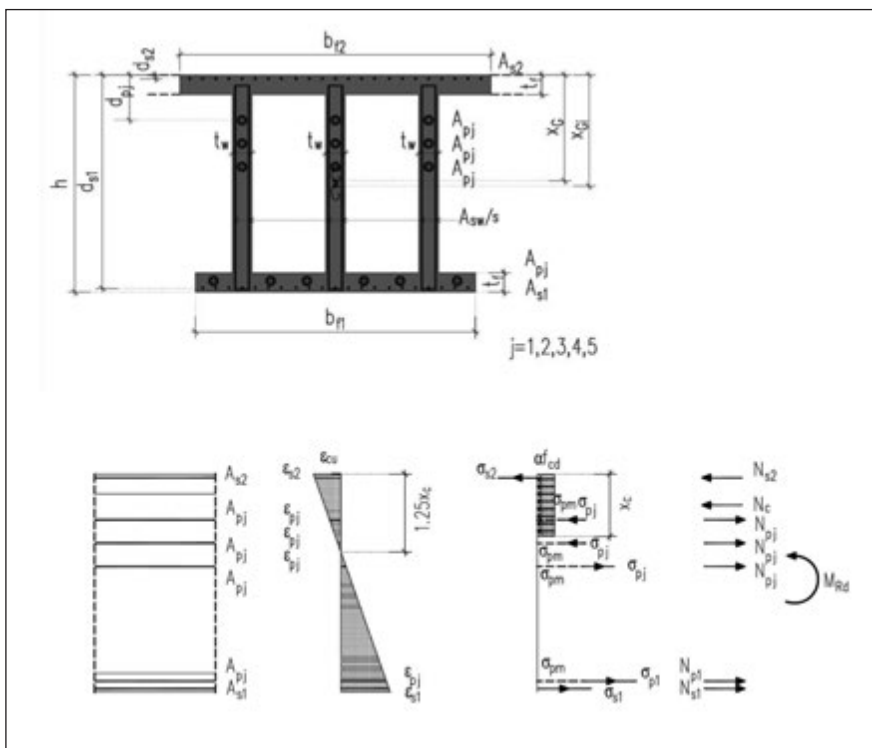
A tartó maximális hosszváltozása a hőmérséklet-változás hatására: 6 mm.

A hosszváltozásból a keretsaroknál az oszlopban keletkező maximális nyomaték $M_{Ed}=20\,000 \text{ kNm}$, amely kisebb, mint a szeizmikus teherkombinációkból adódó (nem egyidejű) nyomaték, így a tervezett keretsarok hőmérséklet-változás hatására is megfelel.

Az egyenlőtlen hőmérséklet-változásból a tartó egyes vizsgált keresztmetszeteiben adódó többlet nyomatékokat az ULS teherkombinációk számítása során figyelembe vettük, így az előzőekben ismertetett nyomaték értékek ezt tartalmazzák.

3.5.5 Méretezés, ellenőrzés ULS, SLS állapotra

Az utófeszített szekrény keresztmetszetű tartók részletes ellenőrző számítását, méretezését az előzőekben ismertetett 1 - 4 jelű keresztmetszetekben hajtottuk végre, a többi tartókeresztmetszetben az igénybevétel kombinációk nem mértekadóak.



15. ábra: Keresztmetszeti jellemzők, külső-belső erők

Az egyes keresztmetszetekben az ellenőrzést az MSZ EN 1992-1-1:2010 szabvány előírásainak megfelelően a teherbírási határállapotban (ULS) és a használhatósági határállapotban (SLS) végeztük el, figyelembe véve a statikus és szeizmikus teherkombinációkat.

- Ellenőrzés az ULS max igénybevételeknél M , V , T , $V+T$,

Az ellenőrzés során meghatároztuk a tartó nyomatéki ellenállásának (M_{Rd}), nyírási ellenállásának (V_{Rd}), csavarási ellenállásának (T_{Rd}) tervezési értékeit, és repesztő nyomatékát (M_{cr}).

Majd az előzőekben meghatározott igénybevételek tervezési értékével (E_d) összehasonlítva, figyelembe véve a nyírás és csavarás interakcióját is, igazoltuk a tartó megfelelőségét a teherbírási határállapotban.

Az ellenőrzésnél a keresztmetszeti jellemzők és belső erők rendszere a 15. ábrán látható.

- A használhatósági állapotban (SLS) lehajlás, repedéstágasság, feszültségek ellenőrzése

Az egyes tartók esetében ellenőriztük a lehajlást $L/300$ határértékkel, a repedéstágasságot, $w=0,2$ mm határértékkel.

Továbbá ellenőriztük az MSZ EN 1992-1-1 által előírt feszültség korlátozási értékek teljesülését a szélsőségekben és feszítőbetétekben, így a beton nyomófeszültségét és a kábelben fellépő húzófeszültség-korlátok teljesülését igazoltuk. A szegmens elemek csatlakozási helyén a teljes keresztmetszet nyomott maradt, húzás nem lépett fel.

- További lokális vizsgálatok

A tartóvégek esetében részletesen vizsgáltuk: a kábel lehorgonyzási helyeket (hasítás, pecsétnyomás, feszültséghatárolás stb.), továbbá a szegmens elemek illesztési keresztmetszeteit, a tartók csatlakozását a közbelső támaszhoz és keretsarokhoz.

Ezen vizsgálatok közül a szegmens elemek illesztésének ellenőrzését mutatjuk be a következőkben, mint az utófeszített tartó működése szempontjából komoly jelentőséggel bíró keresztmetszetnek.

Szegmens elemek csatlakozásainak ellenőrzése nyírásra

Az illesztési csomópont geometriai kialakítását a 16. ábra mutatja be. A keresztmetszet nyírási teherbírása függ

- a két szegmens elem felületét összeragasztó Sikadur-31 CF kétkomponensű műgyanta ragasztóhabarcs és a betonfelületek tapadásától, nyírási teherbírástól,
- az összekapcsoló Dywidag-rudak nyírási teherbírástól (csaphatás),
- a keresztmetszetben kialakuló nyomófeszültség hatására létrejövő súrlódó erőttől,
- a nyomott rácsrúd teherbírástól.

A felsorolt komponensek nyírási teherbírást figyelembe véve meghatároztuk a nyírási teherbírási tervezési értékét, majd összehasonlítottuk a keresztmetszetben fellépő nyíróerők tervezési értékével.

A keresztmetszetben ellenőriztük a fellépő szélsőséges feszültségeket is:

- egyrészt, hogy ne lépjen fel húzás a keresztmetszetben
- másrészt, hogy a fellépő nyomófeszültség ne haladja meg a beton nyomószilárdságát

A végrehajtás részleteit a 17. ábra ismerteti.

A cikk terjedelmi keretei nem teszik lehetővé, hogy a gerenda és oszlop sarokmerv összeépítését, valamint ezen elemek kapacitásvizsgálatát bemutassuk, ami a teljes keretszerkezet vízszintes erőkkel szembeni állékonyságának vizsgálatánál kiemelt jelentőségű. Megemlítjük, hogy itt a földrengés tervezési követelmények teljesítéséhez kapacitás tervezés szükséges.

3.6 Az építési állapot hatása a végleges kialakításra, elvégzett vizsgálatok

Az építési állapotok vizsgálatai jelentősen függenek a gyártás, a szállítás, a szerelés technológiájától, ami nagy mértékben múlik a kiválasztott kivitelező felkészültségén, lehetőségein, így itt erre részletesen nem térünk ki, csak címszavak szintjén említjük, de a tervezés során ezeket részletesen elemeztük és „visszahatásukat” mind a számításokba, mind a végleges kialakításba beépítettük.

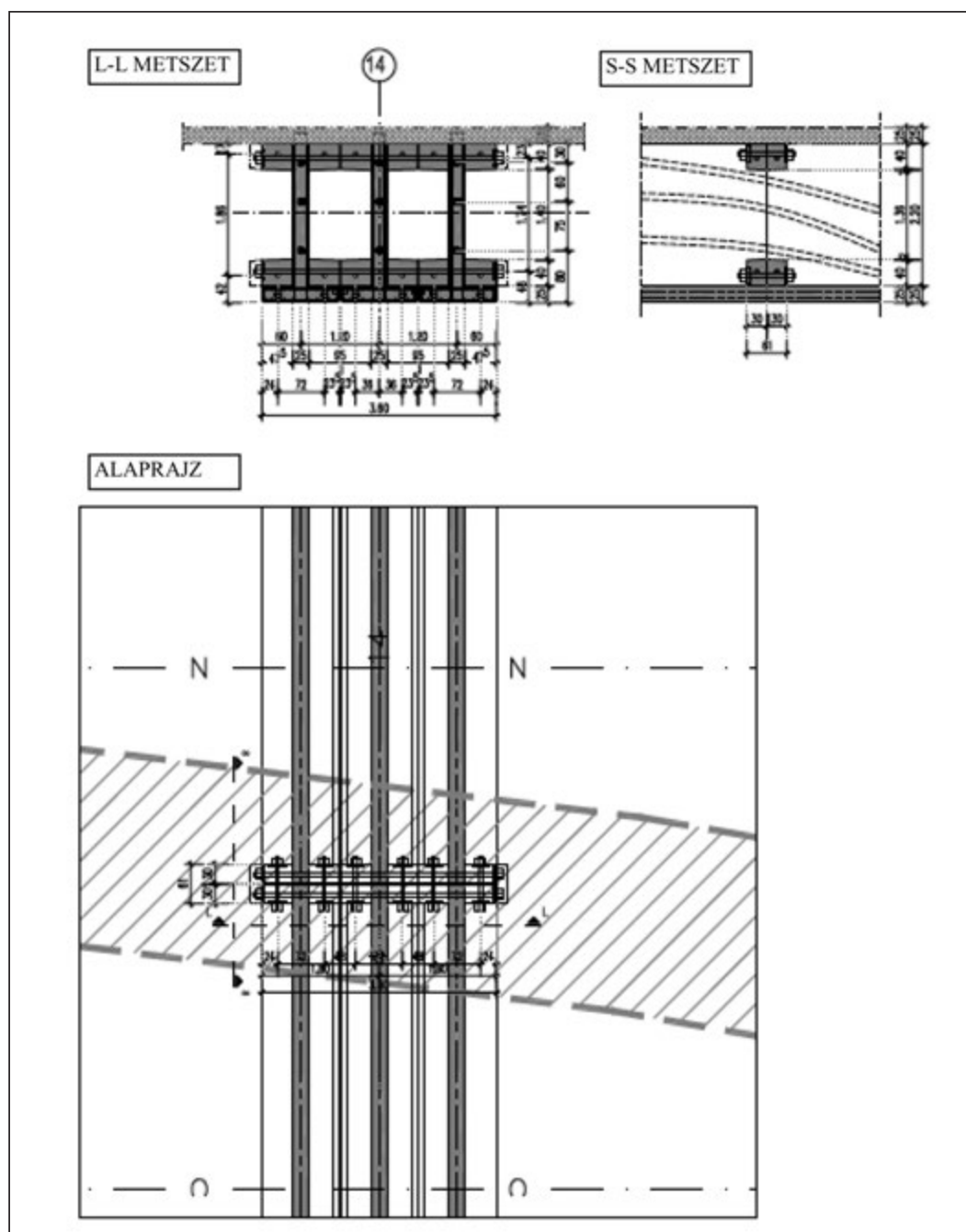
Az általunk elképzelt építési technológia szerint

1. megépülnek a merevítő keretek az 1. emeletig
2. kiszállítják, beemelik a szegmens elemeket ideiglenes alátámasztásokkal az illesztéseknél
3. kialakítják a szegmens elemek közötti kapcsolatokat
4. 2-2 feszítőkábelt megfeszítenek
5. beépítik a diafragmákat
6. elhelyezik a földem zsalupaneleket és részlegesen bebetonozzák a felbetont
7. megfeszítik a további kábeleket
8. rögzítik a tartót a támaszoknál
9. kialakítják a sarokmerv keretsarkot
10. bebetonozzák a támaszvonalon a felbetont
11. megszüntetik az ideiglenes támaszokat.

A végleges állapot vizsgálatai mellett az összes fenti építési fázisban ellenőriztük a tartókat, ami egyes esetekben visszahatott a végleges kialakításra (pl. kábelkép).

A végleges kialakítást befolyásolta még

- a megépíthetőség: biztosítani kell legalább két átmenő vágány forgalmát az építés idejére is



16. ábra: Szegmens elemek csatlakozási csomópontja

- a vasúti területen legfeljebb két ideiglenes (építési) megtámasztó sáv alkalmazható, ami így kb. 10-25-10 m-re osztja a fesztávot
- áthidaló szerkezet maximális emelési súlya ne haladja meg a 65-70 tonnát, az autódaru alkalmazhatósága érdekében.

Az ideiglenes (építési) állapotokban kiemelt jelentősége volt a stabilitásvizsgálatoknak (kifordulás), mivel összeépítés előtt a karcsú, kis merevségű szegmens elemek önmagukban nem rendelkeznek elegendő biztonsággal a kifordulás ellen, ezért a beemeléshez ideiglenes acél merevítő himba alkalmazását terveztük.

4. AZ ALKALMAZOTT ÁTHIDALÓ SZERKEZET ÚJDONSÁGAI

Az előzőekben bemutatott nagy fesztávolságú áthidalási megoldás több tekintetben újdonságot, illetve (főleg a magasépítésben) nem megszokott megoldásokat jelent, amelyek közül kiemeljük a fontosabbakat.

- A hídépítésben sem szokványos, de a magasépítésben ma szinte egyáltalán nem alkalmazott „nagy elemes” előregyártott szegmensekből történt a szekrénytartók összeállítása. Az egyes szegmensek hossza a fesztávhoz viszonyítva $L/4 - L/3$, a hídépítésben alkalmazott $L/10 - L/20$ értékkel szemben. A nagyméretű szegmens elemek alkalmazása, az illesztési kapcsolatok megfelelő kialakításának fontosságát növeli. A hazai hídépítésben fellelt egyetlen hasonló arányú áthidaló szekrénytartó több évtizedes használati tapasztalatai a kialakítás létjogosultságát igazolják. (Apáthy, 1970)

- A jelentős önsúlyterhek és a magasépítésben alkalmazott alacsonyabb daru teherbírás miatt a szekrénytartókat nemcsak hosszirányban, hanem keresztmetszetében is több előregyártott elemből állítjuk össze. A három-három fordított „T” keresztmetszetű elemből, valamint zsalupalló + monolit födémlemezéből állnak össze a kétcéllás szekrénytartók.

