

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9 771419 644000 20124

Dr. Almási József – Polgár László –
Zeleny Lajos

SÍK VASBETONSZERKEZETEK KÖLTSÉGHATÉKONY VASALÁSA

98

Dr. Szalai Kálmán – Dr. Kovács Tamás –
Dr. Balázs L. György

A BETON NYOMÓSZILÁRD- SÁGÁNAK ÉRTÉKELESE MEGLÉVŐ BETON- SZERKEZETEK ESETÉN

107

Haris István

TÉGLAFALLAL MEREVÍTETT KERETEK KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA CIKLIKUS TERHELÉSRE

112

Szántó Éva

CCC2012 PLITVICE – A VASBETONÉPÍTÉS KÖZÉPEURÓPAI KONGRESSZUSA 2012-BEN

120

SZEMÉLYI HÍREK

Dr. Erdélyi László 65. születésnapjára

Gratulálunk a 65 éves
Zsigmond Andrásnak

Dr. Tóth Zoltán 70 éves

Dr. Fogarasi Gyula üdvözlése 75. szü-
letésnapja alkalmábólKirályföldi Lajosné jubilaris születés-
napjára

Dr. Knebel Jenő 85 éves

Kozma Károly köszöntése 90. szü-
letésnapja alkalmából

122

2012/4

XIV. évfolyam, 4. szám

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

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: Bene László

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar 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: Doha városkép

Fotót készítette: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 98** Dr. Almási József – Polgár László – Zeleny Lajos
**SÍK VASBETONSZERKEZETEK
KÖLTSÉGHATÉKONY VASALÁSA**
- 107** Dr. Szalai Kálmán – Dr. Kovács Tamás – Dr. Balázs L. György
**A BETON NYOMÓSZILÁRDSÁGÁNAK
ÉRTÉKELÉSE MEGLÉVŐ BETONSZERKEZETEK
ESETÉN**
- 112** Haris István
**TÉGLAFALLAL MEREVÍTETT KERETEK
KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA CIKLIKUS TERHELÉSRE**
- 120** Szántó Éva
**CCC2012 PLITVICE – A VASBETONÉPÍTÉS
KÖZÉPEURÓPAI KONGRESSZUSA 2012-BEN**
- 122 SZEMÉLYI HÍREK**
**Dr. Erdélyi László 65. születésnapjára
Gratulálunk a 65 éves Zsigmond Andrásnak
Dr. Tóth Zoltán 70 éves
Dr. Fogarasi Gyula üdvözlése 75. születésnapja
alkalmából
Királyföldi Lajosné jubilaris születésnapjára
Dr. Knebel Jenő 85 éves
Kozma Károly köszöntése 90. 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 Vas-
betonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft.,
BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., SW Um-
welttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft., BME
Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

SÍK VASBETONSZERKEZETEK KÖLTSÉGHATÉKONY VASALÁSA



Dr. Almási József - Polgár László - Zeleny Lajos

A következőkben rövid áttekintést adunk a födémek, falak, padlók hatékony vasalási technológiájáról, a BAMTEC® szőnyegvasalási rendszerről, mely közel 20 éve működik világszerte, és ami már Magyarországon is elérhető. Ismertetjük a tervezés sajátosságait, az automata vasalási szőnyeggyártás adta gazdaságosság előnyeit. Végül példákat mutatunk be magyarországi alkalmazásokról.

Kulcsszavak: BAMTEC, szőnyegvasalás, födémvasalás, igénybevétel követő vasalás, optimális vas felhasználás, gazdaságosság

1. BEVEZETÉS

A monolit vasbetonépítés egyik legköltségesebb és legmunkaigényesebb része a sík vasbeton szerkezetek, mint a födémek és padló szerkezetek, valamint falak készítése. Ezek építésének gyorsítása, a vasalás mennyiségének csökkentése és az adott igénybevételekhez való simítása, igazítása, továbbá a beszerelési idő rövidítése alapvetően fontos feladat. A hagyományos vasalásnál az átmérok és hosszak „rugalmas” változtatása a gyártás, szállítás és beszerelés területén nehezen végrehajtható szervezési feladatokat jelentenek, így kevésbé alkalmas az optimális vasalási mennyiség beépítésére. A hegesztett hálók alkalmazása csak részben szolgálta az említett szempontok kielégítését.

Az igénybevételek „pontos” számítását nagyban segítette a végeelemes módszer építőipari elterjedése. Azonban a hagyományos – kézzel szálánként fektetett vasalás –, vagy a hegesztett hálók nem, vagy csak részlegesen tették lehetővé az igénybevételek pontosabb követését a vasalással. A hegesztett hálók kis méreténél fogva a rengeteg toldás következtében előálló „magassági pontatlanságok” a keresztmetszet teherbírását gyengítik így nem jelentenek optimális megoldást.

Az említett hátrányokat kiküszöbölhetjük, amennyiben a vasalás egyes szálait az igénybevételhez igazodó átmérővel és hosszal, automata géppel egymáshoz rögzítjük és szállítható szőnyeg formára tekercseljük.

Az igénybevételeket követni tudó BAMTEC® automatikus gyártási rendszer a vasalás gyors előkészítésével, a vasalás „szőnyeggé” formálása által a vasalás gyors helyszíni beépítését teszi lehetővé és ezáltal jelentős költségmegtakarítást eredményez.

A BAMTEC® név mozaikszó: **B**ewehrung **A**bbund **M**aschinen **T**Echnologie azaz „Gépesített vaskötegelő technológia”. (www.bamtec.hu, www.bamtec.com)

Az azonos vasalási síkon, azonos irányban elhelyezendő, a terveken szereplő átmérőjű és hosszúságú vasszalakat a gyárban az automata gépsor leszabja, majd acéllemez pántokra rögzítve „szőnyeggé” tekercseli. Ily módon lehet a helyszínre szállítani, ahol a megadott pozícióba lerakva, minimális élőmunka segítségével a szőnyeget ki lehet görgetni a vasalás végleges helyén.

A gyártási technológia előnyeit nagy sík betonfelületek vasalásánál lehet kihasználni. Ilyen jellemző vasalások a

következők: síklemez födémek, könnyített üreges födémek (Beeplate, U-boot, Bubble deck, Alsina stb.) alsó és felső vasalása, előregyártott födémpanelek, kéregpanelek felbetonjának vasalása, valamint falak két oldali vasalása, padlók, alaplemezek utak, autópályák, vasutak és villamos pályák vasalása.

Fontos kiemelni, hogy az említett szőnyeg vasalási rendszer alkalmazásában egyaránt érdekelt a beruházó, a kivitelező, a statikus és építész tervező, valamint az építési ellenőr és maga az állam is. Előnyként jelentkeznek, hogy kevesebb vasmennyiséget építünk be, gyorsan, rövidebb kivitelezési idővel, sokkal méretpontosabban, kevesebb helyszíni élőmunka felhasználásával és egyben energia megtakarítással. A gyártáshoz használt tervek készítése módja, a gyártás automatizálása egyben a magas szintű minőségellenőrzést és a szükséges vasmennyiség tényleges beépítését biztosítja.

2. A BAMTEC® SZŐNYEG VASALÁSI RENDSZER ALKALMAZÁSÁNAK LÉPÉSEI

A BAMTEC® szőnyeg vasalási rendszerrel a szerkezetek építésének főbb technológiai lépései a következők: tervezés, gyártás, szállítás, fektetés, betonozás.

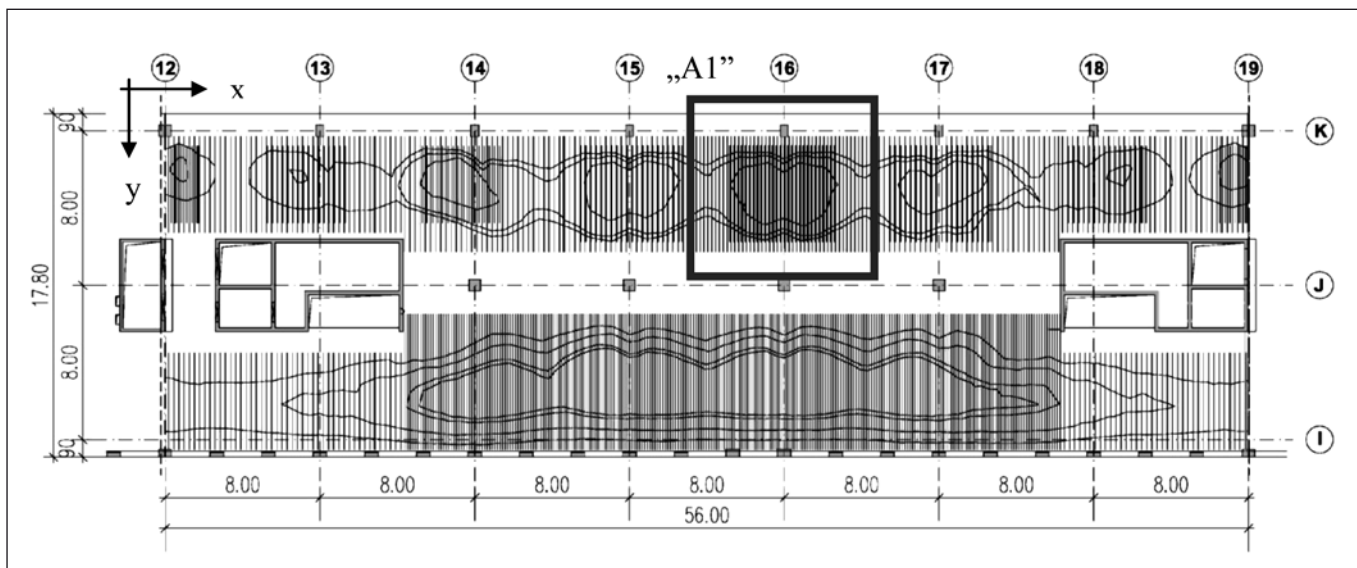
2.1. A tervezés

A szükséges vasalást általában három részből tesszük össze: alapvasalásból, pótvasalásból és a kiegészítő vasalásból (szegővasak, kengyelek, kitérők stb.) Az alapvasalást elsősorban a minimális vasalás, továbbá a jellemző igénybevételek nagysága határozza meg.

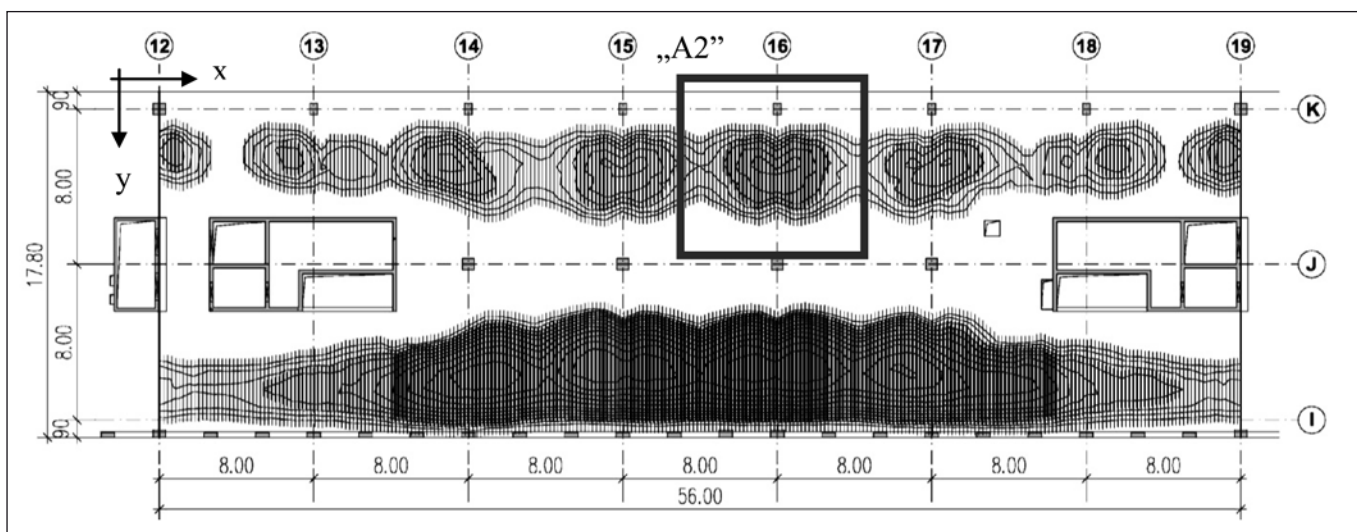
A „hagyományos” vasalást (kétirányú, ortogonálisan egymásra fektetett vasak rendszerét) egyszerűen ki lehet alakítani a BAMTEC® szőnyegekkel. A BAMTEC® technológia előnyeit akkor tudjuk igazán kihasználni, ha ún. „igénybevétel követő” vasalást alkalmazunk. Ez azt jelenti, hogy a kétirányú, ortogonális vasalás mind átmérőben, mind osztásközben és hosszban a nyomatéki igénybevételt követi, annak szoros „burkolásával”. Ezt a következő módon érjük el.

2.11 Nyomatéki igénybevételek

Digitális úton meghatározzuk a szerkezet nyomatéki igénybevételeit (pl. végeelem módszerrel), azaz meghatározzuk a



1. ábra: Födémlemez igénybevételekhez illeszkedő alsó keresztirányú pótvasalása hagyományos esetben



2. ábra: Födémlemez igénybevételét követő alsó keresztirányú pótvasalás BAMTEC® szőnyegvasalással

vasszükséglet szintvonalait, külön-külön mindkét irányban, minden rétegre.

2.12 Pótvasalás

Az alapvasaláson felül szükséges pótvasakat egy speciális, erre a célra fejlesztett program segítségével (Müller Tamás 2010) a megadott szintvonalak alapján határozzuk meg és osztjuk ki, így azokat csak a szükséges helyen, a szükséges mennyiségben helyezik el. Ennek elérése érdekében a pótvasak hossza, átmérője és távolsága minden egyes vasnál különböző lehet. A szokásos átmérők 8, 10, 12, 14, 16 mm. A legsűrűbb osztás 5 cm lehet. A „hagyományos” vasalásnál gyakorlatilag lehetetlen lenne kezelni a több száz különböző átmérőjű és hosszúságú vasat, és főleg lehetetlen a megfelelő helyre pozicionálni, ezért a gyakorlatban a pótvasakat (1-2 lépcső beiktatásával) a legnagyobb igénybevételre méretezik és a szükségesnél nagyobb felületen helyezik el, a biztonság javára történő eltéréssel (1. ábra). Ezzel az egyszerűsítéssel jelentős mennyiségű többletvasalást helyeznek el.

A 2. és 5. ábra ugyanezen födém BAMTEC® szőnyeggel való vasalását mutatja, szorosan követve a nyomatéki igénybevételek szintvonalait az alsó és felső vasalási rétegnél egyaránt. A 3. és 4. ábra a hagyományos és BAMTEC® szőnyegvasalással történő „szintvonal lefedés” részleteit mutatja az alsó vasalásnál és a 5. ábra a felső vasalásnál.