- A vasúti területre vonatkozó beépítési korlátozások betartása érdekében az épületrész függőleges megtámasztását és egyben vízszintes merevítést is biztosító keretoszlopok és

hosszirányú vasbeton falak a több mint 43 m szélességű vasúti területen kívül kerültek. Mivel ezen keretek biztosítják az épület vízszintes merevségét, az áthidaló tartószerkezetekkel való összeépítést nem lehetett elkerülni. Így egy „hídfővel összeépített hídhoz” hasonló tartószerkezeti rendszer alakult ki. Ezen kialakítás következménye az volt, hogy a szerkezet minden elemének és az összeépítés csomópontjainak viselni kell a fellépő hőmérsékleti terheket, zsugorodást, kúszást, földnyomást stb. Az összeépítés a magas „hídfőről” (a merevítő keretrendszer kb. 17,0 m magas a pinceszintekkel együtt) a cölöpfőre és cölöpökre átadódó igénybevételeket csökkenti.

- Az áthidaló épületrész végleges kialakítására is visszahatottak a vasúti üzem folyamatos biztosításából származó építési nehézségek, amit tovább bonyolított a két pincszinttel rendelkező szomszédos épület közel egyidejű megépítése. Az áthidaló épületrész függőleges és vízszintes megtámasztását biztosító keretrendszert a szekrénytartók beépítése előtt az 1. emeleti szintig meg kell építeni, ami a vasúti területhez való hozzáférést jelentősen korlátozza. A beépítéshez a hídépítésben használatos bakdarukat, vagy a betolósos technológiát

elvetettük, az aránytalan többlet költségük miatt (ami elsősorban abból származik, hogy jelen esetben nem a hídépítésben szokásos vonalas létesítmény készül), így a magasépítésben használatos daruteherbírásokhoz kellett alkalmazkodni a kialakítással.

- Különleges követelményként jelent meg a tervezés során, hogy az egyes vasúti vonalak terepszint alá süllyesztésének jövőbeli lehetőségét biztosítani kell. Ez akár azzal is járhat, hogy a vasúti területen nyitott munkagödörben készülnek el a leendő alagutak, így az alapozást, merevítő rendszert, pincék munkatér határolását ennek figyelembe vételével kellett méretezni.

5. HIVATKOZÁSOK

Apáthy Árpád (1970), „Újabb feszítettbeton hidak”, *Magyar Építőipar*, 1970. 4. szám

Csiszár Róbert, dr. Nemeskéri-Kiss Géza, dr. Tassi Géza (1968), „Feszítettbeton vasúti híd alakváltozásainak és erőjátékának vizsgálata”, *Mélyépítéstudományi Szemle* 18. évf. 12. sz.

www.hidvizsgalat.hu (2010) – A recski Tarna-híd próbaterhelési eredményei

DESIGN OF LARGE SPAN OVERBRIDGE BUILDING ABOVE RAILWAY TRACKS

József Almási – Bálint Nemes

There is an increasing demand for large span overbridge structures with high loads in architectural engineering beside bridge construction. Our article presents the structural system and design procedure of multi-storey overbridge building with a span of 43-52 m. The main girders are constructed from upside down precast T-shaped segment elements with post-tensioning.

The article discusses the main points of design process of the prestressed box-beam girders from concept design till execution.

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972). 29 éves oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több, mint 200 szakvélemény készítése, 1995 óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben

ELŐREGYÁRTOTT SZEGMENS CSATLAKOZÁSOK NYÍRÁSI ELLENŐRZÉSE

GEOMETRIA

felső beton öv szélessége	$b_{G2} =$	4000 mm
alsó beton öv szélessége	$b_{G1} =$	3600 mm
beton öv magassága	$t_f =$	1000 mm
gerinc vastagság	$t_w =$	250 mm
tartó teljes magassága	$h =$	2700 mm
tartó gerincek tengelytávolsága	$s_w =$	1200 mm
súlypont helyzete	$x_{G1} =$	1308 mm
beton keresztmetszeti terület	$A_c =$	8125000 mm ²
keresztmetszeti tényező, felső	$W_{el,G1,1} =$	5,201E+09 mm ³
keresztmetszeti tényező, alsó	$W_{el,G1,2} =$	4,909E+09 mm ³

BETON

beton szilárdsági osztály	C50/60
nyomószilárdság karakterisztikus értéke	$f_{ck} =$ 50 N/mm ²
nyomószilárdság tervezési értéke	$f_{cd} =$ 33 N/mm ²
Poisson tényező	$\nu =$ 0,3
nyomott beton "rácsrúd" szöge	$\theta =$ 45,0 deg

EPOXI

epoxi ragasztás húzó szilárdsága	$f_{ctd} =$	4,0 N/mm ²
érdességi tényező	$c =$	0,35
nyírási teherbírás	$F_{vR,1} = c \times f_{ctd} \times A_c =$	11375,0 kN

DYWIDAG RUDAK

alkalmazott Dywidag rudak darabszáma	$n =$	12
rudak távolsága a felső szélső száltól	$d_D =$	1265 mm
Dywidag rudak átmérője	$\phi =$	63,5 mm
acél szilárdsági osztálya		555/700 ▼
folyás határ karakterisztikus értéke	$f_{yk} =$	555 N/mm ²
folyás határ tervezési értéke	$f_{ywd} =$	483 N/mm ²
rugalmassági modulus	$E_p =$	2,000E+05 N/mm ²
feszítési feszültség	$f_{pd} =$	500 N/mm ²
feszítő erő rudanként	$N_{pd,1} =$	-1583 kN
összes feszítő erő a keresztmetsztben	$N_{pd,tot} =$	-19002 kN
feszítő erőből származó nyomaték	$M_{pd,tot} =$	-820 kNm
biztonsági tényező	$\gamma_s =$	2
súrlódási tényező	$\mu =$	0,5
görbületi tényező	$k_s =$	1,75
beton teherbírás tényező	$\alpha_G =$	1
egy Dywidag rúd nyírási teherbírása	$F_{vR,dower} = \alpha_G \times \phi^2 \times \nu (f_{cd} \times f_{pd}) =$	511,4 kN
Dywidag rudak teljes nyírási teherbírása	$F_{vR,2} =$	6137,1 kN

17. ábra: Szegmens csatlakozások nyírási ellenőrzése

Palotás díjjal kitüntetve. A BME címzetes egyetemi docense. fib. Magyar tagozatának tagja ,

Nemes Bálint (1976) okleveles építőmérnök (1999), vezető tervező, tartószerkezeti szakértő, műszaki ellenőr, 1999 óta statikus tervező a CAEC Kft-nél.

SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER (FRP) BETÉTEK –

2. TAPADÁST BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK



Solyom Sándor – Dr. Balázs L. György

Az acélbetétek esetén tapasztalható korróziós károsodások miatt megjelentek a nem acél anyagú betétek, amelyeknél az elektrolitikus korrózió kizárt. A vasbetonszerkezetek esetén elengedhetetlen az erők átadása a beton és a beágyazott betét között. Vasbetonszerkezetek beágyazott (acél, ill. nem acél anyagú) betéteinek a tapadása és együttműködése meghatározó jelentőségű a szerkezeti elemek teherbírása és használhatósága szempontjából. A szálerősítésű polimer (FRP) betéteknek, nem csak mechanikai jellemzőik, hanem tapadásuk és tönkremeneteli módjuk is eltér a hagyományos acélbetétektől. Jelen cikkben a szerzők a szálerősítésű polimer (FRP) betétek és a beton együttműködésének a jelenségét mutatják be, valamint néhány, a tapadást befolyásoló tényezőt is ismertetnek.

Kulcsszavak: szálerősítésű polimer (FRP), tapadás, felületi kialakítás, kapcsolati szilárdság

1. BEVEZETÉS

Az utóbbi évtizedekben tapasztalt korróziós károk rávilágítottak arra, hogy a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek tartóssága a szerkezettervezés központi kérdése lehet a jövőben. A korrózió kialakulásához betonban a következő négy tényezőnek együttesen kell jelen lennie: (1) korrózióra alkalmas anyag (acélbetét), (2) oxigén és (3) víz (melyek a kapilláris pórusokon keresztül képesek a betonba hatolni), valamint (4) a beton kémhatásának pH 9 alá süllyedése (Borosnyói, Balázs, 2002). Ez utóbbi paraméter az acél felületén nagyobb pH érték mellett kialakuló passzív oxidréteg feloldódásának feltétele (Balázs, Tóth, 1997; 1998).

A korróziós károsodás megelőzésére az elmúlt évtizedekben a kutatók különböző megoldásokat dolgoztak ki. Ígéretes megoldásnak tűnik a korrózióra hajlamos anyag (acél) helyettesítése nem korrodálódó (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP – Fibre Reinforced Polymer) anyagú betétekkel. A betétek 8-10 μm átmérőjű, párhuzamosan futó nagyszilárdságú szálakból és azokat összefogó ágyazóanyagból állnak. A szálak anyaga üveg, aramid, bazalt, illetve szén lehet. Az ágyazóanyag általában epoxigyanta, vinilészter, poliészter vagy polietilén. A betétek száltartalma 60-70 V% (Solyom, Balázs, 2015).

Az FRP betétek néhány előnyös tulajdonsága: kis önsúly, nem-mágnesezhetőség, befolyásolható fizikai és mechanikai jellemzők, a meglévő követelményekhez igazíthatóak, a megfelelő szálak és ágyazóanyagok kiválasztásával (Borosnyói, 2006; 2013; 2014). Az FRP betétek közül a szénszálak betétek rendelkeznek a legkedvezőbb mechanikai tulajdonságokkal és kémiai ellenállással. Az FRP betétek más tulajdonságaikban is kedvezőbbnek bizonyulnak, mint az acélbetétek: kúszásuk és relaxációjuk általában kisebb, tartós szilárdságuk és fáradási szilárdságuk pedig nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké (Balázs, Borosnyói, 2000).

Az FRP betétek statikus terhelés hatására lineárisan rugalmasan viselkednek, majd ridegen szakadnak, folyási jelenséget

egyáltalán nem mutatnak. Az FRP betétek esetén, a húzószilárdság 450–3500 N/mm² között változik, a rugalmassági modulus pedig 35000–580000 N/mm², míg a szakadónyúlásuk 0,5–4,4% között vehet fel értékeket (Solyom, Balázs, 2015).

A szerzők az FRP betétek és a betéteket körülvevő beton együttműködésének megismerését szeretnék elősegíteni, mivel annak ellenére, hogy az elmúlt évtizedekben jelentős mennyiségű kutatást végeztek az FRP betétek tapadása terén, a jelenség teljes megértése még nem következett be, köszönhetően a tapadást befolyásoló tényezők sokféleségének és betétek különböző gyártási eljárásainak. A második – jelen – cikk keretén belül a tapadást befolyásoló tényezőknek egy része kerül ismertetésre. A paraméterek felsorolása mellett a szerzők megkülönböztetett figyelmet szentelnek azon tényezőknek, amelyek esetén nem áll rendelkezésre megfelelő mennyiségű kísérleti adat, illetve, ahol a kísérleti adatok egymásnak ellentmondanak, tehát további kutatásra van szükség.

2. SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER BETÉTEK (FRP) TAPADÁSA BETONBAN

Az FRP betétek az acélbetétektől eltérően viselkednek. Ennek több oka is van. Elsőként említjük az FRP betétek inhomogenitását. Az inhomogenitás nem csupán abból ered, hogy az anyag szálerősítésű, hanem abból is, hogy a gyártás során a betétek külső rétege ágyazóanyagban gazdagabb lesz. Erre szükség van a különböző felületkezelési eljárások (homokszórás, bordák elhelyezése stb.) miatt, és a szálak védelme érdekében is. Így a keresztmetszet belső része több szálakat tartalmaz, következésképp nagyobb feszültségek felvételére képes. Egy másik ok, amiért az FRP betétek eltérően viselkednek, az a felületi kialakítás sokfélesége, ellentétben az acélbetétekkel, ahol ez már szabványosított. Megemlíthetők továbbá az anyagi összetevők sokféleségének lehetőségén kívül a különböző gyártási eljárások is. Ezen különbségek nem csak az együtt-

dolgozás minőségét, de az együttdolgozás tönkremenetelét is jelentősen befolyásolják (Sólyom, Balázs, Borosnyói, 2015).

Az együttdolgozás tönkremenetele szempontjából jelentős különbség lehet az acél, illetve a nem acél anyagú betétek között. Acél anyagú betétek esetén az együttdolgozás tönkremenetele mindig a beton tönkremenetelét jelenti a betonszilárdság lokális kimerülése miatt. Nem acél anyagú betétek esetén azonban az együttdolgozás tönkremenetele bekövetkezhet az utólagosan felvitt egyéb réteg (pl. homokszórás, bordázat stb.) leválásával is (Borosnyói, Balázs, 2002).

A speciális felületkezelési eljárásoknak köszönhetően az FRP betétek adhéziós ellenállása általában nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké, és kapcsolati szilárdságuk az esetek többségében megközelítheti a betonacélok kapcsolati szilárdságát. Az együttdolgozás tönkremenetele fizikailag hasonló módon zajlik le, és – bár nem minden FRP betétnél – a kapcsolati erők mindhárom típusa jelentkezik (adhézió, mechanikai kapcsolat, súrlódás). Az együttdolgozást és a kapcsolati szilárdságot azonban sokkal több paraméter befolyásolja, mint acélbetétekénél.

A felsorolt különbségek ellenére hasonlóságok is vannak az FRP és acélbetétek között: a kapcsolati szilárdság mértékét növelni lehet a betét átmérőjének, illetve a beágyazott hosszának csökkentésével, valamint a beton nyomószilárdságának, illetve a betonfedésnek a növelésével. Amint azt a későbbiekben látni fogjuk, ezen tényezők hatása nem minden esetben ugyanolyan mértékben befolyásolja az FRP és az acélbetét kapcsolati szilárdságát.

2.1 Az együttdolgozás jelenségének leírása

Az FRP betét és a beton közötti tapadást nagy részletességgel írják le a *fib* Bulletin 10 szerzői (*fib*, 2000).

Sima felületű betétek esetén (ide tartoznak a homokszórt és az enyhén hullámosított felületű betétek is) a kapcsolati feszültségnek csak két összetevője van: az adhéziós ellenállás (zérus relatív elmozdulás mellett), és a súrlódásból származó ellenállás a relatív elmozdulások létrejötte után. Nektímaszkodásból származó mechanikai kölcsönhatás általában csekély mértékben alakul ki. Felületi kialakításuk miatt (a sima betétek esetén) a kapcsolati szilárdság nem függ a beton szilárdságától (Cosenza, Manfredi, Realfonzo, 1996), a kapcsolati szilárdság mértékét az FRP betét felületi kialakítása és anyaga határozza meg. A nem homokszórt felületű, sima betétek kapcsolati szilárdságának jelentős része súrlódásból származik, mivel ad-

héziós ellenállásuk kicsi. A súrlódási ellenállás mértéke a betét keresztirányú alakváltozási és felületi jellemzőitől függ. Ezen betétek esetén, az őket körülvevő betonban mikropedések nem alakulnak ki, mert a tönkremenetel még a mikropedések kialakulását megelőzően bekövetkezik. Homokszórással nem rendelkező sima FRP betétek használata betonszerkezetekben (külön lehorgonyzó elem nélkül) nem ajánlott a viszonylag kis kapcsolati szilárdság miatt.

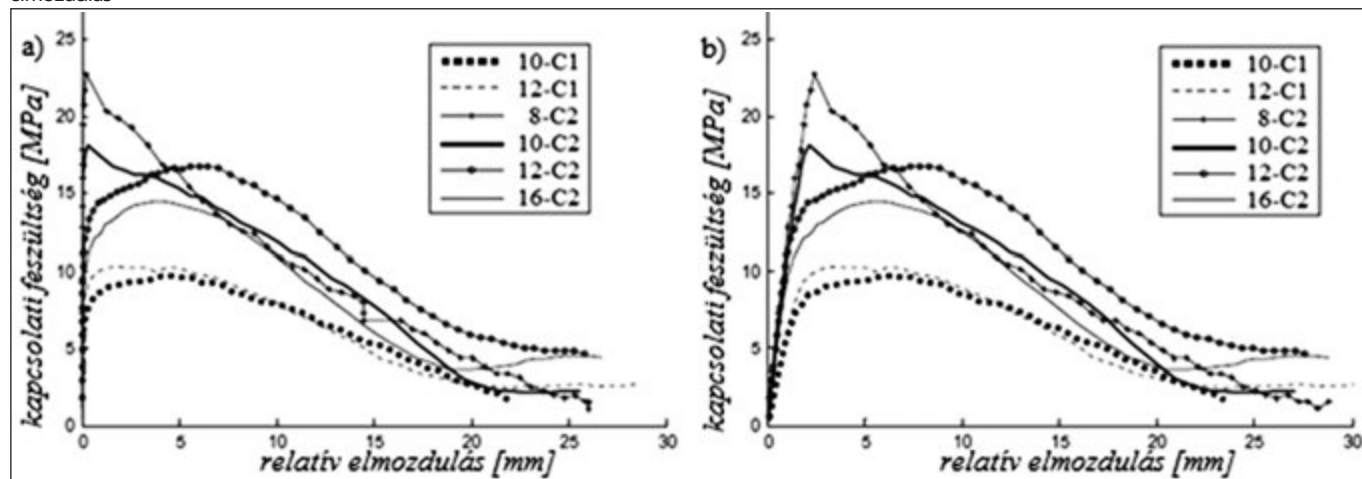
A sima betétek együttdolgozási tulajdonságainak javítása legegyszerűbben úgy érhető el, ha homokszórással látják el felületüket. Ennek következtében adhéziójuk jelentős mértékben növekszik és a betétek kapcsolati szilárdsága elérheti a bordás acélbetétekét (Cosenza, Manfredi, Realfonzo, 1996; Guadagnini et al., 2005; Al-Mahmoud et al., 2007), azonban a betétek együttdolgozásának tönkremenetele rideggé válik, a szemcsék hirtelen leválásának köszönhetően.

A nem sima felületű betétek csoportjába tartoznak a különböző eljárással és geometriai jellemzőkkel kialakított *bordás betétek*, a *rovátkolt (indented) felületű, illetve a spirális FRP köteggel rendelkező (helical wrapping) betétek*. Ezen betétek kapcsolati feszültségének nagy része a bordák és a környező beton mechanikai kölcsönhatásából származik (Soong, 2011; Nanni et al., 1995), az adhéziós és súrlódási ellenállás kisebb jelentőségű. A nem sima felületű betétek kapcsolati szilárdsága eléri, sőt egyes esetekben meghaladja a hagyományos acélbetétek kapcsolati szilárdságát. Tönkremeneteli módjuk lehet hasonlós (beton lokális tönkremenetele) az acélbetétekéhez, de különbözhet is attól (FRP bordák elnyíródása). Tehát a kapcsolati szilárdságot mind a beton, mind a betét (azon belül is főleg az ágyazóanyag) szilárdsága befolyásolja. Az FRP betétek kapcsolati szilárdságához tartozó relatív elmozdulás általában nagyobb, mint az acélbetétek esetében. A bordák az esetek többségében nem válnak le teljes mértékben ezért a maradék súrlódási ellenállás nagyobb a bordás FRP betéteknél, mint a simák esetében (Cosenza, Manfredi, Realfonzo, 1996).

Hao et al. (2009) feltárták, hogy a bemélyedések (azaz rovátkolt felületek) szélességének és egymástól mért távolságának változtatásával a tönkremeneteli mód változtatható az FRP betét felületének elnyíródásától a betonfogak elnyíródásáig. Így a bemélyedések szélessége optimalizálható egy olyan egyensúlyi állapotra, melyben a betét felületének elnyíródása egy időben következik be a beton fogak elnyíródásával. A kutatók szerint (Hao et al., 2009) az optimális távolság a bemélyedések között megegyezik az FRP betét átmérőjével, mélysége pedig az FRP betét átmérőjének 6%-val kell egyenlő legyen.

Az 1. ábrán megfigyelhető a különböző átmérőjű FRP

1. ábra: Jellemző kapcsolati feszültség - relatív elmozdulás diagramok FRP betétek kihúzó vizsgálata esetén (Baena, 2010). Különböző átmérőjű FRP betétek (az átmérő fordítottan arányos a kapcsolati feszültséggel), illetve különböző szilárdságú betonok hatása (a beton szilárdság egyenesen arányos a kapcsolati feszültséggel) a kapcsolati feszültség - relatív elmozdulás ábrára. a) terheletlen oldali relatív elmozdulás, b) a terhelet oldali relatív elmozdulás



betétek (az átmérő fordítottan arányos a kapcsolati feszültséggel) és különböző szilárdságú betonok hatása (a szilárdság egyenesen arányos a kapcsolati feszültséggel) a kapcsolati feszültség - relatív elmozdulás ábrára. A kutatók ebben az esetben spirális köteggel ellátott FRP betéteket (helical wrapping) használtak, amelyek homokszőrással is elvoltak látva. Négy különböző átmérőjű FRP betét (8, 10, 12 és 16 mm) és két különböző nyomószilárdságú beton (C1: 28 N/mm² és C2: 52 N/mm²) hatása látható. A legnagyobb kapcsolati szilárdság a legkisebb átmérőjű FRP betét és a nagyobb szilárdságú beton használatakor kapható, a legkisebb kapcsolati szilárdság pedig a legnagyobb átmérőjű FRP betét és a kisebb szilárdságú beton használatakor.

2.2 Tönkremeneteli módok kihúzó-dásos tönkremenetel esetén

A beton nyomószilárdságának és az FRP betét nyírási merevségének függvényében, négy különböző tönkremeneteli módot különböztetünk meg.

Az FRP betét bordáinak elnyíródása. Ebben az esetben a beton kellően nagy szilárdsággal rendelkezik ahhoz, hogy a tönkremenetel az FRP betét felületén vagy pedig a szálak és az ágyazóanyag felületén következzen be. Ebben az esetben a beton szilárdságának növelésével nem lehet kapcsolati szilárdság növekedést elérni. Ez a tönkremeneteli mód eredményezi az elérhető legnagyobb kapcsolati szilárdságot.

A betonfogak elnyíródása. Viszonylag kis szilárdságú betonok esetében, a beton összemorzsolódik a bordák közvetlen környezetében, következésképp, a kapcsolati szilárdság a beton szilárdságától nagymértékben függ. Ez a tönkremeneteli mód hasonló az acélbetétekéhez.

A betonfogak és FRP betét bordáinak egyidejű elnyíródása. Amikor a beton szilárdsága az előző két esetben említett értékek közé esik, a betonfogak és az FRP betét bordáinak egyidejű elnyíródásáról beszélünk.

Elnyíródás a betétben, a szálak és az ágyazóanyag határfelületén (*Squeeze through*). Ha a betét ágyazóanyagának viszonylag kicsi a nyírási teherbírése, akkor bekövetkezhet a szálak és az ágyazóanyag határfelületeinek elnyíródása a betét keresztmetszetén belül.

3. TAPADÁST BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK

Ahogy azt az előző fejezetben bemutattuk, az FRP betétek és a beton együttdolgozását valamint a kapcsolati szilárdságot sokkal több paraméter befolyásolja, mint acélbetétek esetében.

A *fib Bulletin 10 (fib, 2000)* szerint a szálerősítésű polimer (FRP) betétek és a beton együttdolgozására a következő tényezőkv annak hatással: FRP betét keresztmetszetének alakja, felületi kialakítás, tengelyirányú rugalmassági modulus, keresztirányú rugalmassági modulus, keresztirányú nyomás, Poisson-tényező, betét elhelyezkedése a betonban, ékhatás (wedging effect), felhajlított lehorgonyzás görbülete, betonfedés és betétek közötti távolság, hőtágulási együttható, betét átmérő, beton nyomószilárdság, keresztirányú vasalás.

További tényezők: beágyazási hossz, terhelési sebesség, sokszor ismételt terhelés, szál és ágyazóanyag típusa, beton típusa (könnyű, normál, nagy szilárdságú, illetve szálerősítésű), hőmérséklet (üzemi és rendkívüli) stb. (Belarbi, Wang, 2004; Borosnyói, 2015; Wang, Belarbi, 2010). A továbbiakban a fontosabb tényezőket és azok hatásait ismertetjük.

3.1 Beton nyomószilárdság

Achillides és Pilakoutas (2004) vizsgálatai azt bizonyítják, hogy az acélbetétekkel ellentétben, az FRP betétek alkalmazása esetén a beton nyomószilárdsága nem csak a kapcsolati szilárdság mértékét befolyásolja, hanem a tönkremenetel módját is.

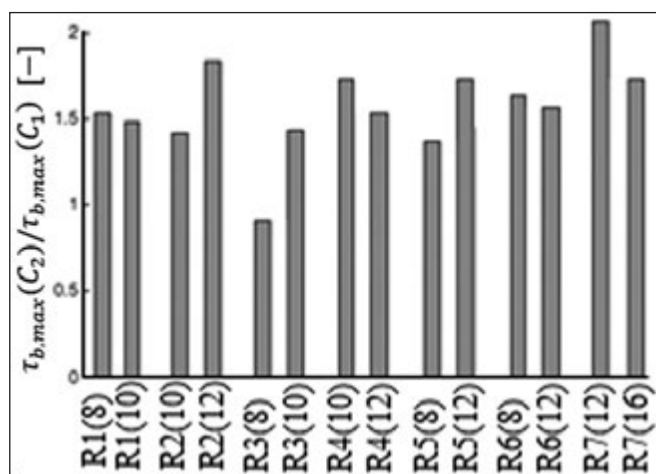
A 30 N/mm²-nél nagyobb nyomószilárdsággal rendelkező betonok esetén, a tapadás tönkremenetele nem a beton lokális tönkremenetele miatt következik be, hanem a szálerősítésű polimer (FRP) betét felületén, illetve az ágyazóanyagban. Következésképp, ilyen betonok esetében, a kapcsolati szilárdság nem függ nagymértékben a beton szilárdságától. Kisebb szilárdságú (<15 N/mm²) betonoknál a tönkremeneteli mód megváltozik, a beton elnyíródik a betét közelében. Ebben az esetben a kapcsolati szilárdság nagyobb mértékben függ a beton nyomószilárdságától. Hasonló következtetésre jutottak más kutatók is (Pecce et al., 2001; Baena et al., 2009).

Spanyol kutatók különböző tényezők hatását vizsgálták az FRP betétek és a beton közötti kapcsolati szilárdságra (Baena et al., 2009). A laboratóriumi vizsgálatok során két különböző beton nyomószilárdságot és hat különböző szálerősítésű polimer betétet (négy különböző gyártótól) használtak. Az eredmények összehasonlítása érdekében a kísérleteket acélbetétekkel is elvégezték. A betétek felületi kialakításáról és a szálak típusáról az 1. táblázat szolgáltat információt. A 2. ábrán a kapcsolati szilárdságok közötti arány látható (C1 és C2 betonok esetén) különböző FRP betétekkel elvégzett kísérletek alapján (Baena et al., 2009 alapján). A betétek R1-től R7-ig vannak elnevezve, zárójelben az FRP betétek átmérői vannak feltüntetve mm-ben. A kísérletekhez használt C1 jelű beton nyomószilárdságának átlag értéke 28,6 N/mm² volt, míg a C2 jelű beton esetén 52,2 N/mm² volt.

1. táblázat: Baena et al. (2009) által használt betétek jellemzői

	Szál	Ágyazóanyag	Felületi kialakítás
R1	Szén	Vinilészter	Homokszórt
R2	Üveg	Vinilészter	Homokszórt
R3	Szén	Epoxi	Konkáv-konvex
R4	Üveg	Vinilészter	Spirális FRP köteggel kialakított éshomokszórt
R5	Üveg	Poliuretán inilészter	Rovátkolt
R6	Üveg	Poliészter	Spirális FRP köteggel kialakított
R7	Acél	-	-

Lee et al. (2008) kutatásaikból arra a következtetésre jutottak, hogy normál betonok esetén a tapadás tönkremenetele részben a beton-ágyazóanyag, részben pedig az ágyazóanyag és a szálak határfelületén zajlott le. Nagyszilárdságú betonok esetében ez a jelenség csak az ágyazóanyag és a szálak határfelületén ment végbe. Ez a következtetés is rávilágít arra a tényre, hogy az FRP betétek tönkremenetele nem csak a beton lokális tönkremenetele miatt következhet be (mint az acélbetétek esetén) hanem a szálerősítésű polimer (FRP) betét felületén, illetve az ágyazóanyagban is. Nagyszilárdságú betonok esetén az FRP betét és a beton kapcsolati szilárdsága elhanyagolható mértékben függ a beton nyomószilárdságától. Hasonló következtetésre jutottak más kutatók is (Azizinamini et al., 1993, 1999).



2. ábra: Kapcsolati szilárdságok közötti arány (C1 és C2 jelű betonok esetén) különböző FRP betéteknél (Baena et al., 2009 alapján). R1-R7 különböző FRP betéteket jelölnek, zárójelben az átmérő mm-ben van megadva

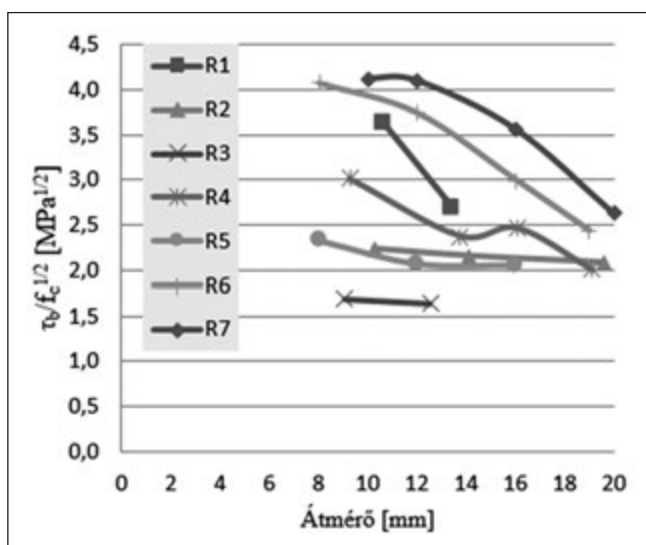
3.2 FRP betét átmérője

A kapcsolati szilárdság és az FRP betét átmérője közötti összefüggés meghatározása nagyon sok kutatás tárgyát képezte az elmúlt 20 – 25 évben. Ezzel foglalkozott többek között: Achillides és Pilakoutas (2004), Guadagnini et al. (2005), Baena et al. (2009).