Az 1-6. ábrákon bemutatott födém vasalását megterveztük

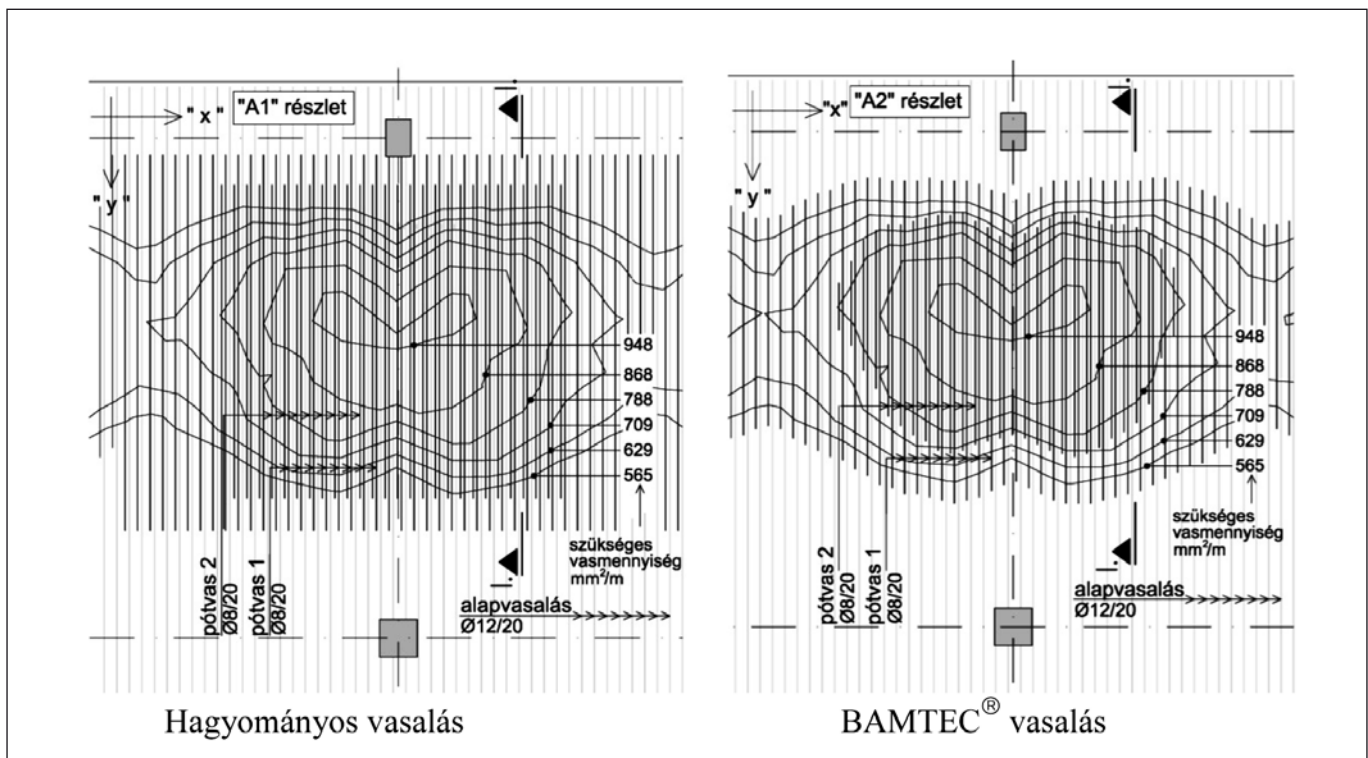
hagyományos módon, és BAMTEC® vasalással is. A vasmenyiségek összehasonlítását a 7. ábrán foglaljuk össze. A táblázat a födém alapvasalását és pótvasalását tartalmazza. Nem tartalmazza a vasalási technológiától független szegővasalást, nyílások körüli pótvasalást, átszűrődási vasalást stb., Ezek mindkét eljárásban azonos mennyiségűek.

A vizsgált födém esetén tehát 21%-os vasmegtakarítást értünk el. Egyéb alkalmazási esetekben tapasztalásunk szerint az igénybevétel lehető legszorosabb követése 20-30 % vasmennyiség megtakarítást eredményezhet.

2.13 Átnézeti terv

A vasalási szőnyegek kiosztásának átnézeti terve. Ezen a terven egyrészt a szőnyegek méretének meghatározása által a vasalandó mezőt lefedjük, másrészt az igénybevételeket követő vasalást kiosztjuk (8. ábra). A szőnyegek alakját, méreteit több dolog együttesen határozza meg: a szőnyeg súlya (daruzás lehetősége), a gyártósor kapacitása (max. szélesség 15 m), az összekötő pántok helyzete, a szőnyeg kigördíthetősége, kigördítés útjába eső akadályok (pl.: *kitűskézés*), a munkahézag helye, a zsaluzási ütemek, a vasszerelés iránya stb. Ezek figyelembe vétele a tervezés során többletfeladatot jelent a tervező számára, de a tervezésbe fektetett többletmunka a kivitelezéskor többszörösen megtérül.

Ez a terv hozzásegít ahhoz is, hogy mind a tervezési fázisban

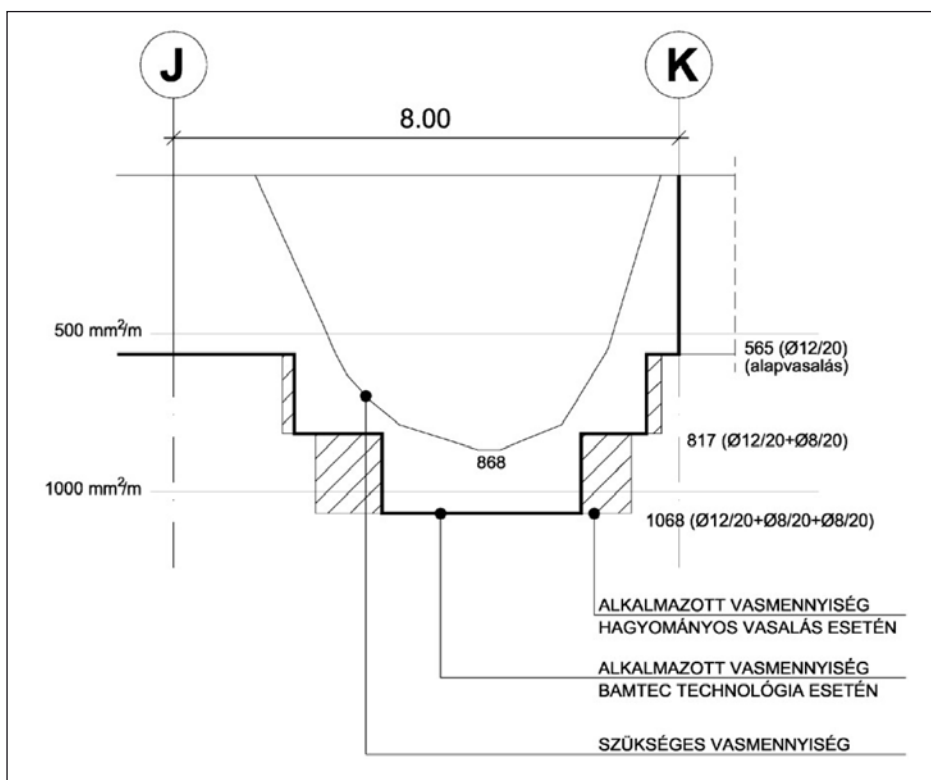


3. ábra: „A” födémrészlet alsó síkon elhelyezett „y” irányú alap és pótvasalása hagyományos vasalási eljárás (A1) illetve BAMTEC vasalás (A2) alkalmazása esetén. Az „A1” és „A2” födémrészlet elhelyezkedését az 1. illetve a 2. ábrán jeleztük

(pl.: tervellenőr), mind a kivitelezés alatt (műszaki ellenőr) ellenőrizni lehessen a tényleges vasalást. A 8. ábrán bejelölt részlet gyártmánytervét a 9. ábra mutatja be. A terv megadja a szőnyegek és az átfedések méreteit, a pótvasak pontos pozícióját és átmérőjét. Minden réteghez és minden irányhoz külön átnézeti terv készül.

Az említett szoftver modul lehetőséget biztosít a tervező részére, hogy a szőnyeg kiosztási terven „metszeteket” vegyen fel, melynek mentén az alkalmazott vasalást meghatározza és a 4. illetve a 6. ábrán látható vasmenység-összehasonlítás

4. ábra: I-I metszet - Alsó keresztirányú („y”) pótvasalás összehasonlítása hagyományos és BAMTEC vasalás esetén



jeljen meg, ezáltal az ellenőrzés egyszerűvé válik, az esetlegesen elkövetett hiba mindjárt kiderül.

2.14 A gyártmánytervek

Ezek az egyes vasalási szőnyegek „elemtervei”. Ezek „kódolt” változatait az erre a célra készült külön program modul automatikusan generálja és a gyártáskor ezek vezérik a gyártógépet. A gyártmánytervek segítségével már a gyártás során szemlélettel ellenőrizhető, hogy a legyártott szőnyeg egyezik-e a tervezettel (9. ábra).

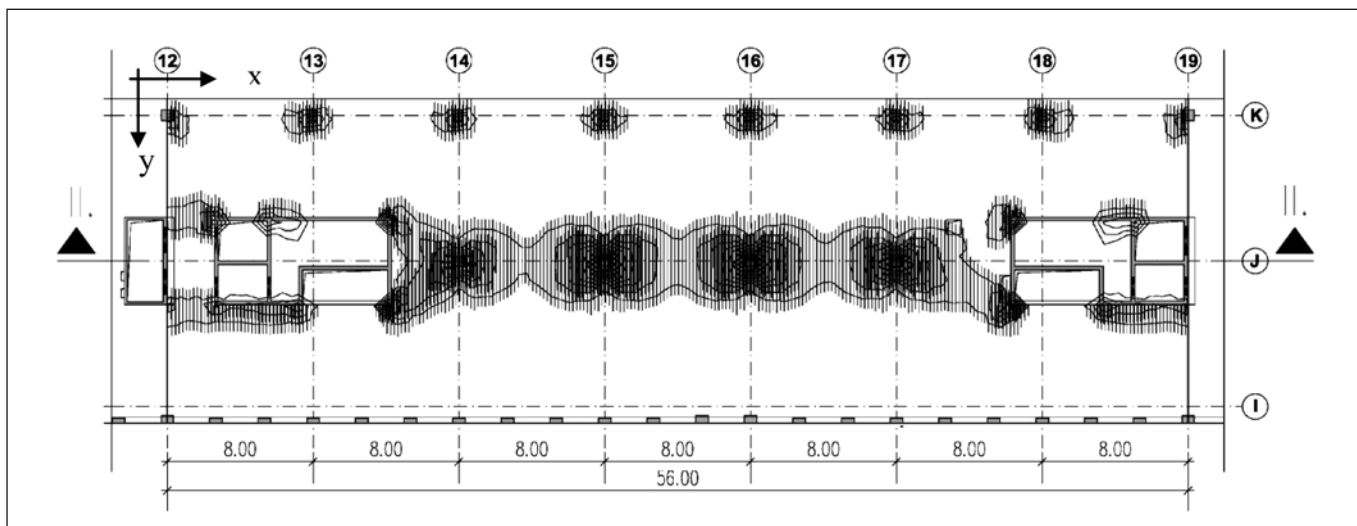
2.15 A kiterítési terv

A kiterítési terv célja, hogy ennek alapján a vasalási szőnyegek pontosan elhelyezhetőek legyenek. Különkülön, minden réteghez és minden irányhoz készül kiterítési terv. Egy kiterítési terv részlete az 10. ábrán látható.

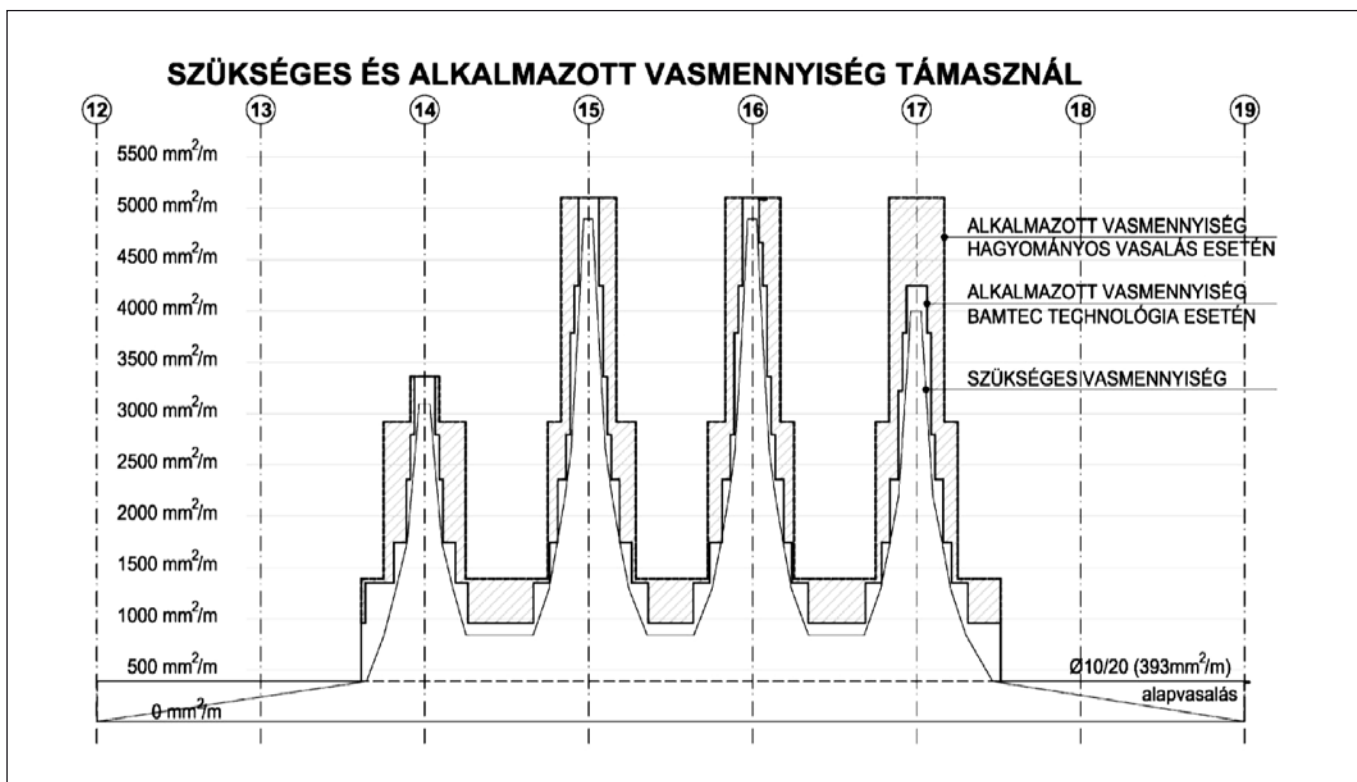
Ez a terv a szőnyegek kontúrját és helyzetét, a szőnyegtekercs első vasának pontos helyét (pl. a raszter tengelyekhez képest) és a szőnyeg kigördítés irányát ábrázolja.

2.16 Egyedi helyszíni vasalások tervei, egyedi vasalási tervek

Ezek a tervek tartalmazzák azokat a vasalásokat, amiket gyártástechnológiai okokból nem lehet a BAMTEC® szőnyegekbe beépíteni. Ilyenek pl. a hajlított vasak: szegők, kengyelek, gerenda és borda vasalások,



5. ábra: Födémlemez igénybevételét követő felső keresztirányú („y”) pótvasalás BAMTEC® szőnyeg vasalással



6. ábra: II-II. metszet Szükséges és alkalmazott vasmennyiségek összehasonlítása és egyben ellenőrzése. (Az ábra nem a szokásos nyomtatéki burkolóábra. Az „x” irányú metszeten az „y” irányú vasalás mennyisége látható.)