A kutatások eredményei alapján a kapcsolati szilárdság növekszik az FRP betét átmérőjének csökkentésével, azaz fordítottan arányosak, hasonlóan az acélbetéteknél tapasztaltnak. A fent említett kutatók szerint ennek négy oka lehet:

- az átmérő növekedésével több víz és levegő marad a betét alatt a beton bedolgozása során, aminek következtében több légzárvány alakul ki az FRP betét és a megszilárdult beton határfelületén, illetve annak környékén. A légzárványok hatására a határfelület csökken, következésképp a kapcsolati szilárdság is csökken.
- a Poisson-tényező szintén befolyásolhatja ezt a jelenséget. Amikor az FRP betétben húzófeszültség ébred, a keresztmetszete csökken, ennek következtében a bordák nekitámaszkodási felülete és a súrlódás is csökken az FRP betét és a beton között. A keresztmetszet csökkenése hangsúlyosabb a nagyobb átmérők esetében.
- laboratóriumi vizsgálatok (jellemzően kihúzó vagy gerenda vizsgálatok) esetén a beágyazott hossz az FRP betét átmérőjének függvényében van megadva, ebből következik, hogy nagyobb FRP betét átmérők, nagyobb beágyazott hosszú eredményeznek. A kapcsolati feszültség legnagyobb értéke, terhelés alatt fokozatosan "vándorol" a terhelten oldalról a terheletlen oldal irányába. Nagyobb beágyazott hossz, kisebb átlagos feszültséget (kapcsolati szilárdságot) eredményez (Wambeke, Shield, 2006).
- a "shear lag" hatás szintén felelős lehet ezért a jelenségért. A betétek felületén, a betonról átadódó nyíróerő hatására az egyes elemi szálakban eltérő alakváltozás (feszültség) ébred az ágyazóanyag alakváltozó képessége miatt. Az FRP betét nyírása merevsége kisebb az acélbetétekéhez képest, ezért az FRP betét külső felületéhez közelebbi szálak fajlagos megnyúlása nagyobb. Ennek következtében nem egyenletes a feszültség eloszlás az FRP betét keresztmetszetében, azértékek nagyobbak a felülethez közelebb. A számított és a valós feszültség értékek közötti különbség egyenesen arányos az FRP betétátmérőjével.

A beágyazott betét átmérője és a kapcsolati szilárdság (normalizálva a beton nyomószilárdság négyzetgyökével) közötti összefüggéseket a 3. ábrán láthatjuk. A felhasznált betétek anyagjellemzői és felületi kialakításuk az előző alfejezetben kerültek ismertetésre.



3. ábra: Kapcsolati szilárdság (a beton nyomószilárdságának négyzetgyökével normalizálva) az FRP betét átmérőjének függvényében (Baena, 2010 alapján)

3.3 FRP betét elhelyezkedése a betonban

Számos kutató arra a következtetésre jutott, hogy az FRP betét elhelyezkedése a beton bedolgozásakor jelentősen befolyásolja a kapcsolati szilárdság mértékét (Ehsani, Saadatmanesh, Tao, 1996; Tighiouart, Benmokrane, Gao, 1998 és mások). Angolul a jelenség leírására a "top bar effect" kifejezést használják. Az ok, amiért a keresztmetszet felső részében elhelyezett FRP betét (hasonlóan az acélbetétekhez) kisebb kapcsolati szilárdsággal rendelkezik, a következő: a beton bedolgozásakor, a finom részecskék, a víz és a levegő felfelé vándorolnak, és egy részük bent marad a (keresztmetszet felső részében) vízszintesen elhelyezett FRP betétek alatt. Ez az előző alfejezetben leírtak miatt negatívan befolyásolja a kapcsolati szilárdság mértékét.

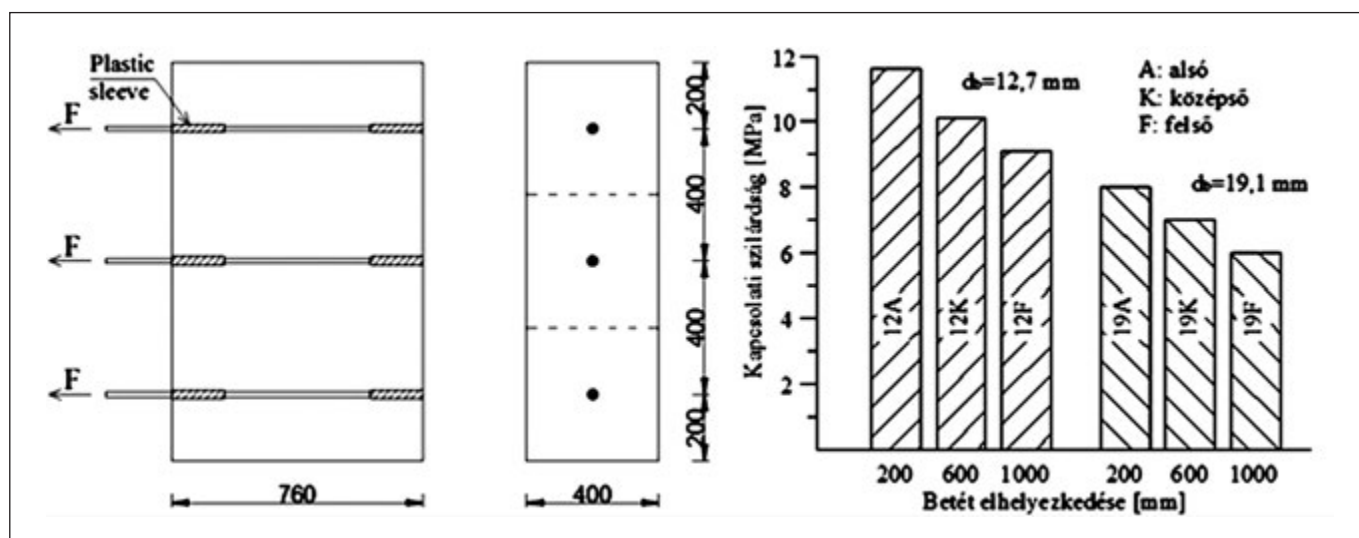
Az ACI 440.1R-06 (2006) szerint, amíg a vízszintesen elhelyezett betétek alatt kevesebb, mint 12 hüvelyk (305 mm) magasságú beton található, a jelenség miatt a kapcsolati szilárdság csökkenés nem áll fenn. Ellenben, ha az FRP betét távolabb található, mint 12 hüvelyk a betonkeresztmetszet aljától, a kapcsolati szilárdság csökkenése miatt a lehorgonyzott hosszú növelni szükséges a vasbeton szerkezetek esetén. Erre egy módosító tényezőt használnak a következő értékekkel:

- az ACI 440.1R-03 (2003) 1,3 értéket javasolt, ezt később a szabvány következő változatában 1,5-re módosították (ACI, 2006),
- CSA S806-02 (2002), CSA S6-06 (2006) és a JSCE (1997) szabványok 1,3 értéket javasolják felvenni, az FRP betételhelyezkedésének figyelembe vételéhez.

A 4. ábrán az FRP betétnek a beton keresztmetszeten belüli elhelyezkedésének a hatását láthatjuk a kapcsolati szilárdságra, továbbá a próbatest méretei is fel vannak tüntetve. A kísérlet elvégzése előtt, a próbatestből három darab hasábot alakítottak ki, 400×400 mm keresztmetszettel és 760 mm hosszúsággal.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az acélbetétek korróziós károsodása következtében a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek valamint hidak állapota romolhat, fenntartási költségeik jelentősek lehetnek. A vasbeton



4. ábra: Kapcsolati szilárdság az FRP betét elhelyezkedésének függvényében, két különböző átmérőjű betét esetén (Tighiouart, Benmokrane, Gao, 1998)

szerkezetek korróziójának csökkentésére, illetve elkerülésére ígéretes megoldás lehet a korrózióálló, nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása.

Az FRP betétek mechanikai tulajdonságai és felületi kialakítása jelentősen eltérhet a hagyományos acélbetétektől. Az FRP betétek összetevői sokféleségének lehetőségén kívül a különböző gyártási eljárások, bevonatok és felületi kialakítások az együttlépcső megjelenését, illetve az együttlépcső tönkremenetelét jelentősen befolyásolják.

FRP betétek szálainak anyaga lehet üveg, aramid, szén, illetve bazalt. Az ágyazóanyag általában epoxigyanta. Szálerősítésű polimerek esetén szinte minden anyagjellemző (szilárdság, rugalmassági modulus, Poisson-tényező stb.) irányfüggő, azaz a vizsgáltirány és a szálak tengelye által bezárt szög függvénye. Viselkedésük szinte tökéletesen rugalmas-rideg. Rugalmassági modulusuk széles skálán vehet fel értékeket, kisebb vagy akár nagyobb is lehet, mint az acélé.

Az FRP betétek és beton együttlépcsőzésére a következő tényezők vannak a legnagyobb hatással: a felületi kialakítás, a tengely-, és keresztirányú rugalmassági modulus, a keresztirányú nyomás, a betét elhelyezkedése a betonban, a hőtágulási együttható, a betét átmérő, a beton nyomószilárdság, a beágyazott hossz, a terhelési sebesség, a szál és ágyazóanyag típusa és a hőmérséklet (üzemi és rendkívüli).

Az együttlépcsőzés tönkremenetele fizikailag az acélbetétekéhez alapvetően hasonló módon zajlik le, de fontos eltérések is lehetnek. A kapcsolati erők mindhárom típusa jelentkezik: adhézió, mechanikai kapcsolat (sima felületű FRP betétekre nem jellemző) és súrlódás. Az FRP betétek kapcsolati szilárdsága elérheti a bordás acélbetétekét. Homokszórt felületű FRP betétek esetén az együttlépcsőzés tönkremenetele rideg, a szemcsék leválása hirtelen következik be. Bordás FRP betét és normál nyomószilárdságú beton esetében a kapcsolati szilárdságot mind a beton, mind a betét (azon belül is főleg az ágyazóanyag) szilárdsága befolyásolja, nagy nyomószilárdságú beton használatakor csak az FRP betét felületi kialakítása és anyaga befolyásolja. Kihúzóáskor, bordás betonacélokkal ellentétben, a betétek bordázata is károsodhat.

5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők ezúton is megköszönik az Európai Unió támogatását, az **endure** (European Network for Durable Reinforcement and Rehabilitation Solutions, Grant: PITN-GA-2013-607851), valamint a COST Action TU1207 "Next Generation Design

Guidelines for Composites in Construction" projektek keretén belül. Külön köszönet illeti dr. Borosnyói Adorjánt a szakmai tanácsaiért.

6. FELHASZNÁLT IRODALOM

- Achilles, Z., Pilakoutas, K. (2004): "Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No. 2, pp. 173-181 [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2004\)8:2\(173\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:2(173))
- ACI Committee 440 (2003): "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-03)", *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, 42 p.
- ACI Committee 440 (2006): "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-06)", *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, 44 p.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., Francois, R., Tourneur, C. (2007): "Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, No. 9, pp. 677-689.
- Azizamin, A., Stark, M., Roller, J. J., Ghosh, S. K. (1993): "Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 5, pp. 554-561.
- Azizamin, A., Pavel, R., Hatfield, E., Ghosh, S. K. (1999): "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, pp. 826-835.
- Baena, M., Torres, L., Turon, A., Barris, C. (2009): "Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using a pull-out test", *Composites: Part B - Engineering*, Vol. 40, 2009, pp. 784-797.
- Baena Muñoz, M. (2010): "Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete", *PhD Thesis*, University of Girona, 340 p.
- Balázs L. Gy., Borosnyói A. (2000): "Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása hidépítésben", *Vasbetonépítés*, II. évf., 2. szám, 2000/2, pp. 45-52.
- Balázs Gy., Tóth E. (1997) (1998): "Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája I-II.", Egyetemi tankönyv, *Műegyetemi Kiadó*, I.: 396 p.; II.: 467 p.
- Belarbi, A., Wang, H., (2004): "Bond-Slip response of FRP reinforcing bars in Fiber Reinforced Concrete (FRC) under direct pullout", In: *International Conference on Fiber Composites, High Performance Concretes and Smart Materials*, pp. 409-419.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2001): "Új szerkezeti anyagok a vasbeton hidépítésben", *Vasbetonépítés*, III. évf., 4. szám, 2001/4, pp. 100-106.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2002): "Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban", *Vasbetonépítés*, IV. évf., 4. szám, 2002/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A. (2006): "Beton-szerkezetek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – Rideg vagy duktilis viselkedés?", *Vasbetonépítés*, Vol. 8., No. 3, 2006/3, pp. 71-80.
- Borosnyói A. (2013): "Beton-szerkezetek korrózióállóságának biztosítása innovatív, szálerősítésű polimer (FRP) anyagokkal", *Építőanyag-Journal of Silicate Based and Composite Materials*, Vol. 65, No. 1, pp. 26-31.
- Borosnyói A. (2014): "Korrózióálló, szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása acélbetétek helyettesítésére vasbeton szerkezetekben", *Korróziós Figyelő*, Vol. 54, No. 1, pp. 3-15.
- Borosnyói A. (2015): "Influence of service temperature and strain rate on the bond performance of CFRP reinforcement in concrete", *Composite Structures*, Vol. 127, 2015, pp. 18-27.
- CAN/CSA S6-06 (2006): "Canadian highway bridge design code", *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, Canada, 788 p.
- CAN/CSA S806-02 (2002): "Design and construction of building components

- with fibre reinforced polymers”, *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, Canada, 177 p.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Realfonzo, R., (1996): “Bond of FRP Rebars to Concrete: Experimental Behaviour and Analytical Models”, *Studi e Ricerche*, Vol.17, 1996. pp. 253-282.
- Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., Tao, S. (1996): “Design recommendations for bond of GFRP rebars to concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 3, pp. 247-254.
- fib* (2000): “Bond of Reinforcement in Concrete”, State-of-art Report, Bulletin 10, *fib* – International Federation for Structural Concrete, Lausanne, 433 p.
- Guadagnini, M., Pilakoutas, K., Waldron, P., Achillides, Z. (2005): “Tests for the evaluation of bond properties of FRP bars in concrete”, *2nd International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2004)*, pp. 343-350.
- Hao, Q., Wang, Y., He, Z., Ou, J. (2009): “Bond strength of glass fiber reinforced polymer ribbed rebars in normal strength concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 2, pp. 865–871.
- Japanese Society of Civil Engineers (JSCE) (1997): “Recommendations for design and construction for concrete structures using continuous fibre reinforcing materials”, *Concrete Engineering Series*, No. 23, Tokyo, 311 p.
- Lee, J.Y., Kim, T.Y., Kim, T.J., Yi, C.K., Park, J.S., You, Y.C., Park, Y.H. (2008): “Interfacial bond strength of glass fiber reinforced polymer bars in high-strength concrete”, *Composites: Part B Engineering*, Vol. 39, No. 2, pp. 258–270.
- Nanni, A., Al-Zahrani, M.M., Al-Dulaijan, S.U., Bakis, C.E., Boothby, T.E. (1995): “Bond of FRP reinforcement to concrete - Experimental results”, In: L. Taerwe, editor. *Second International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, pp. 135-145.
- Pecce, M., Manfredi, G., Realfonzo, R., Cosenza, E. (2001): “Experimental and analytical evaluation of bond properties of GFRP bars”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 13, No. 4, pp. 282-290.
- Sólyom S., Balázs L. Gy. (2015): “Szálerezősítésű polimer (FRP) betétek – 1. Anyagi jellemzők”, *Vasbetonépítés*, XVII. évf., 1. szám, pp. 13-16.
- Sólyom, S., Balázs, G. L., Borosnyói, A. (2015): “Material characteristics and bond tests for FRP rebars”, *Concrete Structures*, Vol. 16. pp. 38-44.
- Soong, W.H., Raghavan, J., Rizkalla, S.H. (2011): “Fundamental mechanisms of bonding of glass fiber reinforced polymer reinforcement to concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 6, pp. 2813–2821.
- Tighiouart, B., Benmokrane, B., Gao, D. (1998): “Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars”, *Construction and Building Materials*, Vol. 12, No. 8, pp. 453-462.
- Wambeke, B.W., Shield, C.K. (2006): “Development length of glass fibre-reinforced polymer bars in concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, pp. 11-17.
- Wang, H., Belarbi, A. (2010): “Static and Fatigue Bond Characteristics of FRP Rebars Embedded in Fiber-reinforced concrete”, *Journal of Composite Materials*, Vol. 44, No. 13, pp. 1605 – 1622.
- COST Action TU1207 “Next Generation Design Guidelines for Composites in Construction” <http://www.tu1207.eu/>
- endure** (European Network for Durable Reinforcement and Rehabilitation Solutions): <http://www.endure-itn.eu/>
- Sólyom Sándor** (1984) okleveles építőmérnök, tudományos segédmunkatárs, BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék. Fő érdeklődési területei: szálerezősítésű polimer betétek alkalmazása, tapadása, lehorgonyozása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerezősítésű anyagokkal. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib*T5.1 tagja.
- Dr. Balázs L. György** (1958) okl. építőmérnök, matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerezősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A *fib* T2.1 „Serviceability Models” munkabizottság és a COM9 „Dissemination of knowledge” elnöke, valamint további *fib* bizottságok tagja. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. A *fib* tiszteletbeli elnöke.

FIBRE REINFORCED POLYMER (FRP) REBARS – 2. BOND INFLUENCING PARAMETERS

Sándor Sólyom – György L. Balázs

The system of bond stresses for force transfer between reinforcement and surrounding concrete is the basis of the existence of reinforced concrete. Without a proper transfer of stresses between concrete and reinforcement, reinforced concrete structures would not be feasible without end anchorages. Corrosion of steel bars should be prevented in order to construct more durable reinforced concrete structures even in the most severe environmental conditions. One possible way is to replace the traditional steel reinforcement with Fibre Reinforced Polymers (FRP). In normal strength concrete, the mode of bond failure of FRP bars was found to differ considerably from that of deformed steel bars, most importantly due to damage of the resin rich surface of the bar when pull-out failure takes place. The bond strengths developed by FRP rebars appear to be rather similar to what is expected from deformed steel bars under similar experimental conditions, however, there are some considerable differences too. The failure modes and the bond-slip curves indicate some of the fundamental differences between steel and FRP materials.

KAPOSVÁRI CUKORGYÁRI SILÓ SÜLLYEDÉSEINEK BACK ANALÍZIS VIZSGÁLATA GEOTECHNIKAI 3D MODELLEZÉSSSEL



Dr. Móczár Balázs - Dr. Mahler András - Lődör Kristóf

Kaposváron, 2013-ban egy közel 60 méter átmérőjű, 60.000 tonna tárolására alkalmas cukorsiló épült meg összetett alapozási rendszerrel; peremgerendák és a közbenső alagút alatt „hagyományos” cölöpökkel, míg az alaplemez alatt ún. rigid inclusion talajerősítéssel. A szerkezet elkészülte óta a siló feltöltés-leürítés hatására kialakuló süllyedéseit folyamatosan mérik. Ezen mérési eredményeket alapul véve a szerkezet elmozdulásainak back analízis vizsgálatát végeztük el 3D geotechnikai végeselemes modell segítségével. A következőkben bemutatjuk, hogy a szerkezet és az altalaj együttes modellezésével (korszerű, komplex anyagmodellek használatával) a valóságot nagyon jól megközelítő eredmények érhetők el.

Kulcsszavak: back analízis, Plaxis 3D, végeselemes modellezés, rigid inclusion, cukorsiló

1. BEVEZETÉS

Manapság, a végeselemes szoftverek mindennapos alkalmazása lehetővé teszi a szerkezetek gyors és egyszerű elemzését. Ez megteremti az igényt, hogy minél szélesebb körű ismeretanyagra tegyünk szert a megtervezett szerkezetekről. Az elkészült építmények viselkedésének utólagos, hosszú távú vizsgálatának érdekében a különféle monitoring rendszerek kiépítése lassan mindennapossá válik, ezek folyamatos adatszolgáltatást nyújtanak. Fontossá vált ezen adatok részletes értékelése, mivel olyan információkkal szolgálnak, melyek megkönnyítik a későbbi tervezéseket, továbbá azok pontossága is javul.

Kutatásunk egyrészt arra irányult, hogy egy elkészült, cukor tárolására alkalmas silót az alapozási rendszerrel és az altalajjal együtt képesek legyünk a lehető legrealisabban modellezni 3D végeselemes geotechnikai szoftver segítségével a rendelkezésünkre bocsájtott tervdokumentációk alapján, valamint pontos képet kapjunk a talaj és szerkezet együttes viselkedésére.

3D végeselemes szoftverrel készített back analízis vizsgálat során lehetőség van többféle modellezési technológia összehasonlítására, paramétervizsgálatokkal optimalizálni lehet a bemeneti paramétereket, továbbá anyagmodellek segítségével az egyes elemek, valamint a teljes szerkezet valós viselkedését reprodukálhatjuk. Az így kapott tapasztalati információkat későbbi tervezéseink során hasznosíthatjuk és továbbfejleszthetjük.

2. A TERVEZETT SZERKEZET ADATAI

A cukorgyár középső területén épült cukor tárolására alkalmas siló kapacitása 60.000 tonna. A forgásparaboid alakú felszerkezetet az alapokkal egy kis magasságú függőleges falszerkezet kapcsol össze. A szerkezet alatt létesített alagúton

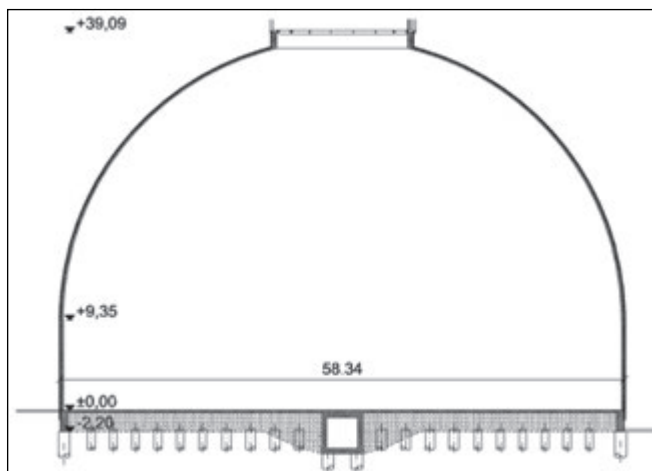
keresztül történik a töltőanyag leürítése, melynek padlószintje a teljes silóhoz képest 4 m mélységben helyezkedik el. A műtárgy főbb geometriai adatai:

- a létesítmény alappontja: $\pm 0,00 = 131,95$ mBf
- felszerkezet külső átmérője: $D = 58,39$ m
- szerkezet magassága: $H \approx 39$ m
- leürítő alagút padlószíkja: $-4,00$ m = 127,95 mBf

A vizsgált helyszín Magyarország DNY-i részén, Kaposvár területén, a Magyar Cukor Zrt. területén fekszik. A cikk témájául szolgáló silót a beruházó építtette. A kiviteli tervezést a Dom Technology és az M Mérnöki Iroda Kft. végezte. A kivitelezésnél a speciális héjszerkezet építését a Dom Technology, az összes többi szerkezetépítést a Strabag MML Kft. IH Direkciónak végezte. Az építés befejeztével a Strabag a folyamatos monitoring részeként süllyedésméréseket végzett, melyek eredményeit átadta részünkre a back analízis vizsgálatokhoz.

A korábbi tapasztalatok szerint az üzem területén a vizsgált helyszíntől nem messze létesített nagy terhelésű épületszerkezeteket mélyalapozással készítették, melyeknél átlagosan 16 - 20 m hosszúságú cölöpöket alkalmaztak. A felszíntől számított 10 - 12 méteres mélységig a talajrétegek tulajdonságai gyengének minősültek, amik mélyalapozás, valamint talajjavítás igényét támasztotta alá.

A megvalósult szerkezet alatt 25 cm vastag vasbeton alaplemez készült. A teherátadást a felszerkezetről az altalajra a szélső peremgyűrű, illetve az alagút mentén a szerkezettel összekapcsolt vasalt cölöpök biztosítják. A szerkezet belső területén vasalatlan beton cölöpök erősítik az altalajt. Az alkalmazott cölöpök paramétereit az 1. táblázat tartalmazza.



1. ábra: A szerkezet geometriai kialakítása



2. ábra: A megvalósult cukorsiló

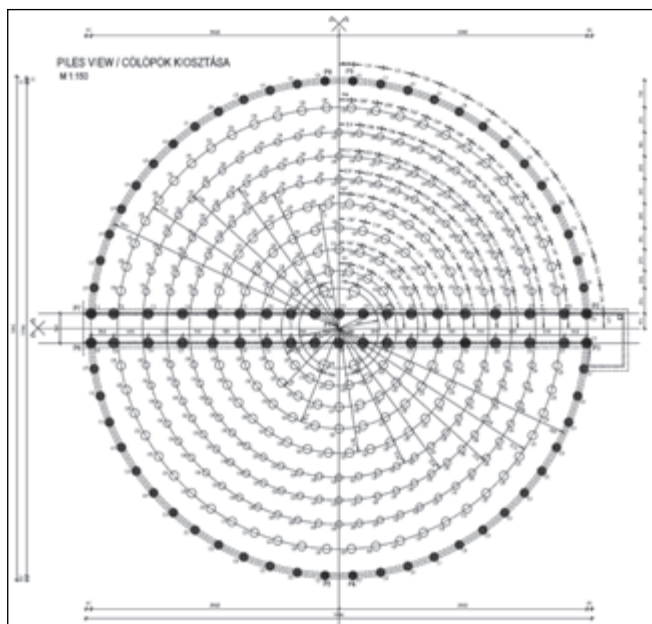
Cölöp jele	Típus	Darab-szám	Átmérő [cm]	Hossz [m]
C1	vb	51	100	14,70
C2	vb	1	100	12,52
C3	vb	38	120	12,52
C4	b	4	120	14,95
C5	b	136	100	14,95
C6	b	146	80	14,95

1. táblázat: Alkalmazott cölöpök paraméterei (vb=vasalt beton, b=beton)

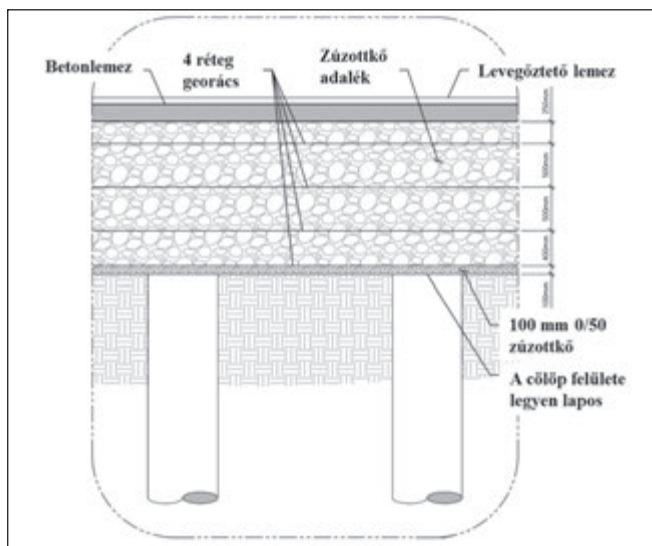
Az alaplemez és a vasaltalan cölöpök közötti teherátadást, a terhek elosztását egy megfelelően jó minőségű, durva szemcsés ágyazati réteg biztosítja, mely négy szinten georácscsal van erősítve.

3. RIGID INCLUSION ALAPOZÁSI RENDSZER ISMERTETÉSE

A rigid inclusion rendszer olyan komplex alapozási technológia, melynek működési mechanizmusa elsősorban a cölöpökkel gyámolított lemezalpra hasonlít, azonban számos sarkalatos különbség mutatkozik a két eljárás között. A rigid inclusion rendszerben alkalmazott merevítő cölöpökre tengelyirányú nyomóigénybevétel hat, ebből kifolyólag nincs szükség azok vasalására. A következő fontos különbség a két technológia között, hogy míg a cölöpökkel gyámolított lemezalaprak esetén van közvetlen kapcsolat a merevítő elemek és a lemez között,



3. ábra: A cölöpök elhelyezkedése



4. ábra: Az ágyazati réteg kialakítása

addig a rigid inclusion alapozási rendszerénél ilyen nincs, a teherátadást egy megfelelően tömörített és kellő vastagságú ágyazati réteg biztosítja (Fugro Consult Kft).