7. ábra: Födémlemezben alkalmazott vasmennyiség összehasonlítása hagyományos és BAMTEC vasalás esetén, szegővasak, átszűrődási vasak nélkül.

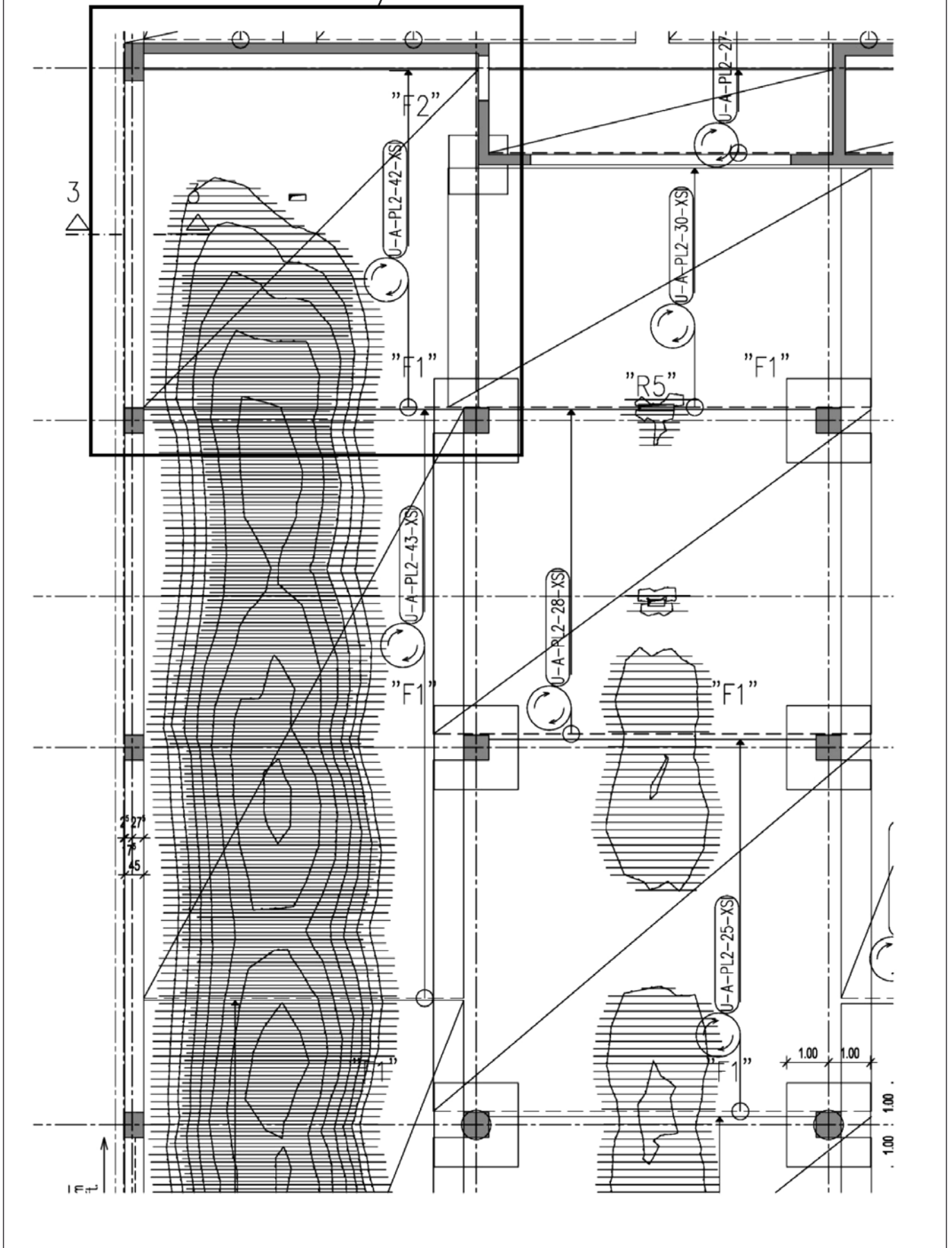
	vasmennyiség hagyományos vasalás esetén [kg]	vasmennyiség BAMTEC vasalás esetén [kg]
„x” irányú alsó vasalás	6176	4942
„y” irányú alsó vasalás	7494	5970
„x” irányú felső vasalás	6348	4878
„y” irányú felső vasalás	6096	4805
ÖSSZESEN:	26.114	20.595
betonmennyiség:	271 m ³	
fajlagos vasmennyiség	96,4 kg/m ³	76 kg/m ³

kitűszések. Az 1,6 m-nél keskenyebb sávok vasalása, az átszűrődés elleni vasak, vagy a vasalási iránytól eltérő irányú, harmadik sorban elhelyezett vasak (pl. nyílás sarkainál lévő sarokvasak). Ezek a tervek hagyományos módon készülnek.

2.2 A gyártás

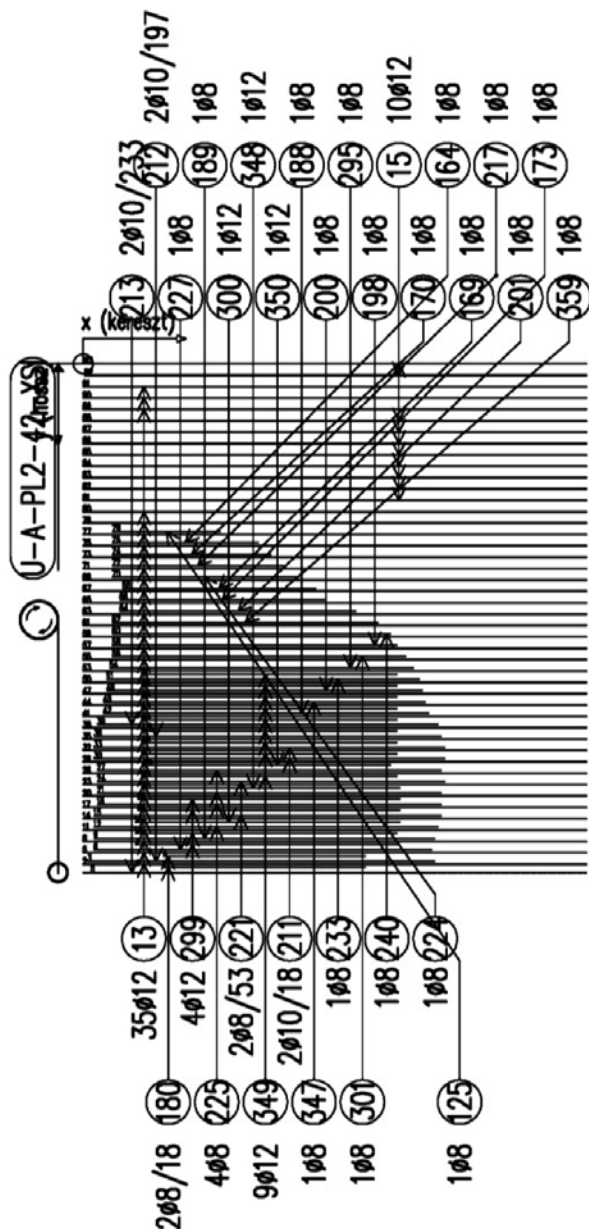
A gyártósor a gyártási fájlok alapján egyesével leszabja a megfelelő hosszúságú és átmérőjű betonacélt, majd egy acélpánthoz a kívánt helyzetbe rögzíti. Ezután a következő szálát húzza be, majd a tervnek megfelelő távolságban szintén rögzíti az acélpántra (11. ábra), így halad szálról-szálra, miközben feltekerti a már elkészült vasalást. A gép 8-16 (20) mm átmérők között tekercsekből húzza a betonacélt, majd automatikusan egyengeti és leszabja, így szabási veszteség nincs. A 16 (20) mm átmérő felett manuálisan lehet behelyezni a méretre vágott szálvast a gépsorba, amit a gép a tervnek megfelelően pozícionál. Az egész gyártást akár egy ember is el tudja végezni. A szőnyegen

E vasalási szőnyeg gyártmányterve a
9. ábrán látható



8. ábra: BAMTEC® vasalási szőnyegek „Átnézeti terve”


ÁTMÉRŐ-TÖMEG ÖSSZESÍTÉS



POS	db	d[mm]	Hossz[m]	Típus	Össz. h.[m]	Össz. kg
213	2	10	5.40		10.80	6.664
180	2	8	3.20		6.40	2.528
13	35	12	7.97		279.11	247.849
212	2	10	5.50		11.00	6.787
227	1	8	5.35		5.35	2.113
299	4	12	4.15		16.60	14.741
189	1	8	5.40		5.40	2.133
225	4	8	5.45		21.80	8.611
300	1	12	4.20		4.20	3.730
221	2	8	5.50		11.00	4.345
348	1	12	4.10		4.10	3.641
349	9	12	4.05		36.45	32.368
350	1	12	3.90		3.90	3.463
211	2	10	5.55		11.10	6.849
188	1	8	5.15		5.15	2.034
347	1	8	5.10		5.10	2.015
200	1	8	5.00		5.00	1.975
233	1	8	4.95		4.95	1.955
295	1	8	4.81		4.81	1.900
301	1	8	4.65		4.65	1.837
198	1	8	4.51		4.51	1.781
240	1	8	4.41		4.41	1.742
359	1	8	4.21		4.21	1.663
201	1	8	3.74		3.74	1.477
173	1	8	3.24		3.24	1.280
169	1	8	3.06		3.06	1.209
224	1	8	2.91		2.91	1.149
217	1	8	2.71		2.71	1.070
170	1	8	2.51		2.51	0.991
164	1	8	2.31		2.31	0.912
125	1	8	1.71		1.71	0.675
15	8	12	7.97		63.80	56.651
15	2	12	7.95		15.90	14.119
500	5	20	-X-	Szalag	40.12	4.81
501	5	10	1.20		6.00	3.70

Össztömeg (szalagok és göngyöltési eszközök nélkül): 442.26 kg

Össztömeg (szalagokkal és göngyöltési eszközökkel): 450.77 kg

 BAMTEC Vasalási technológia Magyarország			
PROJEKT:	FERIHEGY AIRPORT		
PROJEKTSZÁM:	LÉPTÉK: M=1:100		
SZŐNYEG JELE:	Hossz	Szélesség	Tömeg
U-A-PL2-42-XSI	8.05 m	7.97 m	450.77 kg
GYÁRTMÁNYTERV			Dátum: 2010.01.25
VONATKOZÓ KÖRÖMÉRTESEI TERV: 2000			

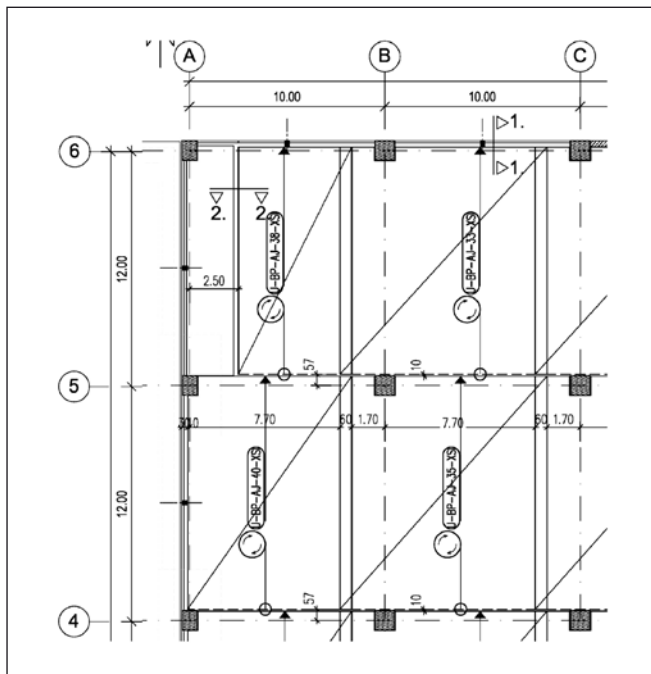
9. ábra: A vasalási szőnyeg gyártmány terve

elhelyezett címke tartalmazza a tekercs pozíciós jelét, súlyát, méretét és egyéb fő jellemzőit, valamint az építkezés helyét.

2.3 A szállítás

A feltekercselt vasalási szőnyegetek teherautóval az építkezésre lehet szállítani, ahol jellemzően daruval mozgatják a beépítés helyére. A daruzhatóságot már a tervezéskor figyelembe kell

venni, így a szőnyegek max súlya általában ne haladja meg az 1,5 tonnát. A rakomány összeállításánál célszerű figyelemmel lenni a beépítési sorrendre, különösen kicsiny építési terület esetén, amikor a lerakodással egy időben valósul meg a szőnyegek beépítése is.



10. ábra: BAMTEC® vasalási szőnyegek „Kiterítési terve”

2.4 A szőnyegek kiterítése

Miután a vasaló terület zsaluzása elkészült és elhelyezésre kerültek a vonalmenti távolságtartók, a kiterítési terven megadott sorrendben a megadott helyzetbe emelik a szőnyeget, és a terven adott irányban két munkás könnyedén kigördíti a vasalást (9. ábra). Ezt követi a következő réteg terítése az előzőre merőleges irányban.

A szőnyeg gördítése által a vasszerelési idő akár 80-90 %-kal is csökkenhet. A szerelési idő ilyen mértékű csökkenése visszahat a zsaluzás, állványozás benntartásának időtartamára és ezáltal a bérleti díjra, amivel szintén számolni lehet a rendszer gazdaságosságának vizsgálatakor.

A vasak pontos helyét a pántokhoz való rögzítés biztosítja. A gyártósor a hagyományos 6- illetve 12 m-es vashosszúságok helyett akár 15 m hosszú is lehet, így adott esetben csökkenthető a toldási helyek száma, amivel további vasmennyiség megtakarítás érhető el.

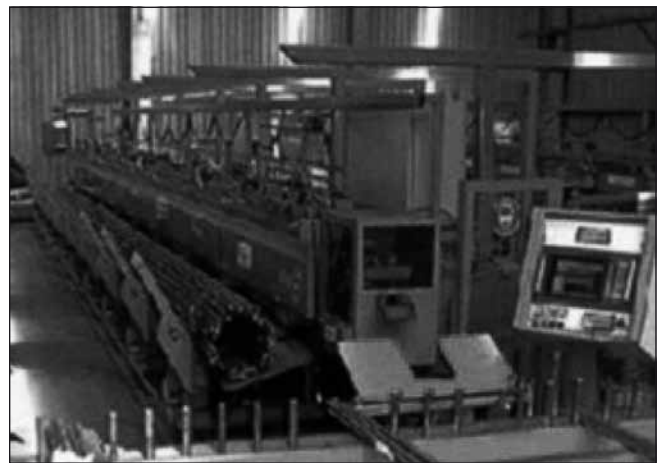
A nagy felületű, pántokkal összehesztett vasalás kellően merev ahhoz, hogy a különböző rétegű vasakat ne kelljen (vagy csak ritkán) összekötözni, amivel szintén jelentős időmegtakarítás érhető el.