A cölöpök kialakítása különféle cölöpözési technológiák segítségével történhet, melyeknek más és más az előnye. A napjainkban egyre inkább elterjedt talajkiszorításos építési technológiával készített cölöpök műszakilag és gazdaságilag is nagyon kedvező tulajdonságúak, ugyanis eredményesen tömörítik az altalajt az elemek környezetében kitermelt anyag nélkül. A merevítő elemek funkciója:

- gyenge altalaj teherbírásának és süllyedésérzékenységének javítása
- terhek továbbítása a teherviselő talajrétegig

Az ágyazati réteg akkor működik megfelelően, ha kellő vastagságú, tömörségű és belső súrlódási szögű (Keller Holding GmbH). Ezek együttes elérésével átboltozódás alakulhat ki a rétegben, melynek köszönhetően a merevítő elemekre hárul a terhelés jelentős része. Minél nagyobb a teherátadó réteg vastagsága és belső súrlódási szöge, valamint minél kisebb a cölöpök közötti távolság, annál hatékonyabb az átboltozódási hatás. Az ágyazat sokszor georács erősítéssel készül. A teherátadó réteg szerepe kettős:

- terhek továbbítása
- terhek elosztása

4. FELSZERKEZET KIALAKÍTÁSA

A felszerkezet tervezését és kivitelezését az amerikai *Dome Technology* végezte, mely vállalat rendelkezett az építéshez szükséges megfelelő technológiával. A héjszerkezet elkészítéséhez műanyag fóliából készült, belülről levegő túlnyomással kifeszített membránt alkalmaztak, mely a magyar építőiparban nem terjedt el széleskörűen. Ennek a kivitelezési módszernek az alapját a *Bini-shell* technológiával épített épületek szolgáltatták (Hunyadi, 2015). Héjszerkezetek tervezése során legtöbbször felmerülő probléma a héj alakjának a kialakításához szükséges zsaluzatrendszer időigényes és gazdaságtalan felállítása. Bini ezt forradalmasította azzal az ötlettel, hogy az alapgyűrű elkészülte után, a sík zsaluzaton elkészítik a vasszerelési munkákat, melyre friss betonréteget hordanak, majd ellenzsaluzatot szerelnek fel. Ezután a zsaluzatot felpumpálják és megfelelő nyomás alatt tartják. A beton megszilárdulása után a szükséges nyílásokat kivágják.

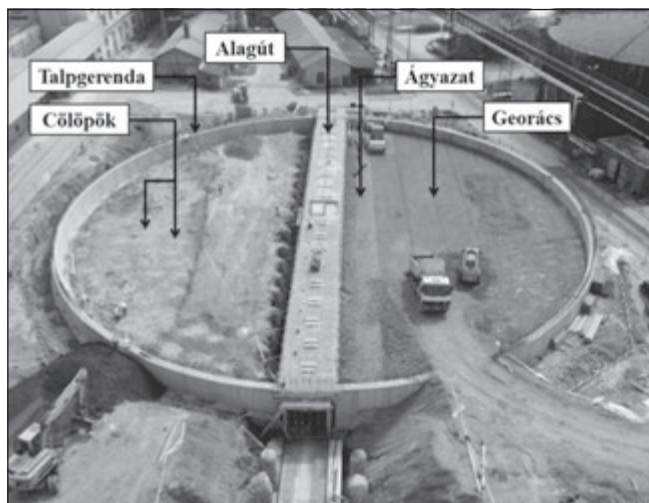
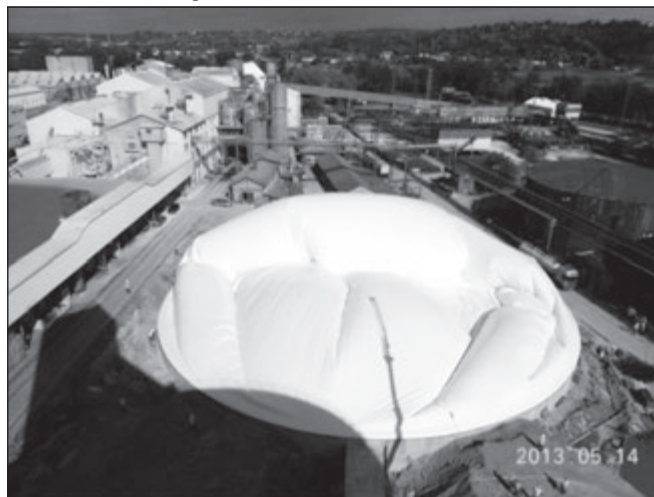
A manapság készülő héjszerkezetek építéstechnológiája számos helyen eltér a kezdeti Bini-shell építményekétől, azonban az alapgondolat, miszerint a zsaluzatot felfújható fóliával helyettesítik, nem változott. *Dome Technology* által készített siló szerkezetek építéstechnológiájának főbb elemei (DOMTEC International):

- **Körgyűrű talpgerenda:** A talpgerendát a talajadottságok, geotechnikai jelentések és a kapcsolódó szerkezetek (héjszerkezet, alagút) ismeretében tervezik meg.
- **Fólia:** A fóliából készült membránhéj zsaluzatot, mely egyben a vízszigetelés is a talpgerenda széléhez rögzítik. Felfújása után, a siló további szerkezeti elemeinek az elkészítése a felfújott fólián belül történik. Ez azért is kedvező, mert az időjárási viszonyok nem befolyásolják az építés menetét.
- **Hőszigetelés:** A ponyva belső felületére poliuretánhab szigetelő réteget hordanak fel, mely kezdeti merevséget biztosít, továbbá a külső extrém hőmérsékleti hatásoktól is megvédi a betonszerkezeteket.
- **Vasszerelés:** A betonacélok a poliuretán hab szigetelőréteghez vannak rögzítve, ami további merevséget biztosít a ponyvaszerkezetnek.
- **Lövelt beton:** A betonacélok megfelelő rögzítése után lövelt beton réteget alakítanak ki a megfelelő vastagság eléréséig.

5. TALAJADOTTSÁGOK

A vizsgálat területén két db 50 méter mélységű fúrást készítettek 180 mm átmérőjű spirálfúrással, a magminták

5. ábra: A fólia felfújása



6. ábra: A siló szerkezeti elemek (építés közbeni állapot)

kiemelése duplafalú magvevővel történt. A geotechnikai fúrások mellett kiegészítő vizsgálatként CPTu szondázások készültek. Összesen három db statikus nyomószondázás készült. A szondázások során rögzítették a csúcsellenállás, a köpenysúrlódás és a pórusvíznyomás változásának értékét. A CPTu szondázásból kettő ún. szeizmikus CPT vizsgálat volt, melyeknél 2 méterenként mérték a rétegben jellemző nyíróhullám terjedési sebességet is. A talajfeltárások alapján készített réteg- és fúrásszelvények azt mutatták, hogy a talajrétegződések közel vízszintesek. A helyszíni tapasztalatok, valamint részletes laboratóriumi vizsgálatok alapján az alábbi jól elkülöníthető talajrétegek definiálhatóak (jelölések a 2. táblázatnak megfelelően):

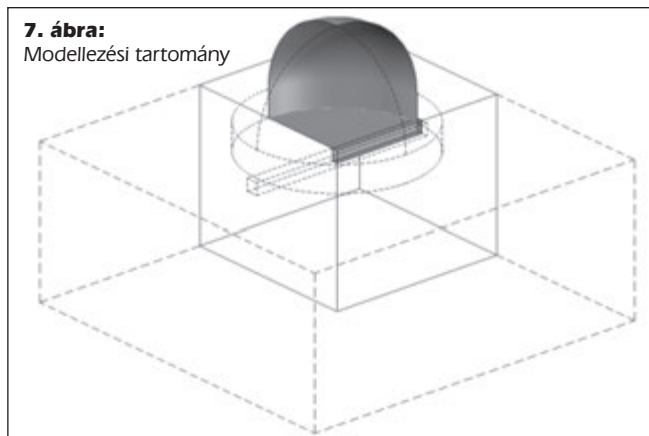
- Mg: Vegyes anyagú feltöltés
- A: Gyúrható konzisztenciájú ISZAP / HOMOKOS ISZAP
- B: Merev konzisztenciájú HOMOKOS ISZAP / ISZAPOS HOMOK
- C: Közepesen tömör - tömör állapotú HOMOK
- D: Merev konzisztenciájú ISZAPOS AGYAG / AGYAG
- E: Kemény konzisztenciájú pannon AGYAG

A talajvizsgálati jelentés elkészítése során, az egyes talajmintákon részletes laboratóriumi vizsgálatokat hajtottak végre. A nyírószilárdsági paramétereket közvetlen nyíróvizsgálattal, illetve triaxiális vizsgálattal, az összenyomódási jellemzőket ödométeres vizsgálat eredményei alapján határozták meg.

6. A 3D PLAXIS VÉGESELEMES MODELL FELÉPÍTÉSE

Az analízis során a szimmetriaviszonyok miatt a megvalósult silószerkezet 1/4-ét modelleztük. A geometria

7. ábra: Modellezési tartomány



kialakításánál törekedtünk a valóságot leginkább tükröző állapot előállítására.

6.1. A talajmodell felépítése és anyagtulajdonságok

A talajmodell megalkotása a talajvizsgálati jelentésben (Nyári – Turi - Pusztai, 2012) meghatározott rétegszelvények és fúrásszelvények alapján történt. A rétegvastagságoknál átlagos értéket vettünk fel az ¼ modellgeometria miatt. A

számítási modell geometriai méretét úgy határoztuk meg, hogy azok az eredményeket ne befolyásolják, ezért vízszintesen a cukorsilón túl ~30 m-rel növeltük a modellméretet, a modell alsó határát a fúrásszelvények alapján 50 m-ben határoztuk meg. Ezekkel a feltételekkel elértük a célunkat, azaz a deformációk és feszültségek megfelelő mértékű lecsengése a dobozmodellen belül megtörténik, a „doboz” széleinek környezetében ezek az értékek közel nullára adódnak. Az egyes talajrétegekhez hozzárendelt talajfizikai paraméterek megadásánál, a talajvizsgálati jelentésben feltüntetett geotechnikai paraméterek átlagos értékét vettük alapul.

2. táblázat: Talajfizikai paraméterek és anyagjellemzők (HS=Felkeményedő; MC=Mohr-Coulomb; LE=Lineárisan rugalmas; D=Drénezett; NP=Nem porózus)

Talajfizikai jellemzők	Talajrétegződés jele						Ágyazat	Cukor	Beton
	Mg	A	B	C	D	E			
Mélység-tartomány [m]	0 - 2,20	2,20 - 11,00	11,00 - 14,90	14,90 - 19,90	19,90 - 31,70	31,70 - 50,00	-	-	-
Anyag-modell	HSsmall	HSsmall	HSsmall	HSsmall	HSsmall	HSsmall	HS	MC	LE
Drénezés típusa	D	D	D	D	D	D	D	D	NP
γ_{unsat} [kN/m ³]	20	19	18	17	20	21	20	8,50	25
γ_{sat} [kN/m ³]	20	20	20	19	22	22	20	8,50	25
E_{50}^{ref} [MPa]	6	5,95	4,85	20	3,85	10,60	70	30	33000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [MPa]	6	5,95	4,85	20	3,85	10,60	70	-	-
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [MPa]	18	17,85	14,55	60	11,55	31,80	210	-	-
m [-]	0,70	0,75	0,80	0,70	0,65	0,50	0,50	-	-
v [-]	-	-	-	-	-	-	-	0,20	0,20
c'_{ref} [kN/m ²]	1	16,90	9,50	6,80	40,60	71	10	1	-
ϕ' [°]	20	26,90	31,50	31,90	16,90	16,70	40	35	-
$\gamma_{0,7}$ [-]	1,610 ⁻⁴	2,110 ⁻⁴	2,510 ⁻⁴	3,210 ⁻⁴	1,510 ⁻⁴	2,510 ⁻⁴	-	-	-
G_0^{ref} [MPa]	231,49	112,76	85,65	129,12	203,31	344,70	-	-	-
k_x, k_y, k_z [m/day]	0,864	2,310 ⁻⁴	5,310 ⁻⁴	0,475	8,610 ⁻⁵	110 ⁻⁵	864	8,64	-

ahol

γ_{unsat} száraz térfogatsúly;
 γ_{sat} nedves térfogatsúly;
 E_{50}^{ref} a „drénezett” triaxiális vizsgálatnál a deviátor feszültség 50 %-hoz tartozó húr modulus;
 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ összenyomódási modulus (a referencia feszültség értékéhez tartozó érintő modulus);
 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ a tehermentesítés-újraterhelés folyamatához tartozó húr modulus;
m a kompressziós görbét leíró hatványfüggvény kitevője;
v Poisson tényező;
 c'_{ref} kohézió;
 ϕ' belső súrlódási szög;
 $\gamma_{0,7}$ az a fajlagos nyírási alakváltozás, ahol $G=0,7G_0$;
 G_0^{ref} kezdeti nyírási modulus (nagyon kis alakváltozásnál, $\gamma_s < 10^{-6}$);
 k_x, k_y, k_z x, y, z irányú áteresztőképességi együtthatók.

Különböző mélységekből vett talajmintákon, lépcsőzetes terheléssel elvégzett ödométeres vizsgálat során előállított kompressziós görbék alapján határoztuk meg az egyes talajzónákra az összenyomódási modulusok értékét. A HSsmall (HSS) anyagmodellben szereplő G_0 - kezdeti nyírási modulus - értékét az egyes talajrétegekre meghatározott átlagos nyíróhullám terjedési sebességek és a térfogatsúlyok ismeretében számítottuk (Thomas Benz, 2007). HSsmall anyagmodell esetében a program a terhelésváltozások kezdetén (a kis alakváltozások tartományában) a G_0 modulussal, majd a nyírási alakváltozás növekedésével fokozatosan csökkenő nyírási modulussal számol. A nagyobb alakváltozási tartományban, a felkeményedő (Hardening Soil) talajmodellnél megszokottak szerint, a feszültség szint emelkedésével fokozatosan növekvő összenyomódási modulus jellemzi az adott talajréteget (Szepesházi Róbert, 2007). HSsmall alkalmazásával, jóval realisabb talajviselkedést kapunk, mint a HS anyagmodellel, ezáltal a süllyedések mértéke is jobban közelíti a valós értékeket.

6.2. Szerkezeti elemek modell-struktúrája

6.2.1. Cölöpök

A cölöpöket az analízis során gerenda elemként építettük be a modellbe. Az építési helyszínen elvégzett statikus CPT szondázások során rögzített csúcscellenállási és köpenysúrlódási értékeket figyelembe véve határoztuk meg minden egyes cölöpre maximális a talpellenállás és palástellenállás maximális nagyságát, dr. Szepesházi Róbert (2011): Cölöpök méretezése az Eurocode 7 követelményei szerint doktori értekezése alapján, melyeket a cölöpök tulajdonságainak megadásánál használtunk fel.

Talajréteg jele	α_{sq}	Fajlagos csúcscellenállás [kPa]	Fajlagos palástellenállás [kPa]	Talpellenállás [kN]
Mg	0,55	911	16,60	-
A	0,55	1437	20,80	-
B	0,55	3061	30,40	-
C	0,55	16395	70,40	2257 (D=0,80m) 3016 (D=1,00m) 4030 (D=1,20m)

3. táblázat: A cölöpök modellparaméterei (α_{sq} - palástellenállási szorzó)

6.2.2. Talpgerenda, lemez-, interface- és geogrid elemek

A szerkezeti elemek modellezésénél az elkészült kiviteli, megvalósulási tervdokumentációkat használtuk (MMÉrnöki Iroda Kft., 2013), így realis szerkezeti geometriát alakíthattunk ki. Az építmény korábbi tervezési, modellezési fázisaiban az értékek több helyen is eltérőek voltak. A héjszerkezet alatt futó talpgerenda geometriáját 3D tömb elemekként határoztuk meg a realisabb szerkezeti viselkedések kialakulásának érdekében. A létrehozott tömb anyagtulajdonságának a betonét vettük fel.