Amennyiben több réteg vasalás is elhelyezésre kerül, úgy a rétegek között vonalmenti távtartók szükségesek, amik biztosítják a tekercs kigördíthetőségét. Erre alkalmasak a hullám-távtartók, a trigonrácsok, vagy a „sámlivasra” fektetett vezetővasak. Különösen ügyelni kell a tekercs elhelyezésénél, hogy a távtartók a tekercs súlyára méretezettek legyenek. Nagy súlyú tekercsek indítási környezetében javasolt a távtartókat besűríteni.

2.5 Betonozás

Az egyedi vasak beszerelése utáni betonozás teljesen megegyezik a „hagyományos” vasalással ellátott födémelek betonozásával. Bár a gyártó gépsor akár 5 cm-es tengelytávolságokra is képes elhelyezni a vasakat, érdemes a tervezésnél odafigyelni arra, hogy a betonozó cső, illetve vibrátor számára nyílások legyenek a vasaláson.

Minőségi előnyt jelent a BAMTEC szőnyeg vasalás abban, hogy magasságilag is pontosan szerelt, felette a betontakarás



11. ábra: Automata BAMTEC® vasalási szőnyeget hegesztőgép munka közben

egyenletes, ami a szerkezet tartósságát hosszú távon is garantálja, valamint a betontakarás változásával összefüggően véletlenszerűen megjelenő zsgorodási repedések számát jelentősen csökkenti.

3. NÉHÁNY MEGVALÓSULT SZERKEZET BEMUTATÁSA

Az alábbiakban bemutatunk néhány alkalmazást a magyarországi gyakorlatból, melyeknél a szerzők készítették a terveket.



12. ábra: BAMTEC® vasalási szőnyeg kiterítése

3.1 Ferihegy Sky Court födém-vasalás igénybevételt követő BAMTEC® szőnyegvasalással

Az 8. ábrán bemutatott összetett alaprajzú és terhelésű födém esetében is sikeresen alkalmaztuk a vasalási rendszert, lásd 13 és 14. ábrákat. Az alkalmazás érdekessége volt, hogy bonyolult megtámasztási és geometriai feltételei voltak a födémeknek, szintugrásokkal tarkítva, az átszűrődési helyeken igen jelentős mennyiségű pótvasalási igényel.

3.2 ALGIDA Veszprém, BAMTEC® szőnyegvasalás alkalmazása előregyártott födém felbetonjánál

A 15. ábra az egyéb innovációval is kialakított födém esetében megvalósult alkalmazást mutatja.

Az alkalmazás érdekessége volt az, hogy oszlopfejekkel ellátott előregyártott oszlopokon és azokra felülő kéregzsalu födemelemek felett kialakuló igénybevételt lefedő BAMTEC szőnyegvasalásokat kellett kialakítani. Ezt a követelményt a vasalási rendszer kiválóan teljesítette, amint a fénykép tükrözi, optimális vasfelhasználással.

3.3 Mercedes Kecskemét, BAMTEC® szőnyegvasalás előregyártott födém felbetonjánál

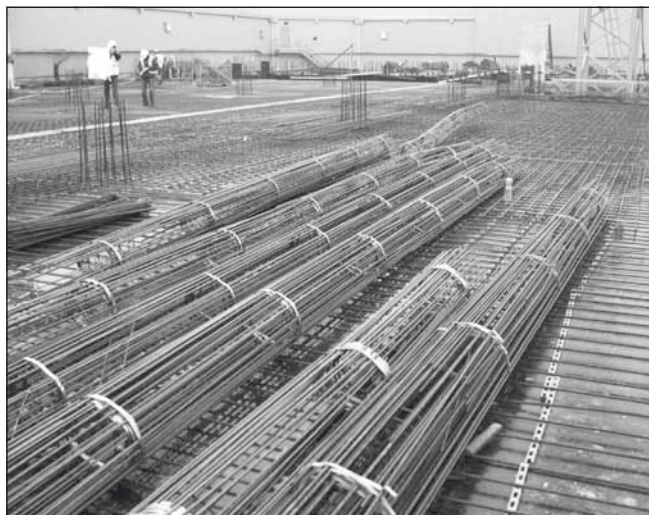
A födém szerkezet felületi kialakításával szemben támasztott magas minőségi követelmények teljesítését (méretpontos szerelés, azonos betontakarási vastagság, ebből következően a tartósság és zsugorodási repedések mentességét) a BAMTEC szőnyeg vasalási rendszerrel biztosítottuk. (16. ábra)

3.4 TESCO Vác, alaplemez és oldalfal vasalás BAMTEC® vasalási szőnyeggel

Ezen projektnél a vízzárás követelmények teljesítése nagy mennyiségű szálvasalás beépítését követelte volna. A határidő kényszere miatt itt volt a lehetőség bebizonyítani, hogy a hagyományos vasszerelés helyett a BAMTEC® szőnyeg vasalás gyors beépíthetősége által jelentős a kivitelezési idő megtakarítás. A víztározó medence építése a BAMTEC® vasalási rendszer alkalmazásával a hagyományos vasalású medencéhez képest három héttel rövidült. A kétrétegű falvasalás is BAMTEC® rendszerrel készült (17., 18 és 19. ábra).

4. ÖSSZEFOGLALÁS

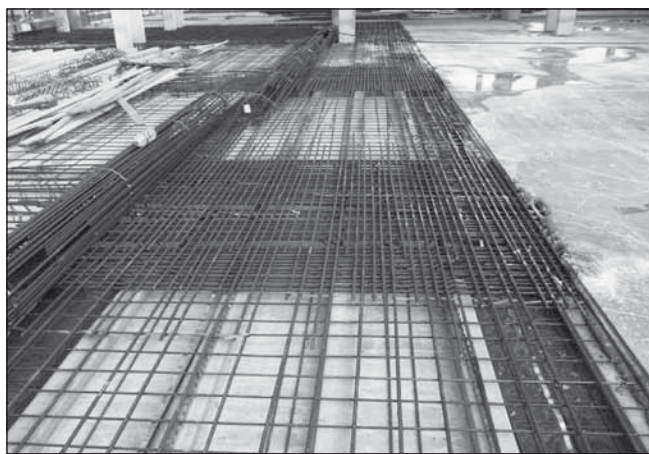
A sík vasbetonszerkezetek – mint pl. födémek, falak, padlók – építése általában jelentős idő- és költségtényező. Cikkünk a BAMTEC szőnyegvasalási rendszer kínálta lehetőségeket ismerteti, melyek által az említett szerkezeti egységek építési ideje és költsége jelentősen csökkenthető. A vasalási szőnyeg gyártására kifejlesztett automata gépsor lehetőséget teremt igénybevételt követő vasalás alkalmazására, amit kézi vasszerelés esetén nem lehet megvalósítani. A BAMTEC vasalási szőnyeg ezen túlmenően méretpontosságánál fogva



13. ábra: Vasalási tekercek a födémén, beépítésre készen



14. ábra: A kiterített szőnyegvasalások és pótvasak átszűrődés ellen



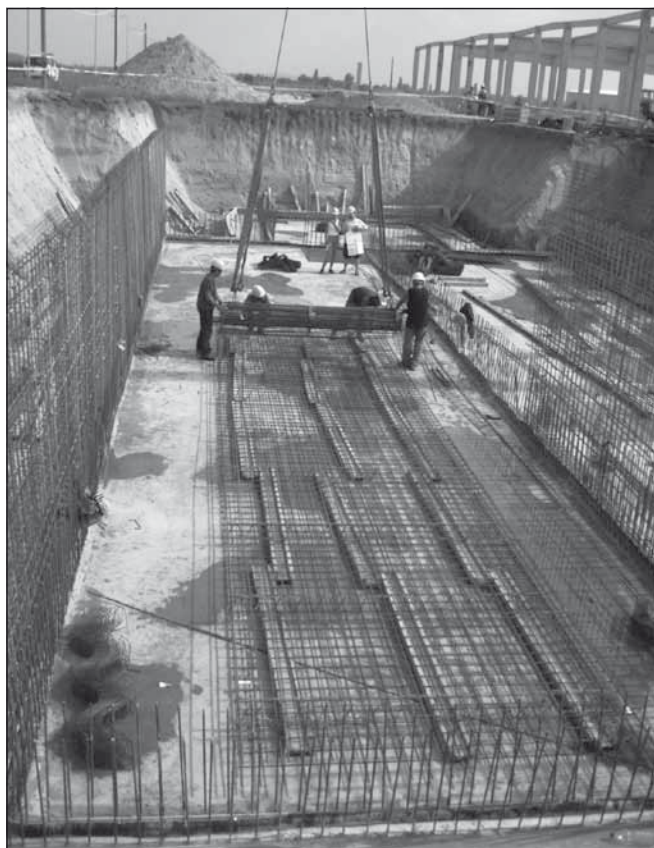
15. ábra: A felső vasalás keresztirányú terítése



16. ábra: A 15,0 m széles szőnyegtekerccs beemelése himbával.



17. ábra: Vízáró medence alaplemeze, 1. réteg. vasalás terítése, 2. réteg vasalása tekercsben oldalt



18. ábra: 1. lépés: vasalás összeszerelése fektetett helyzetben BAMTEC® szőnyegekből



19. ábra: 2. lépés: vasalás helyére emelése daruzással

garantálja az egyenletes betontakarást, ezáltal a szerkezet jó minőségét. A technológia lehetőséget biztosít már a gyártás során a beépítendő és a szükséges vasalás mennyiségeinek ellenőrzésére, és a vasalás szerkesztés tévedéseinek kizárására, mivel újabb emberi beavatkozás nem szükséges. A cikk néhány alkalmazási eset és az ezeknek során szerzett tapasztalatok bemutatásával zárul.

5. HIVATKOZÁSOK

www.bamtec.hu honlap,
www.bamtec.com honlap
Müller Tamás: Software: VB express – BAMTEC szerkesztő modul (2010)

COST EFFECTIVE REINFORCEMENT OF FLAT CONCRETE STRUCTURES

The cost and time factor of construction of flat reinforcement structure are very significant. This article describes the possibilities of BAMTEC reinforcement system, with which the construction time and building cost can be reduced. With an automatic welding machine - developed for making reinforcement carpets - it is possible to make „bending isoline following” reinforcement what is practically impossible with manual reinforcement placing. Moreover the BAMTEC carpets have high dimensional accuracy, thereby ensure the constant covering, the easy controlling of planned and used reinforcement and the high quality of the structure. This article is closed with some using cases and their experience.

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972). 29 évi oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több, mint 200 szakvélemény készítése, 1995 óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás-díjjal kitüntetve. A BME címzetes egyetemi docense. A *fib* Magyar tagozatának tagja.

Polgár László (1943) okl. építőmérnök (1967), ASA műszaki igazgató, a *fib* Magyar tagozatának tagja. Palotás-díjjal kitüntetve 2002.

Zeleny Lajos (1976) okleveles építőmérnök (2000), azóta tervezőmérnök a CAEC Kft-nél.

TŰZ HATÁSA A MÉRNÖKI SZERKEZETEKRE

Szabadon választható továbbképzés

Az Országos Tűzvédelmi Szabályzat (OTSZ, 2011) előírja, hogy az épületszerkezetek tűzállóságát a szabványban ismertetett laboratóriumi vizsgálatokkal vagy a méretezési műszaki specifikációban (pl.: Eurocode szabványosorozatban) található számítási módszerekkel kell meghatározni.

Az MSZ EN 1992-1-2, MSZ EN 1993-1-2, MSZ EN 1994-1-2, MSZ EN, MSZ EN 1995-1-2, MSZ EN 1996-1-2 és az OTSZ (2011) szerint az építményt úgy kell megtervezni és kivitelezni, hogy tűz esetén:

- az építmény adott ideig megőrizze a teherbíró képességét;
- korlátozva legyen a tűz továbbterjedése és füst keletkezése az építményben,
- korlátozva legyen a tűz szomszédos építményekre való átterjedése,
- az épületben tartózkodók az épületet sértetlenül elhagyhassák, vagy más intézkedések segítségével ki lehessen őket menteni,
- elérhető legyen a tűzoltók biztonságos munkavégzése.

A tartószerkezetek tűzzel szembeni ellenállásának vizsgálata során figyelembe kell venni, hogy a tartószerkezeti rendszer hogyan viselkedik magas hőmérsékleten, milyen hőtartás működhet és milyen előnyös (és es-

etleg hátrányos) tulajdonságokkal járnak az aktív és a passzív tűzvédelmi rendszerek. Jelenleg olyan tervezési, illetve ellenőrzési módszerek alkalmazására van lehetőségünk, amelyben néhány, de nem az összes felsorolt paramétert vesszük figyelembe. Természetesen az OTSZ a tűz szempontjából megfelelő épület kialakítására is számos javaslatot, illetve előírást tartalmaz (tűszakaszok, épületek egymáshoz viszonyított helyzete, ablakok, ajtók, helye stb.). Az OTSZ meghatározza a különböző épületszerkezetek tűzállósági funkcióját (teherhordás, integritás, szigetelés) és határértékét (15, 30, 45, 60 perc), melyet a tervezés során figyelembe kell vennünk.

A tűzterherre való tervezés során a következő lépéseket kell elvégezni:

1. meg kell határozni a számításba veendő hőterhelést,
2. meg kell határozni a tartószerkezeti elemekben a hőmérséklet eloszlás térbeli alakulását,
3. meg kell határozni a tűz hatásának kitett tartószerkezet mechanikai viselkedését.

Hely:

Időpontok:

Jelentkezés:

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

2013. febr. 7-8 és jún. 7-8.

titkars@eik.bme.hu

A BETON NYOMÓSZILÁRDSÁGÁNAK ÉRTÉKELÉSE MEGLÉVŐ BETONSZERKEZETEK ESETÉN



Dr. Szalai Kálmán – Dr. Kovács Tamás – Dr. Balázs L. György

A beton nyomószilárdságának roncsolásos vizsgálaton alapuló értékelése több ponton eltér megépült és újonnan épülő szerkezetek esetén. Megépült szerkezetből kifűrt próbatestként leggyakrabban 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú hengert alkalmaznak, melynek nyomószilárdsága az MSZ EN 13791:2007 szerint – az alakeltérés miatti átszámítás nélkül – azonosnak tekinthető a szabványos 150 mm élhosszúságú kocka nyomószilárdságával. A nyomószilárdság értékelését az MSZ EN 1990:2005 vagy az MSZ EN 13791:2007 szerinti eljárással kell elvégezni. Mindkét eljárás hasonló elveken alapul, a számszerű eltérés mértéke elhanyagolható. Jelen cikk ezen eljárásokat ismerteti egy számpéldán keresztül.

Kulcsszavak: beton nyomószilárdság, hengerszilárdság, kockaszilárdság, várható érték, karakterisztikus érték, tervezési érték.

1. BEVEZETÉS

Jelen cikk a VASBETONÉPÍTÉS 2012/3 számban megjelent cikk (Kovács, Szalai, Balázs, 2012) általános érvényű megállapításaihoz kíván további magyarázatokkal és példákkal szolgálni.

A szerkezeti beton szilárdsági jelében (például: C25/30) lévő első szám (25, mint a beton nyomószilárdság f_{ck} karakterisztikus értéke) a 150 mm átmérőjű és 300 mm magas, víz alatt tárolt betonhengeren mért nyomószilárdság 5%-os küszöbértékét jelenti N/mm²-ben, 28 napos korra vonatkoztatva, míg a második szám (30) ugyanez a mennyiség 150 mm élhosszúságú kockán mérve ($f_{ck,cube}$).