Az alagút falát és alaplemezt, a héjszerkezetet, valamint a siló alaplemezt lemez elemként modelleztük, melyeknél a szerkezet vastagságát a kiviteli tervek alapján adtuk meg, anyagjellemzőként lineáris, izotrop beállításokat választottunk. Az ágyazatban négy szinten elhelyezett georács rétegek anyagjellemzője rugalmas, $EA=500$ kN/m.

Az alagút alaplemez, az alagút fal és a talpgerenda külső oldalán, valamint az alaplemez alsó és felső oldalán határfelületi ún. interface elemeket alkalmaztunk. Ezen interface elemek segítségével a környező talajtömeg kellőképpen mobilizálódni tud és a megfelelő mértékű feszültségállapotok, elmozdulások képesek kialakulni.

6.3. A cukor modellezése

A cukor, mint töltőanyag teherként való modellezésénél egy olyan megoldás mellett döntöttünk, miszerint talajként építjük be az analízisbe, nem pedig felületen megoszló teherként, mivel így a héjszerkezetet megfelelő mértékben tudjuk bevonni a teherviselésbe, aminek következtében a talpgerendára, valamint az alaplemezre átható terhek mértéke a lehető legpontosabb eredményt szolgáltatja. A cukortömegben képes kialakulni az átboltozódás hatása, így az alaplemez középső zónájában kisebb teherintenzitás ébred, mintha a geometriai és térfogati adatok alapján felületen megoszló terhelést használnánk. Különböző feltöltési és leürítési fázisokhoz tartozó tömegértékek alapján, négy jellegzetes állapothoz (17,00 ezer tonna; 44,65 ezer tonna; 51,50 ezer tonna; teljes feltöltés) megszerkesztettük a megfelelő cukorgeometriákat, amelyeket az egyes építési fázisokban aktiváltunk.

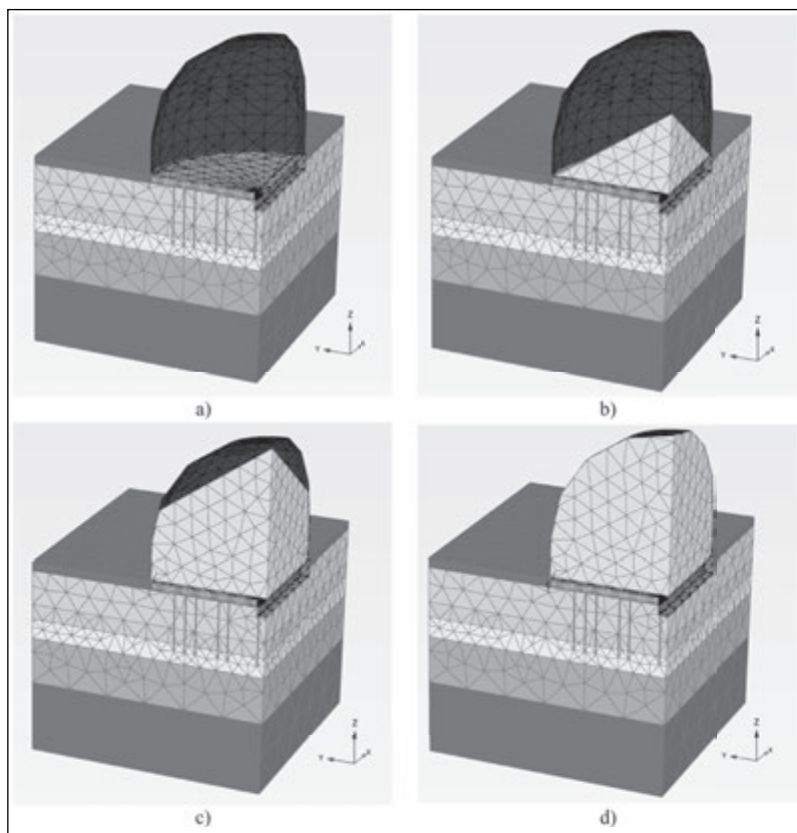
7. VIZSGÁLATI EREDMÉNYEK

A modellfuttatások során törekedtünk a való életben lezajlott feltöltési és leürítési hullámokat a lehető legpontosabban reprodukálni és legrészletesebben végig követni a vizsgálati időtartamon. Az építési fázisokat és a teherlépcsőket ennek függvényében választottuk meg. A monitoring rendszer kiépítése során, az alaplemez szélén nyolc, az alagút falán pedig tíz mérési pontot létesítettek. Az itt bemutatott modellünkben a deformációk időbeli változásának alakulását három kitüntetett pontban követtük figyelemmel.

A konszolidációs folyamat részletes vizsgálata során konvergencia problémákhoz vezetett a felszerkezet és a cukortömeg viselkedésének modellezése, így a számításokhoz itt ezeket - a 10. ábrán látható módon - felületen, valamint vonal mentén megoszló teherként vettük figyelembe. Vizsgálataink során, a jellegzetes terheléseket egyenként, külön modellekben számítottuk, melyekben szerepelt a héjszerkezet, továbbá a cukortömb is. Ezek alapján, a helyettesítő terheket minden terhelési lépcsőnél a talpfeszültségekből, illetve a cölöpökben keletkezett normál igénybevételekből számoltuk vissza.

A süllyedési diagramról leolvasható, hogy az első feltöltési hullám során, a valós szerkezet esetén a 3. hétig az alaplemezen nem alakultak ki elmozdulások, majd ezt követően hirtelen, „rozkadás”-szerű süllyedés következett be. Korábban, egyes nagy műtárgyaknál tapasztaltak már hasonló jelenséget, azonban elméleti magyarázata még nem tisztázott. 51.500 tonnás betöltési szintnél 6 hétig nem történt leürítés, ebben a fázisban a terhelés állandónak tekinthető. Jól látható, hogy viszonylag nagy egyenletes terhelésnél, 6 hetes időtartam alatt sem alakultak ki konszolidációs süllyedések. A szerkezet alaplemeze szélén 21 mm-t, közepén pedig 31,5 mm elmozdulást regisztráltak. Modelleredményekből a lemez peremén ~19,5 mm, míg közepén ~31,5 mm süllyedés keletkezett.

A 15. hét után megkezdődött a betöltött cukortömeg teljes leürítése, melynél megfigyelhető az altalaj „fellelegzése”, az alaplemez süllyedésének nagysága a lemez közepén 9,5 mm-rel, míg a széleken 2,5 mm-rel csökkent. Hasonló mértékű expanziót eredményezett a véges elemes analízis is. A második

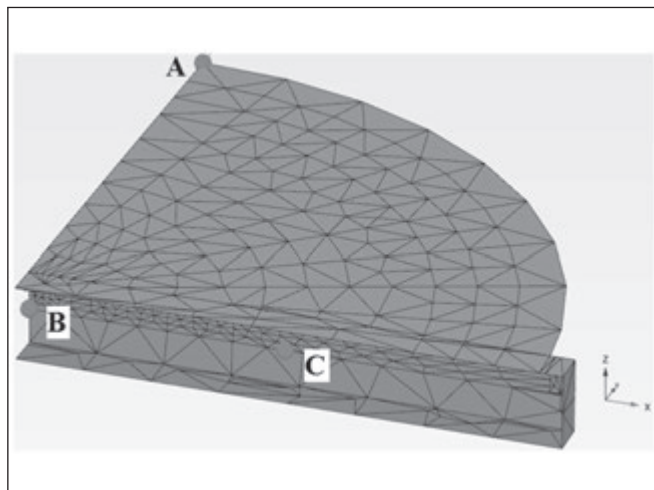


8. ábra: Üres állapot (a); 17,0 ezer tonnás feltöltés (b); 51,5 ezer tonnás (c); Teljes feltöltés (d)

feltöltési fázis során a betöltés kezdetekor nem tapasztalható „roskadás”-szerű elmozdulás, a süllyedések a teherintenzitás emelkedésének hatására fokozatosan növekednek. Az alaplemez szélén 37 mm-re, közepén pedig 42 mm-re nőttek az elmozdulások. A 3D modell eredményei ezekben a pontokban 33,5 mm-re és 42 mm-re adódtak. Leürítés során hasonló tendencia figyelhető meg, mint az első feltöltési hullámnál. A lemez peremén 10 mm-rel, míg közepén 17 mm-rel csökkentek a mozgások.

Az általunk elkészített 3D végeleemes modell elemzésekor az első betöltési fázisnál hirtelen, „roskadás”-szerű süllyedés nem alakult ki, a mozgások összhangban vannak a teherszint növekedésével. Az 51.500 tonnás állapot elérése után, a modelleredményekből előállított süllyedési görbék közel párhuzamos lefutásúak a megvalósult szerkezet süllyedési görbéivel, az eltérés mindösszesen pár milliméter.

9. ábra: Kiválasztott süllyedésmérési pontok



8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A cikk egy magyarországi cukorsiló alapozásának viselkedését vizsgálja a feltöltési folyamat back analizisének segítségével. A dómszerkezetű siló alapozása meglehetősen összetett, tartalmaz hagyományos cölöpöket illetve rigid inclusion talajerősítést is, ebből adódóan viselkedése csak szofisztikált térbeli geotechnikai véges elemes modell segítségével vizsgálható megbízhatóan. A back analízis során a talajrétegek viselkedését HSsmall talajmodell segítségével írtuk le, ehhez kiindulási adatként a geotechnikai jelentéshez készített laboratóriumi (ödométer, közvetlen nyírás) és terepi vizsgálatok (SCPT, CPTu) eredményeit használtuk. A cölöpök illetve rigid inclusion-ök teherbírás jellemzőit szintén a CPT adatok alapján definiáltuk. A Plaxis 3D segítségével számított süllyedéseket összehasonlítottuk a feltöltés során mért süllyedés eredményekkel. Ezzel kapcsolatban a következő konklúziók vonhatóak le.

- A számított süllyedések jó egyezést mutatnak a mért értékekkel, a legnagyobb eltérés is csak néhány mm (~10%).
- A kezdeti süllyedések időbeni kialakulása tekintetben eltérő tendenciát mutat, a mért süllyedések az első pár hétben jelentősen kisebbek a számítottaknál (szinte elhanyagolhatóak), majd ezt követően a számítottaknál gyorsabban alakulnak ki. Ennek a jelenségnek az oka egyelőre nem ismert, azonban korábbi

hasonló munkáknál is tapasztaltunk ilyen tendenciát.

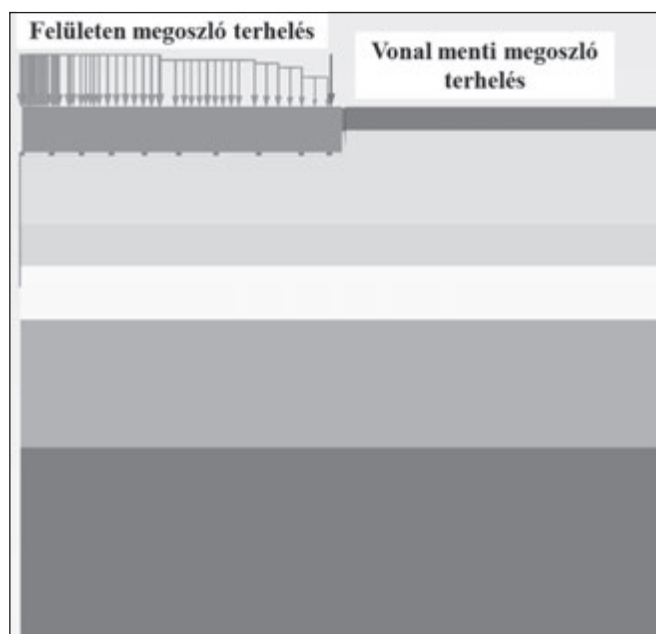
- Az első feltöltést követően a számított és mért süllyedések görbéi hasonló lefutásúak.
- A reprezentatív pontok számított süllyedéskülönbségei minimálisan térnek el a mért értékektől.

Összességében megállapítható, hogy a véges elemes modellel meghatározott talajviselkedés, illetve talaj - szerkezet kölcsönhatás és a monitoring eredmények jó egyezést mutatnak. Ezek az eredmények is azt sugallják, hogy a megfelelő laboratóriumi és terepi vizsgálati input paraméterek, valamint a HSsmall anyagmodell felhasználásával ilyen komplexitású geotechnikai problémák esetén is megbízható, a valóságoshoz nagyon közeli eredmények kaphatóak a geotechnikai véges elemes analízis során.

9. HIVATKOZÁSOK

- Nyári I., Turi D., Pusztai J. (2012), „Talajvizsgálati jelentés és geotechnikai tervfejezet a Magyar Cukor Zrt. területén létesítendő DOM cukorsiló építési engedélyezési tervéhez.”
- Wolf Á., Szilvágyi L., Schell P. (2013), „Kaposvár Cukorgyár Cukorsiló - Geotechnikai terv”
- MMérnöki Iroda Kft. (2013), „Kaposvári cukorgyár cukorsiló - Alépitményi tervdokumentáció - Alapozási munkarész”
- Szepesházi R. (2011), „Cölöpök méretezése az Eurocode 7 követelményei szerint”, doktori (PhD) értekezés, Miskolci Egyetem
- Szepesházi R. (2007), „A HS-talajmodell”, Széchenyi István Egyetem
- Benz, Th. (2007), „Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences”, Stuttgart University of Technology
- Keller Holding GmbH, „Rigid Inclusions”, Brochure 35-02E
- DOMTEC International, „Building Leadership”, ebrochure, domtec_ebrochure.pdf
- Hunyadi M. (2015), „Héjak a világban”, Lemezek és héjak előadás jegyzet, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
- Plaxis 3D (2013), „Material Models Manual”, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
- Plaxis 3D (2013), „Reference Manual”, PLAXIS bv, Delft, Netherlands

Dr. Móczár Balázs (1971) okl. építőmérnök, okl. igazságügyi szakmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Geotechnikai Tanszék oktatója. Fő érdeklődési



10. ábra: Helyettesítő terhelés

területei: talaj és szerkezet kölcsönhatása, sík- és mélyalapozások, mély munkagödörök. Az MMK Geotechnikai Tagozat elnökségi tagja. Az MMK Geotechnikai Tagozat Szakértői Testület tagja. Az ISSMGE és a Magyar Geotechnikai Egyesület tagja.

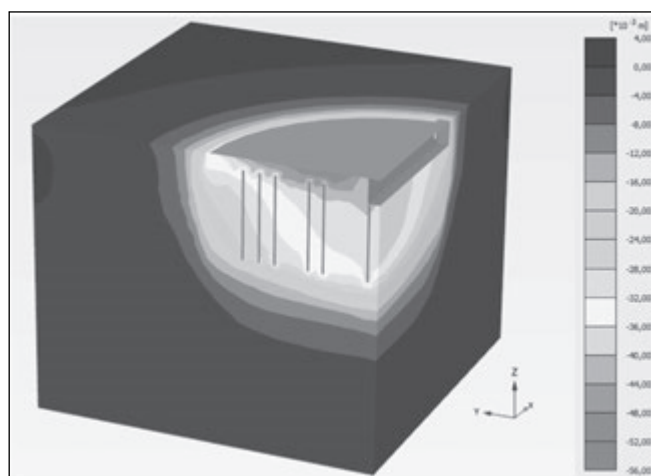
Dr. Mahler András (1977) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Geotechnikai Tanszék oktatója. Fő érdeklődési területei: talajviselkedés véges elemes modellezése, talajjellemzők helyszíni és laboratóriumi meghatározása, talaj és szerkezet kölcsönhatása. Az MSZT/MB 126 „Különleges alapozások” műszaki bizottságának és az ISSMGE tagja. A Magyar Geotechnikai Egyesület elnöke.

Lődör Kristóf (1990) okl. építőmérnök (MSc). Fő érdeklődési területei: speciális mélyépítés, talaj és szerkezet kölcsönhatása.

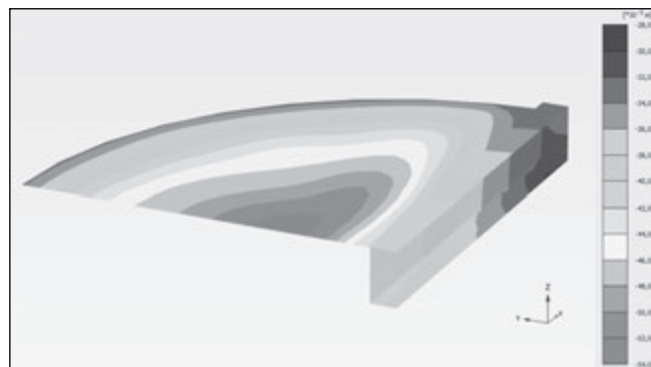
BACK ANALYSIS OF KAPOSVÁRI SUGAR FACTORY SILO'S SETTLEMENTS WITH GEOTECHNICAL 3D MODELING

Balázs Móczár - András Mahler - Kristóf Lődör

In 2013, a new silo was established with complex foundation system, in



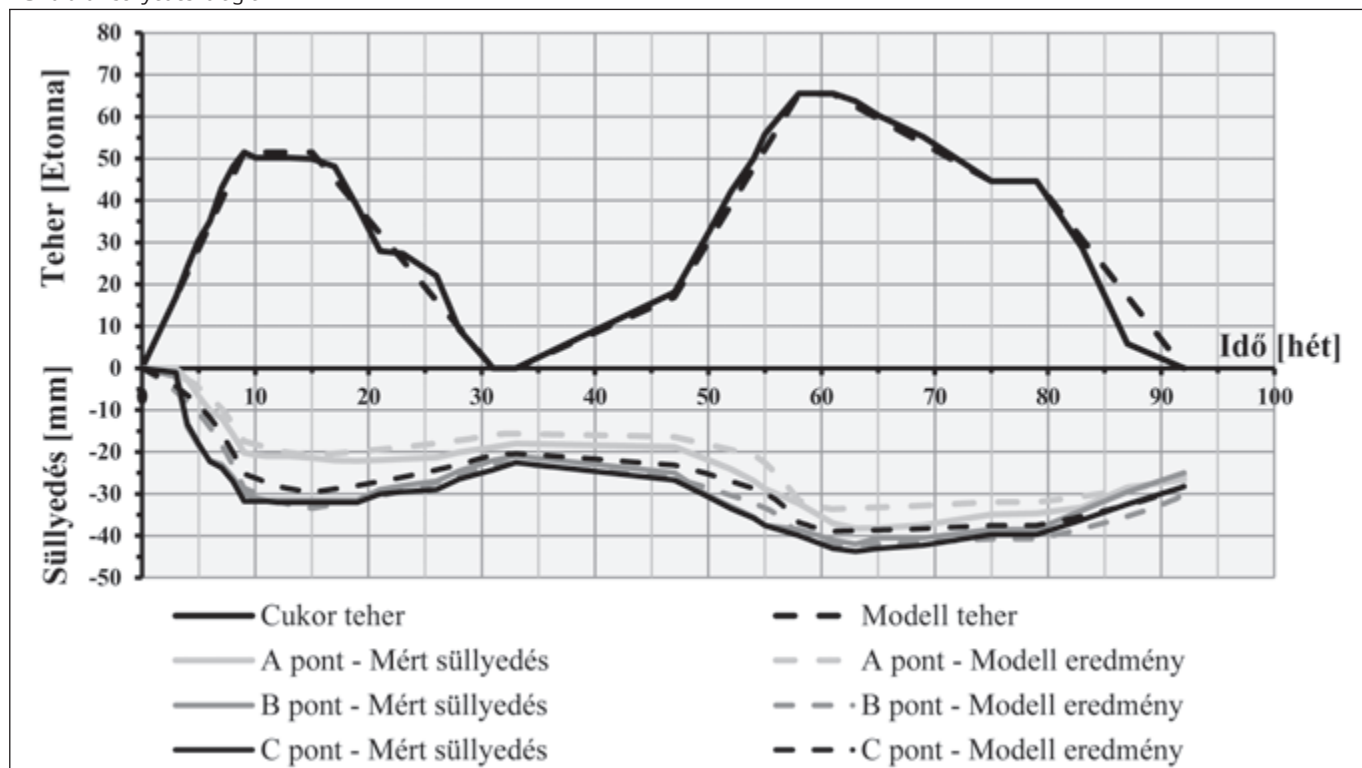
11. ábra: Teljes z irányú elmozdulás ábra – teljesen feltöltött állapot



12. ábra: Alaplemez és alagút z irányú elmozdulás ábra – teljesen feltöltött állapot

Kaposvár. The silo is about 60 meters in diameter and capable of storing 60.000 tons of sugar. There are “traditional” embedded piles under the beam and the tunnel, while in the middle of the structure there are rigid-inclusion soil reinforcements. Since the construction, settlements are measured constantly. Based on these measurements, we did a back analysis from the structure's settlements with 3D geotechnical modeling. During our research, using modern and complex material models, we have achieved that our results corresponded with the real results.

13. ábra: Süllyedési diagram



DR. KÖLLŐ GÁBOR KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAPIJA ALKALMÁBÓL



Köllő Gábor 1950-ben született Szamosújváron. Építőmérnök, 1974-ben végezte tanulmányait a Jászvásári Műszaki Egyetem építőmérnöki karának a Vasút, út és hidépítés szakán. Első munkahelye a Kolozsvári Vasútépítő Vállalat nagyváradi és dési munkatelepén volt (fontosabb munkálatok: nagyváradi repülőtér, a Déda-Dés vasútvonal villamosítása, monori és sajómagyarosi alagutak felújítása, heniu rádió és tv-torony, stb.). 1978-tól

a kolozsvári Műszaki Egyetem építőmérnöki karának tanársegédje. Végigjárta az összes egyetemi fokozatot, tanársegéd, adjunktus, docens, majd 2000-től professzor. Hidépítést, vasutépítést és alagútépítést oktat. Az építőmérnöki karon működő doktori iskolának tagja, doktori felkészítést vezető professzor. 2004-től 11 doktor védte meg a disszertációját. 2011-től elindított egy mesteri szakosítást Környezet kímélő közlekedési infrastruktúrák néven. Oktatási és tudományos tevékenységét így összegezhetjük: 21 műszaki könyv, ebből 15 egyetemi tankönyv, több mint 150 tanulmány, belföldi és

külföldi folyóiratokban valamint konferenciákon. Több elismerésben részesült, elsőnek kapta meg **fib** Magyar Tagozat Palotás László díját 2000-ben. Ezenkívül METESZ, Eötvös Lóránt fizikai társaság, EFTT, OMBKE, KTE, MÁV, Mérnöki Kamarai érem, Hajdú-Bihar megyei mérnöki kamara, Bay Zoltán emlékérem kitüntetésekben is részesült. A Magyar Tudományos Akadémia köztestületének valamint a MTA Kolozsvári Akadémiai Bizottságának (KAB) tagja és a KAB Építéstudományi szakbizottságának az elnöke. A Magyar Mérnöki Kamara tiszteletbeli tagja. Az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság (EMT) elnöke (10 éve) azelőtt 6 évig a társaság tudományos elnökhelyettese. Az EMT építéstudományi szakosztály elnöke. Az ÉPKO nevű építéstudományi konferencia szervezője. A Magyar mérnökök és építészek világszövetségének az MMÉV alelnöke volt. A Sapientia Erdélyi Tudományegyetem tudományos tanácsának volt a tagja, e szervezet megszűnéséig. Az Illyés Közalapítvány tudományos szaktestületének az elnöke, a szaktestület megszűnéséig. Kívánunk sok sikert és jó egészséget további munkájához.

Balázs L. György

GRATULÁLUNK DR. ALMÁSI JÓZSEF 75. SZÜLETÉSNAPIJÁRA



Folyóiratunk hasábjain öt évvel ezelőtt, az akkor 70 éves tagtársunkról elmondtuk, hogy a BME kiváló hallgatója volt, és 32 éves korában ugyancsak kitüntetéssel szerzett műszaki doktori címet. Szerzett ipari gyakorlatra, ezt követően lett a Vasbetonszerkezetek Tanszéke oktatója. A tanszék valamennyi szakterületén széles körű ismeretekre tett szert. Talán úgy mondhatjuk, hogy magát folytonosan

tovább képezve oktatott, és oktatva tanult. Mindig megértette a hallgatók visszajelzéseit, és rendszerességével, segítő készséggel elnyerte megbecsülésüket.

Nagy hozzáértéssel és megbízhatósággal vett részt a tanszék ipari munkáiban mind a tervezés, a szakértői tevékenység és laboratóriumi kutatások során. E munkák során szerzett tapasztalatait kamatoztatta 1993-tól a CAEC tervező vállalat vezetőjeként. A cég gazdag tervezési tevékenységét a munkában való közvetlen tevékenysége fémjelzte. Kereskedelmi

központok, irodaházak, sportlétesítmények, műemlék-épületek felújítása mellett vízépitési műtárgyak tervezésében kamatoztatta korábbi tapasztalatait. Új építési módszerek bevezetése is nevéhez fűződött. Számos találmányát jegyezték be.

Értékes szakirodalmi tevékenységet fejtett ki. E munkája kapcsolódott hazai és nemzetközi szakmai szervezetekben (ÉTE, MKK, IABSE, mai egyesületünk, a fib, ill. két jogelődje, a FIP és CEB) való közreműködéséhez.

Méltán nyerte el más elismerések mellett (egyesületünk magas elismerését, a Palotás László-díjat, valamint az egyetemi docensi címet.

Dr. Almási József megbecsült tagtársunk az elmúlt öt évben is töretlenül dolgozott tovább. Nagy örömről szolgált, hogy egyesületünk folyóirataiban, mind a VASBETONÉPÍTÉS, mind a CONCRETE STRUCTURES számaiban publikálta figyelemre méltó munkáinak eredményeit.

A háromnegyed évszázados jubileum alkalmával kívánjuk, hogy kedves barátunk jó erőben folytassa kívánsága szerint a magyar építőipar javát szolgáló tevékenységét. További hosszú évekig kísérje jó egészség, magánéletében sok öröm! Tassi Géza

FÖLDVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 75. SZÜLETÉSNAPIJA ALKALMÁBÓL



1940. július 5-én született Budapesten. Mérnöki diplomáját 1963-ban szerezte az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnök Karán. Statikus tervezőként első munkahelye az ÉM. Pécsi Tervező Vállalat volt, majd ezt követte az ÉM. 44. sz. Építőipari Kivitelező Vállalat. 1965-ben került az Uvatervező, ahol 33 évet töltött el. Az Uvater tervező műhelyében vált a hídtervező szakma egyik meghatározó szaktekinetivé. Közreműködött

számos jelentős hídszerkezet tervezésében, mint az Árpád híd szélesítése, a Hárosi Duna-híd, vagy a lágymányosi Rákóczi híd. Kimagasló szerepe volt a nagyteherbírási, előregyártott feszített vasbeton hídgerenda családok fejlesztésében is.

1998-ban került át szakfőmérnökként a Pont-Tervhez, ahol régi kollégái között dolgozott egészen nyugdíjba vonulásáig. A Pont-Terv munkatársaként eltöltött másfél évtized alatt számos alkotásban való részvételével tudta gyümölcsöztetni

sok évtizedes gyakorlatát. Ezek közül a legjelentősebbek: a bajai Duna-híd korszerűsítése, az esztergomi Mária Valéria Duna-híd újjáépítési terve, a szekszárdi Szent László Duna-híd felszerkezetének kiviteli terve, az M0 Szentendrei-Duna-híd kiviteli terve, valamint az M0 Hárosi Duna-híd bal pálya kiviteli tervei. Szívesen adta át széleskörű szakmai tapasztalatát a vele együtt dolgozó fiataloknak.

Tervezői munkája mellett közreműködött az Ütügyi Műszaki Előírások, illetve a Vasúti hidak Méretezési Előírásainak kidolgozásában, és számos szabvány szakmai ellenőrzésében.

Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának és a **fib** Magyar tagozatának. Mint egykori egyetemi tankörtársa, 1958. óta barátként kísérhettem figyelemmel pályafutását, láthattam munkásságát. Bár a közelmúltban nyugdíjba vonult, de továbbra is számítunk szakértői tevékenységére.

A magam és munkatársai nevében 75. születésnapja alkalmából gratulálok életpályájához és nagyon jó egészséget kívánok.

Pozsonyi Iván



Lurdy – Ház
vázszerkezet – 1997



MOM Alkotás utcai
szárny – 2000

CAEC Kft.

1073 Bp., Akácfa u. 50.

www.caec.hu



Klotild Palota 2004-2012



Haller Kert – 2004



Aréna Plaza – 2007



Siófok Sportcsarnok - 2015

CONSOLIS
ASA

50 éve az előre gyártott vasbeton szerkezetek fejlesztésének éllovasa

ASA Építőipari Kft.

Minőség és innováció az építésben

1036 Budapest, Lajos u. 78.

www.asa.hu



Utófeszített tartók 2015-ben a Kiss Szilárd siófoki sportcsarnoknál



Hódmezővásárhelyi szaniterárú gyár
utófeszített főtartói - feszítő huzalok betolása



Folyó kivitelezés Alsónémediben



Bosch, Maklár - 2015

A JÖVŐT ÉPÍTJÜK



A-HÍD

A-HÍD ZRt.
H-1138 BUDAPEST
KARIKÁS FRIGYES U. 20.

www.ahid.hu