A szerkezeti beton nyomószilárdságának f_{cd} tervezési értékét az MSZ EN 1992-1-1:2008 és az MSZ EN 1992-2:2006 szerint az

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

összefüggéssel kell meghatározni, ahol

α_{cc} módosító tényező, melynek értéke általában $\alpha_{cc} = 1,0$, de a 100 éves tervezési élettartamra tervezett hídszerkezetenél a tartós szilárdság számításba vétele érdekében $\alpha_{cc} = 0,85$,

γ_c a beton nyomószilárdságának parciális tényezője (Soukov, Jungwirt, 1997; Szalai, Kovács, 2011; Farkas, Huszár, Kovács, Szalai, 2006), amelynek értéke általában

- a szerkezet betonozásával azonos időben, de attól függetlenül (pl. betongyárban vagy az építési helyszínen) készülő próbatest esetében: $\gamma_c = 1,5$
- a megépült szerkezeti betonból kivett próbatest esetén: $\gamma_c = 1,3$.

A γ_c értékek további elemzésével, illetve azok pontosításával Szalai és Kovács (2011) cikke foglalkozik.

Az alábbiakban a betonszilárdság szilárdságértékeléskor használt várható (f_{cm}), karakterisztikus (f_{ck}) és tervezési (f_{cd}) értékeinek MSZ EN 1990:2005 és MSZ EN 206-1:2002, illetve MSZ EN 13791:2007 szerinti meghatározásának gyakorlati kérdéseivel foglalkozunk.

2. A SZILÁRDSÁGI KÖVETELMÉNYEK TELJESÜLÉSÉNEK ELLENŐRZÉSE MEGÉPÜLT BETONSZERKEZETEKEN

2.1 A vizsgálat alapelve

A vizsgálat célja megépült szerkezetek betonszilárdságának értékelése. Az MSZ EN 13791:2007 szerint egy 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú henger próbatest nyomószilárdsága azonosnak tekinthető egy szabványos 150 mm élhosszúságú kocka próbatest nyomószilárdságával. Ez természetesen a nyomószilárdságok 5%-os küszöbértékeire is igaz, így a beton MSZ EN 1992-1-1:2008 szerinti szilárdsági jelének 150 mm élhosszúságú kockán értelmezett második tagja ($f_{ck,cube}$) a szerkezeti betonból kivett 100/100 mm-es henger próbatestek nyomószilárdságának 5% küszöbértékeként közvetlenül (átszámítás nélkül) meghatározható. A szilárdsági jel első tagjának $f_{ck} = f_{ck,cyl}$ értéke (azaz a 150 mm átmérőjű és 300 mm magas hengerre vonatkozó 5%-os küszöbérték) az $f_{ck,cube}$ kockaszilárdságból kiindulva határozható meg.

Megépült szerkezetek esetén mind a bedolgozott szerkezeti beton szilárdsága önmagában, mind a teljes szerkezet erőtani megfelelősége is képezheti vizsgálat tárgyát, ezért világosan látni kell ugyanazon szerkezeti beton esetén a betonszilárdság értékeléséhez és a szerkezet erőtani megfelelőségének igazolásához szükséges betonszilárdsági jellemzők meghatározásának a módját.

2.2 A szerkezeti beton szilárdságának értékelése az MSZ EN 1990:2005 alapján

Az MSZ EN 1990:2005-ben szereplő eljárás alkalmazásával elegendő számú, szerkezetből kivett próbatest törési vizsgálata alapján a szerkezeti beton szilárdsága teljes körűen értékelhető, majd ezen értékelés alapján meghatározható a szerkezeti beton

szilárdságának MSZ EN 1992-1-1:2008 szerinti tervezési értéke és szilárdsági jele, valamint a szerkezeti beton szabványos betonszilárdsági osztálya is.

2.2.1 A szerkezeti beton nyomószilárdságának tervezési értéke

A 2.1. pont értelmében a szerkezetből kivett 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú beton hengerek $f_{c, is}$ törési adatai (az MSZ EN 13791:2007 szerint) azonosnak tekinthetők a 150 mm élhosszúságú kockák törési adataival. Ezen adatok karakterisztikus értéke (5%-os küszöbértéke):

$$f_{ck, is, cube} = f_{cm, is} - t \cdot s \quad (2)$$

A (2) jelű egyenletben:

$f_{ck, is, cube}$ a 150 mm élhosszúságú kockán értelmezett nyomószilárdság (szerkezetből kivett próbatetekeken végzett szilárdságvizsgálat alapján) statisztikai bizonytalanságot tartalmazó karakterisztikus értéke (5%-os küszöbérték),

$f_{cm, is}$ az $f_{c, is}$ egyedi nyomószilárdsági értékek átlaga:

$$f_{cm, is} = \frac{\sum f_{c, is}}{n},$$

t a vizsgálati adatok n darabszámától függő tényező az 1. táblázat szerint,

s a statisztikai szórás, melynek értéke:

$$n \geq 5 \text{ adat esetén: } s = \sqrt{\frac{(f_{c, is} - f_{cm, is})^2}{n-1}} \quad (3)$$

$$n = 3 \text{ adat esetén: } s = \frac{f_{\max, is} - f_{\min, is}}{1,69} \quad (4)$$

Az erőtani felülvizsgálat során a szerkezeti elem teherbírásának meghatározásakor a beton nyomószilárdságának tervezési értéke (az (1) egyenlet alapján):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck, is, cyl}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Az (5) jelű egyenletben

α_{cc} módosító tényező melynek értéke 100 éves tervezési élettartamra tervezett hídszerkezetek esetén 0,85, egyébként (50 éves tervezési élettartam esetén) 1,00,

γ_c = 1,3 a beton nyomószilárdságának parciális tényezője (szerkezetből kivett próbatetekeken végzett szilárdságvizsgálat esetén az MSZ EN 1992-1-1:2008 szerint),

$f_{ck, is, cyl}$ a 150 mm átmérőjű és 300 mm magas hengeren értelmezett nyomószilárdság (szerkezetből kivett próbatetekeken végzett szilárdságvizsgálat alapján) karakterisztikus értéke (5%-os küszöbérték). Meghatározható az 2. táblázat (forrás: MSZ EN 13791:2007) segítségével ((5) oszlop) a hozzá tartozó $f_{ck, is, cube}$ értékéből ((6) oszlop) kiindulva, interpolációval.

1. táblázat: Az 5%-os karakterisztikus értékhez tartozó „t” tényező értékei

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
t értékei az MSZ EN 1990:2005 szerint 75%-os megbízhatóság és ismeretlen szórás figyelembevételével	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Megjegyzés: A szerkezeti betonacél húzószilárdságának értékelése is (2) jelű egyenlet szerinti eljárás alapján történik.

2. táblázat: A szerkezeti beton nyomószilárdságának értékelése meglévő szerkezetből kivett próbatetekeken végzett szilárdságvizsgálat alapján

Szabványos betonszilárdsági osztályokhoz tartozó karakterisztikus értékek			Szerkezetből kivett próbatetek szilárdságvizsgálata alapján számított karakterisztikus értékek		
(1) szilárdsági osztály	(2) $f_{ck, cyl}$	(3) $f_{ck, cube}$	(4) átszámítási tényező	(5) $f_{ck, is, cyl}$	(6) $f_{ck, is, cube}$
C8/10	8	10	0,85	7	9
C12/15	12	15	0,85	10	13
C16/20	16	20	0,85	14	17
C20/25	20	25	0,85	17	21
C25/30	25	30	0,85	21	26
C30/37	30	37	0,85	26	31
C35/45	35	45	0,85	30	38
C40/50	40	50	0,85	34	43
C45/55	45	55	0,85	38	47
C50/60	50	60	0,85	43	51
C55/67	55	67	0,85	47	57
C60/75	60	75	0,85	51	64
C70/85	70	85	0,85	60	72
C80/95	80	95	0,85	68	81
C90/105	90	105	0,85	77	89
C100/115	100	115	0,85	85	98

2.2.2 A szerkezeti beton szabványos nyomószilárdsági osztályának meghatározása

A szerkezetből kivett próbatetek szilárdságvizsgálatának eredményeként kapott fenti $f_{ck, is, cube}$ és $f_{ck, is, cyl}$ értékek 2. táblázat (4) oszlopa szerinti átszámítási tényezővel (0,85) való osztása révén kaphatjuk meg a beton szilárdsági jelében szereplő szabványos (150 mm élhosszúságú) kockán és (150 mm átmérőjű és 300 mm magasságú) hengeren értelmezett $f_{ck, cube}$ és $f_{ck, cyl}$ nyomószilárdságokat. Mivel gyakorlati esetekben az átszámítás után kapott $f_{ck, is, cube}/0,85$ és $f_{ck, is, cyl}/0,85$ értékek az (1) oszlopban szereplő szabványos betonszilárdsági osztályokhoz tartozó $f_{ck, cube}$ ((3) oszlop) és $f_{ck, cyl}$ ((2) oszlop) értékek közé esnek, ezért a szerkezeti beton minősítése során szabványos szilárdsági osztályként az átszámított értékeket alulról legjobban megközelítő $f_{ck, cube}$ és $f_{ck, cyl}$ értékekhez tartozó szilárdsági osztály jelölhető ki.

Megjegyezzük, hogy a 2. táblázat (4) oszlopa szerinti 0,85 értékű átszámítási tényező a betonszilárdságnak a beton tartószerkezetbe való beépítésével összefüggésben fellépő bizonytalanságait hivatott figyelembe venni (így a beton parciális tényezőjének Kovács, Szalai, Balázs, (2012) szerinti tárgyalásában megfelel a $1/(\gamma_{cG1} \times \gamma_{cm})$ szorzatnak). Ezért fontos, hogy értéke csak abban az esetben érvényes, ha az MSZ EN 1992-1-1:2008 szerinti tervezéskor az $f_{ck, cyl}$ szabványos szilárdsághoz $\gamma_c=1,5$ értékű parciális tényezőt alkalmaznak. Ez utóbbiból következik az, hogy mivel a fenti (5) képletben szereplő $f_{ck, is, cyl}$ nem tartalmazza az átszámítási tényező által képviselt bizonytalanságokat, ezért az itt szereplő parciális

tényező értékére $\gamma_c=1,5 \times 0,85=1,275$ adódna, azonban az MSZ EN 1992-1-1:2008 szerinti $\gamma_c \geq 1,3$ feltétel (Kovács, Szalai, Balázs, (2012)) miatt az (5) képlet szerinti eljárásban $\gamma_c=1,3$ alkalmazandó.

2.3 A szerkezeti beton szilárdságának értékelése az MSZ EN 13791:2007 alapján

A szerkezeti beton MSZ EN 13791:2007 szerinti értékelésének elsődleges célja a szerkezeti beton „helyszíni” (in-situ) nyomószilárdsági osztályba való besorolása. Az eljárás a szerkezetből kivett próbatestek n darabszámától ($n_{\min}=3$) függően a következő:

$n = 3-14$ esetén:

$$f_{cm, is} \geq f_{ck, is} + k_1 \quad (1. \text{ feltétel}) \quad (6)$$

$$f_{c, is} \geq f_{ck, is} - 4 \quad (2. \text{ feltétel}) \quad (7)$$

ahol $f_{c, is}$ és $f_{cm, is}$ értelmezése azonos a (2) képletben szereplővel, míg az $f_{ck, is}$ a 2. táblázat (6) oszlopa szerinti karakterisztikus értéket jelent (mely a 2.1. pont értelmében azonos $f_{ck, is, cube}$ -bal, ha a vizsgált beton hengerek átmérője és magassága egyaránt 100 mm).

A k_1 értéke:

$k_1 = 5,$	ha	$n = 10-14,$
$k_1 = 6,$	ha	$n = 7-9,$
$k_1 = 7,$	ha	$n = 3-6.$

$n \geq 15$ esetén:

$$f_{cm, is} \geq f_{ck, is} + 1,48 s \quad (1. \text{ feltétel}) \quad (8)$$

$$f_{c, is} \geq f_{ck, is} - 4 \quad (2. \text{ feltétel}) \quad (9)$$

ahol s a vizsgálati eredmények szórása a (2) összefüggés szerinti értelmezésben.

Látható, hogy a fenti (6) és (7) ill. (8) és (9) képletek szerinti formában felírt feltételek lényegében a vizsgált $f_{c, is}$ adatokból álló minta 2. táblázat (6) oszlopában szereplő $f_{ck, is}$ szerinti „helyszíni” (in-situ) szilárdsági osztályokba való besorolását célozzák (mely nem tévesztendő össze a szabványos, 28 napos korra vonatkozó szilárdsági osztályokkal), míg a (2) képlet szerinti eljárás közvetlenül az $f_{ck, is}$ ($=f_{ck, is, cube}$) értékének a meghatározására irányul. Természetesen a (6)-(7) ill. (8) és (9) képletek alkalmazásával is megkereshető az a legnagyobb $f_{ck, is}$ érték, mely még éppen kielégíti a (6)-(7) ill. (8) és (9) szerinti feltételeket. A két eljárás azonban mégsem vezet teljesen azonos eredményre, mivel az MSZ EN 13791:2007 szerinti eljárás

- $n < 15$ esetén független a szórástól (ami egy erre a vizsgálatra alapozott erőtani felülvizsgálat esetén előnytelen),
- $n \geq 15$ esetén az $f_{cm, is}/f_{ck, is}$ arány mindvégig a szórás 1,48-szorosa (1. feltétel), míg a (2) szerinti eljárás esetén annak t -szerese, ahol a t értéke az n növekedtével csökken.

A MSZ EN 13791:2007 szerinti jelen eljárással meghatározott, fentiek szerinti $f_{ck, is}$ ($=f_{ck, is, cube}$) érték alapján a továbbiakban a 2.2. pontban leírtak szerint határozható meg az erőtani felülvizsgálathoz szükséges f_{cd} tervezési érték, valamint a beton szabványos betonszilárdsági osztálya.

3. PÉLDÁK MEGÉPÜLT SZERKEZET BETONSZILÁRDSÁGÁNAK MINŐSÍTÉSÉRE

3.1 A szerkezeti betonból kivett 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú hengerek vizsgálati adatainak feldolgozása az MSZ EN 1990:2005 szerint

A következő példa 28 napos korú szerkezeti betonból kifűrt, 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú hengerek $f_{c, is}$ nyomószilárdsági adatainak MSZ EN 1990:2005 szerinti feldolgozását mutatja be (3. táblázat).

3.2 A szerkezeti betonból kivett 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú hengerek vizsgálati adatainak feldolgozása az MSZ EN 13791:2007 szerint

A következő példa 28 napos korú szerkezeti betonból kifűrt, 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú hengerek $f_{c, is}$ nyomószilárdsági adatainak MSZ EN 13791:2007 szerinti feldolgozását mutatja be. (4. táblázat)

3.3 ÖSSZEFOGLALÁS

A megépült szerkezetből kifűrt próbatestek szilárdsági adatainak 3.1. és 3.2. pontok szerinti kiértékelési eljárásai elvi értelemben hasonló alapokon nyugszanak. A közölt számpéldában szereplő minta alapján kapott számszerű eredmények azonban egy ponton mégis különböznek a két eljárásban, mégpedig a helyszíni kockaszilárdság $f_{ck, is, cube}$ ($f_{ck, is, cube, max}$) értékében. További észrevétel, hogy az erőtani ellenőrzéskor figyelembeveendő f_{cd} tervezési érték „helyszíni” nyomószilárdság és „átszámított” szabványos nyomószilárdság alapján számított értékei szintén kismértékű eltérést mutatnak. Mindazonáltal ezen eltérések számszerű értelemben minimálisak, számottevő gyakorlati jelentőségük nincs.

Az $f_{ck, is, cube}$ helyszíni kockaszilárdság karakterisztikus értékeinek eltérése abból adódik, hogy a vizsgálati adatok $f_{cm, is}$ átlagértékének és az $f_{ck, is, cube}$ 5%-os küszöbértéknek a különbségét az MSZ EN 1990:2005 szerinti eljárás minden esetben a szilárdsági adatok tényleges szórása alapján 75%-os megbízhatósággal, míg az MSZ EN 13791:2007 szerinti eljárás egy (a vizsgálati adatok darabszámától függő mértékű) feltételezett szórásérték alapján 50%-os megbízhatósággal adja meg.

Az f_{cd} tervezési érték a „helyszíni” nyomószilárdságok alapján számítva $f_{cd} = f_{ck, is, cyl} / 1,3$, míg az „átszámított” szabványos nyomószilárdságok alapján számítva $f_{cd} = f_{ck, cyl} / 1,5$ összefüggésből adódik. Az eltérés hozzávetőlegesen 3%. Ennek oka az, hogy az $f_{ck, is, cyl}$ értékkel együtt alkalmazott $\gamma_c=1,3$ értékű parciális tényező és az MSZ EN 13791:2007 szerinti 0,85 értékű átszámítási tényező hányadosa eltér az MSZ EN 1992-1-1:2008 szerinti, tervezéskor alkalmazott $\gamma_c=1,5$ értékű parciális tényezőtől, azaz $1,3/0,85=1,53 \neq 1,5$.

3. táblázat: Megépült szerkezetből kifűrt hengerek nyomószilárdsági adatainak MSZ EN 1990:2005 szerinti értékelése

$f_{c, is}$ [N/mm ²] Egyedi nyomószilárdsági adatok	33,68	36,13	33,17	29,79	32,30	27,40	27,20	35,14
$f_{cm, is}$ [N/mm ²] Átlagos nyomószilárdság	31,85							
s [N/mm ²] A nyomószilárdság szórása	3,164							
v [-] A nyomószilárdság relatív szórása	0,099							
$f_{ck, is, cube} = f_{cm, is} - t \cdot s$ [N/mm ²] A helyszíni kockaszilárdság karakterisztikus értéke (5%-os küszöbérték) ($n=8 \rightarrow t=2,0$)	25,52							
Az $f_{ck, is, cube}$ értéke alapján a vizsgált beton a 2. táblázat szerint C20/25 szabványos nyomószilárdsági osztályba sorolható.								
$f_{ck, is, cyl}$ [N/mm ²] A helyszíni beton hengersizilárdságának karakterisztikus értéke (5%-os küszöbérték)	A 2. táblázatból lineáris interpolációval: $f_{ck, is, cyl} = \frac{25,52 - 21}{26 - 21} (21 - 17) + 17 = 20,62 \text{ N/mm}^2$							
A beton szilárdsági jele ($f_{ck, cyl}/f_{ck, cube}$)	<p>Átszámított szilárdsági értékek</p> <p>- szabványos hengerre ($\phi 150/300$ mm):</p> $f_{ck, cyl} = \frac{20,62}{0,85} = 24,26 \text{ N/mm}^2$ <p>- szabványos kockára ($\square 150$ mm):</p> $f_{ck, cube} = \frac{25,52}{0,85} = 30,03 \text{ N/mm}^2$ <p>Szilárdsági jel: C24/30 lehetne.</p>							
f_{cd} [N/mm ²] A nyomószilárdság tervezési értéke	<p>- „Helyszíni” betonszilárdság alapján:</p> $f_{cd} = f_{ck, is, cyl} / 1,3 = 20,62 / 1,3 = 15,86 \text{ N/mm}^2$ <p>- „Átszámított” szabványos betonszilárdság alapján:</p> $f_{cd} = f_{ck, cyl} / 1,5 = 24,26 / 1,5 = 16,17 \text{ N/mm}^2$							

4. HIVATKOZÁSOK

- Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K. (2006), „Betonszerkezetek méretezése az Eurocode alapján. Közúti hidak, épületek”, Terc Kft., Budapest, ISBN 963953546X
- Kovács, T., Szalai, K., Balázs, L. Gy. (2012), „Betonszerkezetek teherbírási vizsgálata a globális biztonsági tényezővel”, *VASBETONÉPÍTÉS*, 2012/3, pp. 77-88.
- Soukov, D., Jungwirth, F. (1997), „Conformity and safety of concrete according to prEN 206 and Eurocodes”, *Leipzig Annual Civil Engineering Report*, No. 2, Leipzig
- Szalai, K., Kovács, T. (2011), „Use of global safety factor format”, *CONCRETE STRUCTURES Journal*, Vol. 12, pp. 58-65.
- MSZ EN 1990:2005 (2005), Eurocode: „A tartószerkezetek tervezésének alapjai”, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
- MSZ EN 1992-1-1:2008 (2008), Eurocode 2: „Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
- MSZ EN 1992-2:2006 (2006), Eurocode 2: „Betonszerkezetek tervezése. 2. rész: Betonhidak. Tervezési és szerkesztési szabályok”, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
- MSZ EN 206-1:2002 (2002), „Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés”, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
- MSZ EN 13791:2007 (2007), „Betonszerkezetek és előregyártott betonelemek helyszíni nyomószilárdságának becslése”, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest

EVALUATION OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH FOR EXISTING STRUCTURES

Kálmán Szalai, Tamás Kovács, György L. Balázs

Evaluation of concrete compressive strength on the basis of destructive testing differs at several points for existing and newly built structures. For existing

structures, cylindrical specimens having a diameter and length equal to 100 mm are the most frequently used for testing purposes. The compressive strength of these specimens may be taken equal, without any modification with respect to difference in shape to that of the 150 mm standard cubes according to MSZ EN 13791:2007. One of the procedures presented in MSZ EN 1990:2005 or in MSZ EN 13791:2007 should be applied for the evaluation of compressive strength. Both procedures are based on similar principles; the extent of numerical difference between them is practically negligible. This paper explains these procedures through numerical examples.

Szalai Kálmán (1930), okl. mérnök (1953), MTA doktora (1976), professzor emeritus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területei: méretezés-elmélet, vasbeton szilárdságtan, minőségellenőrzés, meglévő szerkezetek felülvizsgálata, betonszerkezetek megerősítése és korrózióvédelme, nagyszilárdságú és nagy teljesítőképességű betonok. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Kovács Tamás (1974), okl. építőmérnök (1997), PhD (2010), adjunktus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területei: betonszerkezetek dinamikai alapú károsodásvizsgálata, nagy teljesítőképességű hidbetonok, szerkezetek megerősítése, betonburkolatok, szerkezetek megbízhatósága, szabványosítás. A *fib* Magyar Tagozat titkára.

Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbetonszerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítési (FRC), nem acélangagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadás betonban, vasbetontartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Special Activity Group 2 „Dissemination of knowledge” elnöke, valamint számos *fib* bizottság tagja. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. A *fib* elnöke.

4. táblázat: Megépült szerkezetből kifúrt hengerek nyomószilárdsági adatainak MSZ EN 13791:2007 szerinti értékelése

$f_{c, is}$ [N/mm ²] Egyedi nyomószilárdsági adatok	33,68	36,13	33,17	29,79	32,30	27,40	27,20	35,14
$f_{cm, is}$ [N/mm ²] Átlagos nyomószilárdság	31,85							
$f_{c, is, min}$ [N/mm ²] Legkisebb nyomószilárdság	27,2							
1. megfeleléségi feltétel ($n=8 \rightarrow k_1=6$)	$f_{cm, is} = 31,85 > f_{ck, is, cube} + 6 = 21 + 6 = 27,0 \text{ N/mm}^2$ Az 1. feltétel teljesül.							
2. megfeleléségi feltétel ($n=8$)	$f_{c, is, min} = 27,2 > f_{ck, is, cube} - 4 = 21 - 4 = 17,0 \text{ (N/mm}^2)$ A 2. feltétel teljesül.							
A fentiek alapján a vizsgált beton a 2. táblázat szerint C20/25 szabványos nyomószilárdsági osztályba sorolható.								
$f_{ck, is, cube, max}$ és $f_{ck, is, cyl, max}$ [N/mm ²] A legmagasabb $f_{ck, is, cube}$ és $f_{ck, is, cyl}$ értékek melyekre a fenti 1. és 2. megfeleléségi feltétel még teljesül.	$f_{ck, is, cube, max} = f_{cm, is} - 6 = 31,85 - 6 = 25,85 \text{ N/mm}^2$ A 2. táblázatból lineáris interpolációval: $f_{ck, is, cyl, max} = \frac{25,85 - 21}{26 - 21} (21 - 17) + 17 = 20,88 \text{ N/mm}^2$							
A beton szilárdsági jele ($f_{ck, cyl}/f_{ck, cube}$)	Átszámított szilárdsági értékek - szabványos hengerre ($\phi 150/300 \text{ mm}$): $f_{ck, cyl} = \frac{20,88}{0,85} = 24,56 \text{ N/mm}^2$ - szabványos kockára ($\square 150 \text{ mm}$): $f_{ck, cube} = \frac{25,85}{0,85} = 30,41 \text{ N/mm}^2$ Szilárdsági jel: C24/30 lehetne.							
f_{cd} [N/mm ²] A nyomószilárdság tervezési értéke	- „Helyszíni” betonszilárdság alapján: $f_{cd} = f_{ck, is, cyl, max} / 1,3 = 20,88 / 1,3 = 16,06 \text{ N/mm}^2$ - „Átszámított” szabványos betonszilárdság alapján: $f_{cd} = f_{ck, cyl} / 1,5 = 24,56 / 1,5 = 16,37 \text{ N/mm}^2$							

TÉGLAFALLAL MEREVÍTETT KERETEK KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA CIKLIKUS TERHELÉSRE



Haris István

A vázkitöltő téglafallal merevített, két szint magasságú, egyhajós vasbeton keretvázak vízszintes hatásokkal szembeni viselkedésének vizsgálatára 15 próbatestből álló laboratóriumi kísérleti sorozatot terveztünk és hajtottunk végre. A kísérletsorozat célja, hogy a nemzetközi kutatási trendhez illeszkedően a vázkitöltő fallal merevített keret földrengéshatással, azaz ciklikusan változó irányú hatással szembeni viselkedését elemezze, kiváltképpen a kitöltő fal ún. fellazulási pontja alatti és feletti terhelések esetén. Első lépésként az egyirányú tetőponti teherrel terhelt kísérleti elemek laboratóriumi kísérleteit már korábban elvégeztük és eredményeit publikáltuk. A kutatás következő lépéseként a ciklikusan változó irányú terheléses esetek vizsgálatát hajtottam végre. Az elvégzett újabb laboratóriumi vizsgálatok, mérési eredmények és az azokból levonható következtetések összefoglalását mutatom be a jelen cikkben, így többek közt rámutatok arra, hogy a vázkitöltő téglafal fellazulási pontjához tartozó külső vízszintes tetőponti erőnél nagyobb erők esetén az egyes egymást követő ciklusokban halmozódó tetőponti vízszintes eltolódásnövekmények mintegy két-háromszor nagyobbak, mint a fellazulás előtt mérhető értékek.

Kulcsszavak: keretváz, vázkitöltő téglafal, fellazulási pont (yield point), vízszintes ciklikus terhelés, földrengés

1. BEVEZETÉS

A napjainkban mindinkább előtérbe kerülő földrengéshatásra való méretezés során a jelen cikkben is tárgyalt méretezett, vázkitöltő téglafallal merevített, monolit vagy előregyártott vasbeton keretváz épületek viselkedésének egyre pontosabb leírása, a mindennapi mérnöki gyakorlatban felhasználható tervezési javaslatok és eljárások kidolgozása (Koris, Bódi, 2009) egyre nagyobb hangsúlyt kap. A hazánkban bevezetett Eurocode 8 szabványsorozat a nem méretezett vázkitöltő falakat „elviükben” nem szerkezeti elemnek tekinti (Dulácska, 2009). Az EC8 „Kitöltő falazatos keretekre vonatkozó kiegészítő intézkedések” – MSZ EN 1998-1:2008 4.3.6. fejezete meglehetősen korlátozott alkalmazási körben teszi érvényessé a kitöltő fallal együttműködő magas duktilitású (DCH) keretekre vonatkozó előírásokat. A vázkitöltő falak a teljes épület globális dinamikai válaszát rendkívüli mértékben befolyásolják, amivel egyre több nemzetközi kutatás foglalkozik (Puyol et al., 2008; Murty, Jain, 2000; Baran, Sevil, 2010). A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszék Laboratóriumában is egy, a nemzetközi publikációkban ismertetett eljárásokhoz illeszkedő (Baran, Sevil, 2010; Braz-Cesar et al., 2008; Puglisi et al., 2009) kísérletsorozatot terveztünk meg. Az egyirányú, monoton növekvő vízszintes teherrel terhelt vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretek laboratóriumi vizsgálatának eredményei a Haris, Hortobágyi 2012/1 cikkben olvashatóak. Azokat alapul véve új laboratóriumi kísérleteket végeztem el. Legfőbb célja a fallal merevített keretek, a vázkitöltő fal korábban definiált *fellazulási pontja* (Baran, Sevil, 2010; Haris, Hortobágyi 2012/1) környéki viselkedésének vizsgálata volt, ciklikusan változó nagyságú és irányú vízszintes terhelés esetén. A jelen tanulmányban az azonos geometriai kialakítású, vázkitöltő fallal kifalazott vasbeton keretek ciklikusan

változó irányú és nagyságú vízszintes tetőponti erővel terhelt laboratóriumi kísérleteinek eredményeit és az azokból levont következtetéseket mutatom be részletesen.

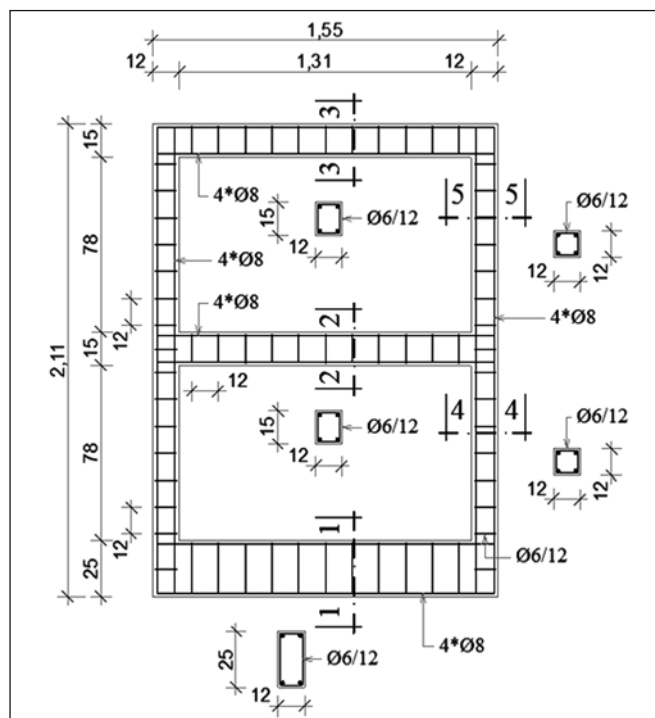
2. ELŐZMÉNYEK

A vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretváz együttes merevsége és vízszintes teherrel szembeni teherbírása jelentősen nagyobb, mint az önálló keretvázaké (Polyakov, 1957; Holmes, 1961). A kitöltő fal hatással van a lokális és globális tönkremeneteli módra, új tönkremeneteli formák jelennek meg (Shing, Mehrabi, 2002). Az egyirányú, monoton növekvő, kvázi-statikusan vízszintes teherrel terhelt, kifalazott keretekkel számos nemzetközi kutatás foglalkozott (Smith, 1966, Smith és Carter, 1969; Mainstone, 1971, 1974; Wood, 1978; May 1981; Dawe és Seah, 1989; Saneinejad és Hobbs, 1995), melyek eredményeként több analitikus, numerikus és kísérleti eredmény született. A földrengéshatásra való egyre pontosabb méretezés és a mérnöki gyakorlatban felhasználható méretezési eljárások és ajánlások megfogalmazása érdekében a ciklikusan változó irányú és nagyságú, kvázi-statikusan vízszintes erővel terhelt ún. erős (Shing és Mehrabi, 2002) vázkitöltő fallal merevített keretek vizsgálata előtérbe került (Koutromanos et al., 2011, Fiore et al., 2012). A globális vízszintes merevség növelése mellett a vázkitöltő falazatok a teljes épület statikai vázát és globális dinamikai válaszát, energiaelnyelő képességét is jelentősen megváltoztatják (Magenes, Pampanin, 2004; Bell, Davidson, 2001; Puyol et al., 2008; Dincel, 2009). Számos analitikus, illetve numerikus modellt (Lourenço et al., 2006) mutattak és mutatnak be a mikro- és makro-anyagmodellek pontosítása mellett. Az egyirányú vízszintes teherrel terhelt, vázkitöltő téglafallal merevített keretek laboratóriumi vizsgálatával kapcsolatos kutatások (Seah, 1998; Murty, Jain, 2000; Baran,

Sevil, 2010; Tasnimi, Mohebkah, 2011) mellett a ciklikusan változó irányú és nagyságú vízszintes teherrel végzett kísérleti eredmények is ismertek (Perera 2005; Puglisi et al., 2009; Braz-Cesar et al., 2008; Baran, Sevil, 2010; Koutromanos et al., 2011; Fiore et al., 2012). Ezek a vizsgálatok előkészítik a tényleges dinamikus (rázópados) terheléses vizsgálatokat (Puyol et al., 2008).

3. KÍSÉRLETI ELEMEK ISMERTETÉSE

A ciklikus terhelési eseteket vizsgáló kísérletsorozat összesen hat, közel $M=1:3$ kicsinyítési arányú, két szint magasságú, egyhajós elem vizsgálatát tartalmazta. Az egyes vasbeton keretvázak geometriai kialakítása és vasalása mindegyik esetben azonos volt (1. ábra).



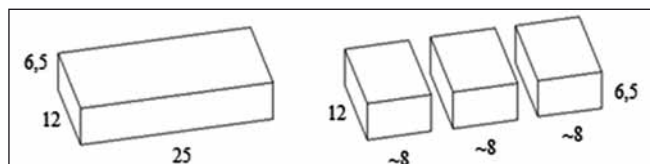
1. ábra: Vasbeton keretváz geometriai méretei és vasalási vázlata

A vasbeton keretvázakat előgyártó üzemben gyártották. A keret tervezése és kialakítása során egységesen nyomatékíró pillér-gerenda kapcsolatokat alakítottunk ki minden esetben. A gerendák hajlító merevsége ($E \cdot I$) nagyobb, mint az oszlopoké, valamint "szokványosnak" mondható anyagjellemzőjű betont és betonacélt használtunk fel (1. táblázat).

1. táblázat: Vasbeton keretváz tervezett anyagjellemzői

Felhasznált anyag	Jel	Karakterisztikus szilárdsági érték [N/mm ²]
Beton	C20/25	$f_{ck} = 20$
Betonacél	S500B	$f_{yk} = 500$

A vasbeton keretvázat utólagosan falaztuk ki, laboratóriumi körülmények között, akárcsak a korábban bemutatott esetekben. A gyártás, vágás és kifalazás technológiája pontosan meg egyezett a jelen kísérletsorozat alapját adó egyirányú terheléses kísérleti elemek esetén alkalmazottakkal. A falazáshoz használt hagyományos kisméretű, 6,5*12*25 cm-es téglaelemeket a mérhetőség figyelembevételére érdekében a hosszabb oldal mentén harmadoltuk (2. ábra), a falazóelemek ugyanazon gyártásból, illetve gyártói szállítmányból kerültek ki.



2. ábra: Hagyományos kisméretű téglaelem

A felhasznált kisméretű téglának a gyártó által megadott átlagos nyomószilárdsága: $f_{br} = 10$ N/mm², ezt alapul véve az EC6 szerint a falazóelem szabványos átlagos nyomószilárdsága: $f_b = 8,57$ N/mm². A falazóelemek közötti fekvő és álló hézagokat egyaránt, teljes felületen kitöltöttük, mintegy 3-3,5 mm vastagságban. Először a kísérleti keretek felső, majd alsó szintjén épült meg a kitöltő fal.

A szakirodalmi publikációk (Dulácska, 2009; Dincel, 2009) alapján a falazáshoz két különböző nyomószilárdságú, de azonos gyártmányú falazóhabarcsot használtunk fel (2. táblázat).

2. táblázat: Falazóhabarcs tervezett anyagjellemzői

Falazóhabarcs jele	Nyomószilárdság átlagos értéke f_m [N/mm ²]
Baumit M30/M3	3
Baumit M100/M10	10

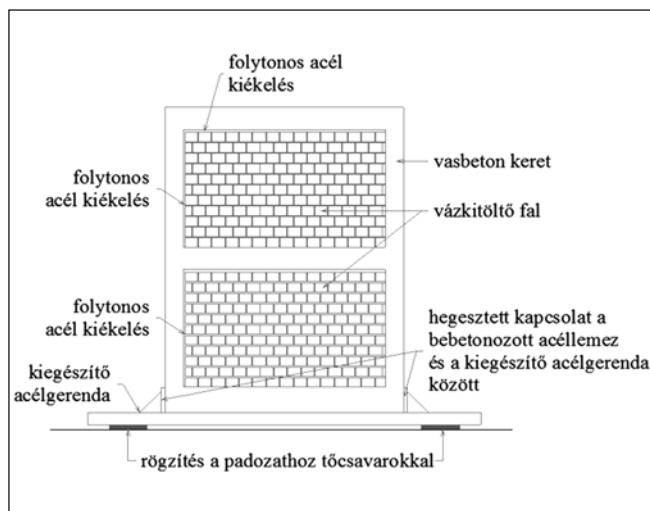
A vasbeton keretben felhasznált anyagok közvetlenül laborban mért anyagjellemzői megfeleltek a tervezett értékeknek, attól jelentős eltérés nem volt kimutatható. A falazóhabarcs nyomószilárdsága legtöbb esetben nem érte el a tervezett szilárdsági jellemzőket, akárcsak a korábbi, már publikált egyirányú terheléses elrendezésű esetekben (3. táblázat).

3. táblázat: Falazóhabarcs tényleges anyagjellemzői

Kísérleti elem jele	Nyomószilárdság mért értéke f_m [N/mm ²]
Kc1-1	2,4
Kc1-2	4,2
Kc1-3	2,0
Kc2-1	8,1
Kc2-2	7,8
Kc2-3	8,0

A vázkitöltő falat a vasbeton kerethez 3-5 mm vastagságú, rozsdamentes acéllemezek felhasználásával folytonosan kiékeljük. A kiékelés során törekedtünk arra, hogy a fal a lehető legnagyobb felületen és folytonosan legyen kiékelve (3. ábra).

3. ábra: Kifalazott kísérleti keret



4. KÍSÉRLETI PROGRAM

A kísérlet sorozat mindösszesen hat kísérleti elemet tartalmazott az alábbi paraméterek mellett (4. táblázat).

4. táblázat: Tervezett kísérleti elrendezések

Jel	Kísérleti elemek leírása	Kísérleti elemek száma [db]
Kc1	Kifalazott keret M3 habarccsal	3
Kc2	Kifalazott keret M10 habarccsal	3

Az egyirányú, monoton növekvő erővel terhelt kísérlet sorozat (Haris, Hortobágyi 2012/1) és az azok alapján verifikált numerikus vizsgálatok (Haris, Hortobágyi 2012/2) segítségével definiált fellazulási ponthoz tartozó vízszintes tetőponti erő terhelési menetét előzetesen meghatároztuk. A vázkitöltő téglafal tönkremeneteléhez tartozó erő 70%-ánál definiált fellazulási pontot a kezdeti, viszonylag merev viselkedést, az ún. kontúrrepedések megjelenését követően a vázkitöltő fal nyomott átlós zónája mentén kialakuló összefüggő és egymásba érő repedések jellemzi. Kialakulásával egyre kisebb merevségű, a falban kialakuló újabb repedések megjelenésével fellazuló szakaszok figyelhetők meg. Ezt követően jelentős képlékeny alakváltozások jelennek meg a falban.

A jelenség kialakulása előtti és a fellazulást követő állapot viselkedésének vizsgálata érdekében az egyes terhelési ciklusokban elérendő külső vízszintes erő nagyságát az előméretezés során számítással (Haris, Hortobágyi 2012/2) úgy határoztam meg, hogy azok a fellazulást okozó erőnél kisebbek, illetve nagyobbak legyenek (5. táblázat).

5. táblázat: A fellazulási pontokhoz tartozó erők értékei

Jel	Tervezett habarcs jele	Fal fellazulási pontjához tartozó külső, vízszintes erő becslött nagysága [kN]
Kc1	M3	78
Kc2	M10	105

A 3. táblázatban látható, hogy a ténylegesen beépített falazóhabarcs szilárdsági jellemzői több esetben jelentősen eltértek a tervezett értéktől, így a közvetlen mérésekből származó jellemzők felhasználásával a fal fellazulási pontjához tartozó külső vízszintes erő nagyságát módosítottam (6. táblázat).

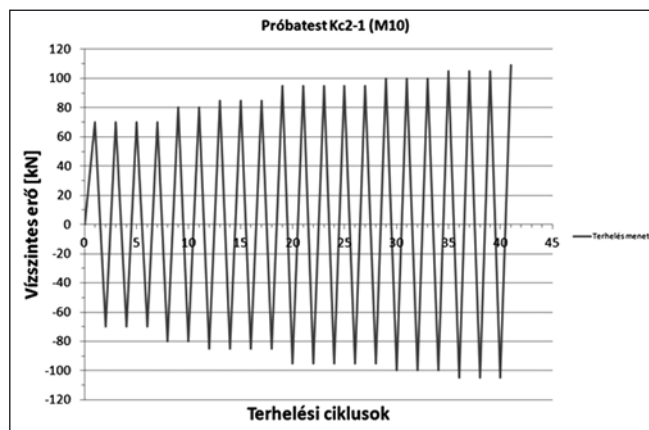
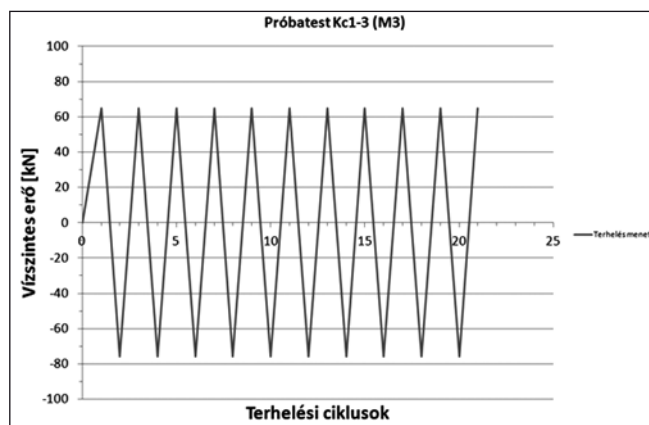
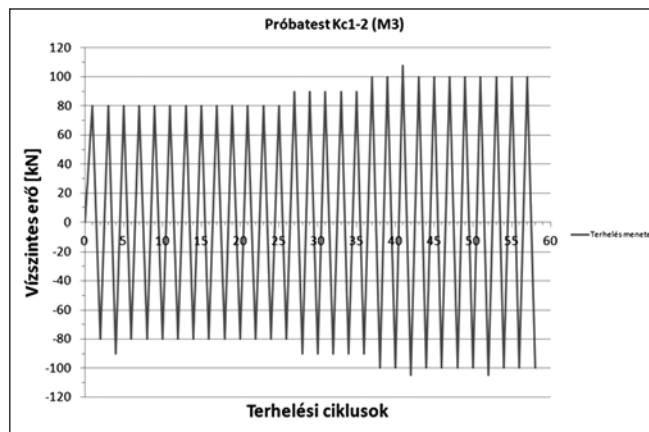
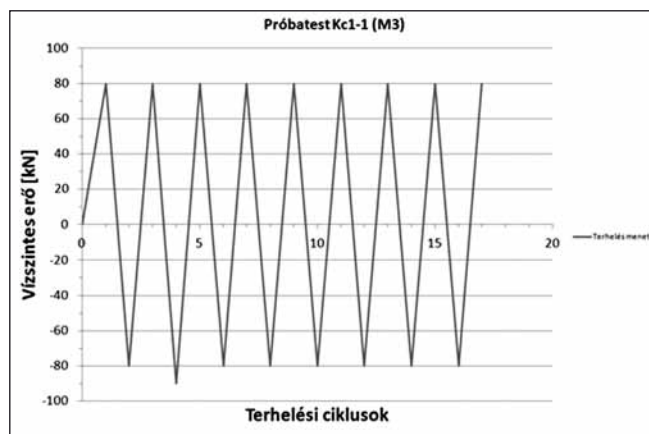
6. táblázat: A fellazulási pontokhoz tartozó erők módosított értékei

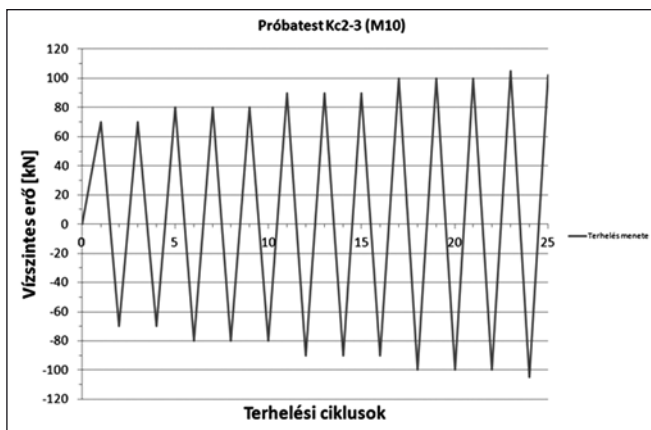
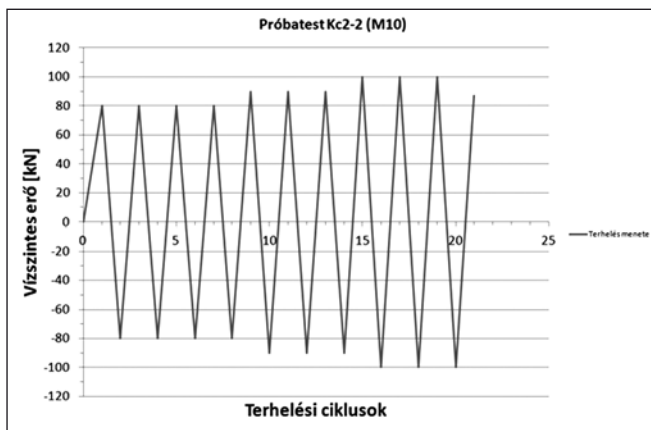
Jel	Fal fellazulási pontjához tartozó módosított külső, vízszintes erő nagysága [kN]
Kc1-1	75
Kc1-2	85
Kc1-3	73
Kc2-1	95
Kc2-2	92
Kc2-3	92

Az előméretezés alapján megtervezett terhelési történeteket az egyes kísérletek végrehajtása során nem kellett módosítani.

Az egyes kísérleti elemeknél alkalmazott tényleges terheléstörténetet a 4. ábrán adom meg részletesen:

4. ábra: Az egyes terhelési történetek grafikonjai





5. TERHELÉSI ELRENDEZÉS BEMUTATÁSA

A két szint magasságú, egyhajós, vasbeton keretvázak terhelési elrendezése alapvetően megegyezett a korábban bemutatott egyirányú kísérletsorozatnál alkalmazottakkal (Haris, Hortobágyi 2012/1), az egyetlen különbség a kétirányú erőhatások létrehozása miatt szükségessé váló második sajtó volt. Mind a változó nagyságú és ciklikusan változó irányú tetőponti vízszintes terhelést, mind a keretoszlopokat centrikusan terhelő állandó nagyságú erőket hidraulikus sajtók segítségével hoztuk létre, melyek nagy merevségű acélszerkezetű terhelő kerethez csatlakoztak (5. ábra).

A ciklikusan változó irányú terhelést két, egymással ellentétes irányban működő, a kísérleti keret bal-, illetve jobboldali tetőpontjánál elhelyezett sajtóval hoztuk létre. Az egyik irányú terhelést adó sajtó teljes tehermentesítését követően a másik irányú sajtóval terheljük a vasbeton keretet, így létrehozva a kétirányú erőhatásokat.

5. ábra: Függőleges és vízszintes hidraulikus sajtók elrendezése



Az állandó 100 kN függőleges terhelést biztosító sajtók vízszintes értelmű eltolódása ezekben a kísérletekben is biztosítva volt, így kiküszöbölve a kísérleti elem vízszintes tetőponti eltolódása következtében a függőleges erők esetleges elferdüléséből kialakuló, vízszintes értelmű erőkomponensek megjelenését.

6. MÉRÉSTECHNIKA

A kísérleti elemeket terhelő sajtók által létrehozott tetőponti vízszintes és függőleges erők, pontosabban a sajtókban lévő olajnyomás nagyságának közvetlen mérése mellett a két szint magasságú keret tetőponti eltolódását W100 típusú induktív elmozdulás mérővel (gyártó: HBM) mértük a legfelső keretgerenda magasságában. A változó nagyságú és változó irányú, azaz pozitív és negatív előjellel megkülönböztetett vízszintes teher függvényében a teljes keret tetőponti eltolódása erő-eltolódás függvény formájában közvetlenül mérhetővé vált, amit számítógépes szoftverrel (két erősítő típusa: Spider8) folyamatosan rögzítettünk. A kitöltő fal és a keret relatív elmozdulásait a 6. ábrán látható elrendezésben, 10 helyen (1e-től 10e-ig) W1 és W1/2 típusú induktív elmozdulásmérőkkel mértük.

Az alkalmazott két Spider típusú erősítő szinte teljes kapacitását kitöltötte az összesen 14 mérési pont (6. ábra):

- 1e-től 10e-ig jelzett pontokban relatív eltolódások mérése 10 db,
- függőleges sajtókban lévő nyomás (erő) mérése (állandó) 1 db,
- vízszintes sajtókban lévő nyomás (erő) mérése (változó) 2 db,
- tetőponti eltolódások mérése 1 db.

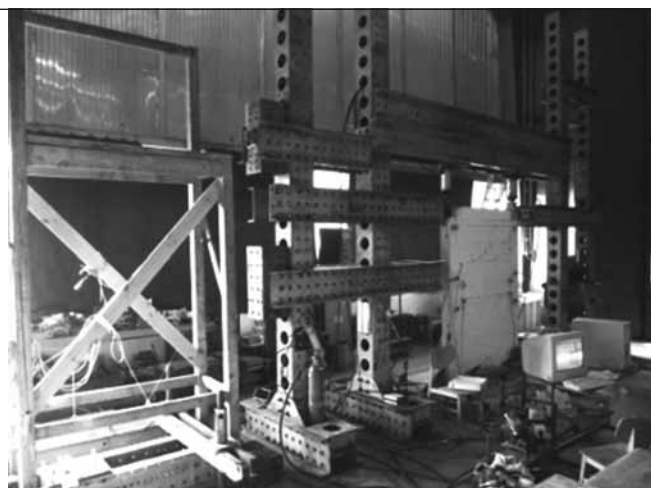
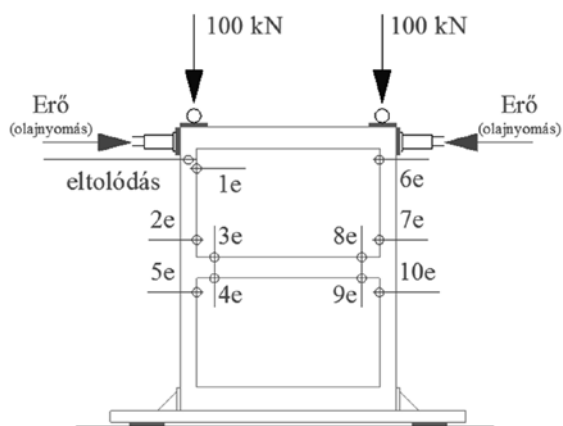
Ezért jelöltük ki a fal-keret relatív eltolódásainak mérése során „csupán” a felső szinten a mérési pontokat. A kétirányú terhelés miatt a mérési pontok szimmetrikus elhelyezése mindenképpen szükséges volt.

7. MÉRÉSI EREDMÉNYEK

Az elvégzett hat (3 db Kc1, 3 db Kc2), ciklikusan változó irányú terhelésű kísérlet és az elvégzett munka eredményéről a legátfogóbb képet adó, kifejezetten jellemző és lényeges adatokat, diagramokat mutatom be a továbbiakban.

A tetőponti eltolódás-vízszintes külső erő diagram jellemzi leginkább a vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keret viselkedését. A fal fellazulási pontjának nevezett fellazulási szakasz előtti és utáni szerkezeti viselkedés vizsgálatát célzó kísérletek eredményei a 7. ábra grafikonjain láthatóak.

6. ábra: A mérési pontok elrendezési vázlatja és a tényleges kialakítás fényképei



Az egyes kísérletek végrehajtása közben, a gyakorlati szempontból összefüggő, folytonos átlós repedéskép kialakulásával jellemezhető fellazulási ponthoz tartozó vízszintes külső erőt minden kísérleti elem esetén a laboratóriumi vizsgálat során hozzávetőlegesen is meghatároztam (7. táblázat).

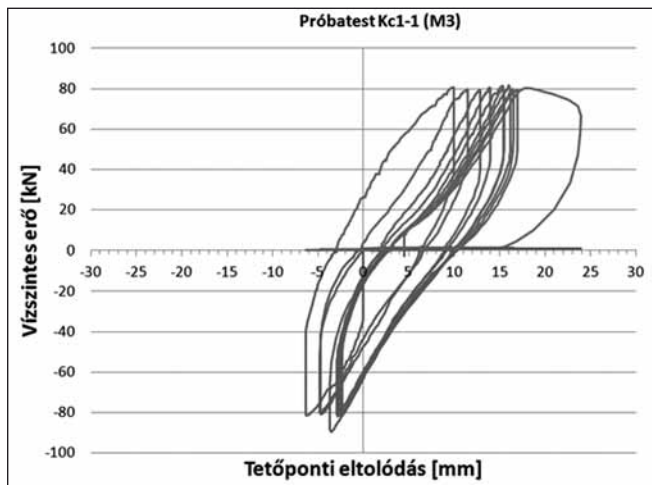
7. táblázat: Fellazulási ponthoz tartozó erő mért értékei kísérletekből

Jel	Fal fellazulási pontjához tartozó külső, vízszintes erő hozzávetőleges nagysága a kísérletekből [kN]
Kc1-1	~75
Kc1-2	~92
Kc1-3	~70
Kc2-1	~95
Kc2-2	~90
Kc2-3	~90

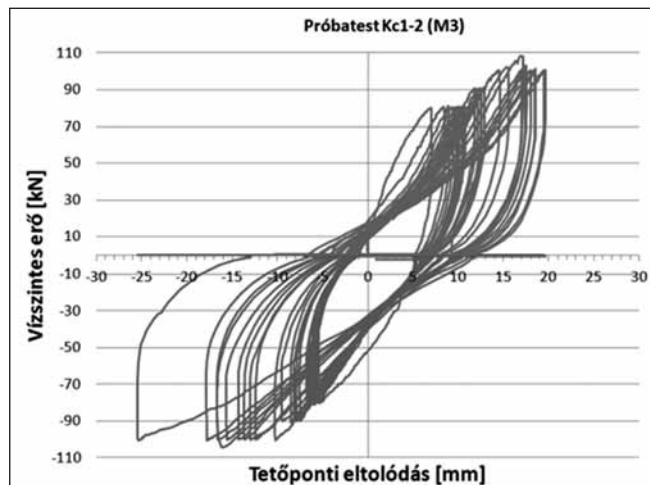
Az előzetes számítások alapján becsült külső vízszintes erők értékei meglehetősen jó egyezést mutatnak a kísérleti eredményekkel. Természetesen meg kell jegyezni, hogy a kísérletek során az összefüggő repedéskép kialakulásának szemrevételezéssel történő megítélése korántsem tekinthető precíz és mérés technikailag elfogadható eredménynek, így ezek tájékoztató adatként kezelendők.

Megállapítható, hogy a vázkitöltő fal fellazulását, azaz az egymásba érő repedéskép kialakulását megelőző viselkedés jelentősen eltér a fellazulási pont feletti szakaszt jellemző viselkedéstől. A fellazulási ponthoz tartozó külső vízszintes erőnél kisebb ciklikus hatások esetén az egymást követő terhelési lépésekben egymásra halmozódó maradó alakváltozások kisebbek, mint a fellazulást követő viselkedési szakaszban. A Kc1-1 jelű kísérleti elem esetében a számított és gyakorlati szempontból meghatározott fellazulási ponthoz tartozó külső vízszintes erőnél (75 kN) kissé nagyobb ciklikusan változó irányú erő (80 kN) hatására az egymást követő ciklusokban megjelenő maradó alakváltozás-többség mintegy 1,5 mm. A Kc1-2 jelű próbatest mérési eredményeit vizsgálva ugyanezen maradó eltolódásnövekmény 80 kN nagyságú külső erő egymást követő ciklusában közel ~0,4 mm, 90 kN intenzitású erő esetében mintegy ~0,5 mm, majd a fellazulási pontot követően 100 kN nagyságú erőnél ~1,1 mm maradó, halmozódó alakváltozást mértem. A különbség a 7. ábra b jelű diagramján is jól megfigyelhető. A Kc1-3 jelű kísérlet esetében az egyik irányú erő (76 kN - jobboldali sajtó) a fellazulást okozó erőnél (~70 kN) nagyobb, míg a másik irányú erő (65 kN - baloldali sajtó) annál kisebb volt. A nagyobb intenzitású erő esetén a ciklusokban halmozódó többleteltolódás rendre közel ~1,4 mm, míg ugyanez a kisebb nagyságú tetőponti erő esetén csupán mintegy 0,3 mm volt. A nagyobb szilárdságú falazóhabarccsal

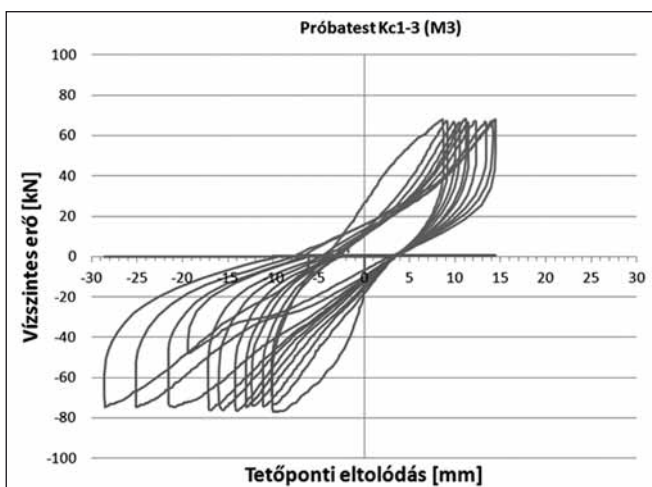
7. ábra: Jellemző erő-eltolódás diagrammok



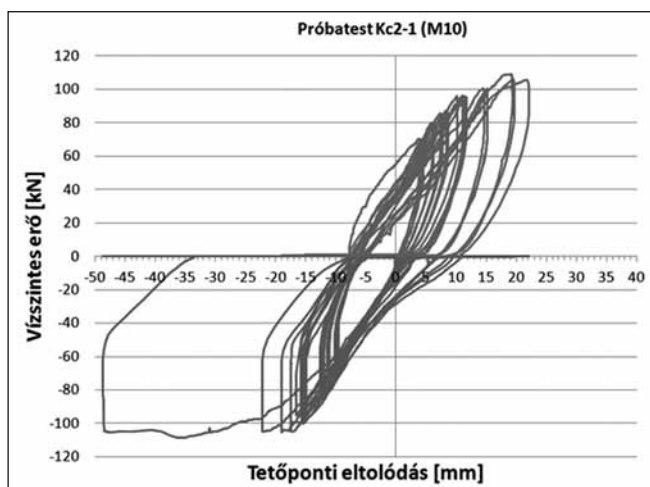
a) Kc1-1 jelű próbatest mérési eredménye



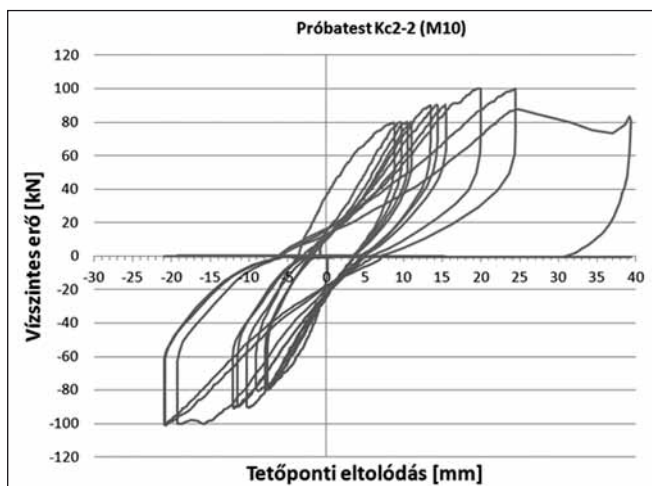
b) Kc1-2 jelű próbatest mérési eredménye



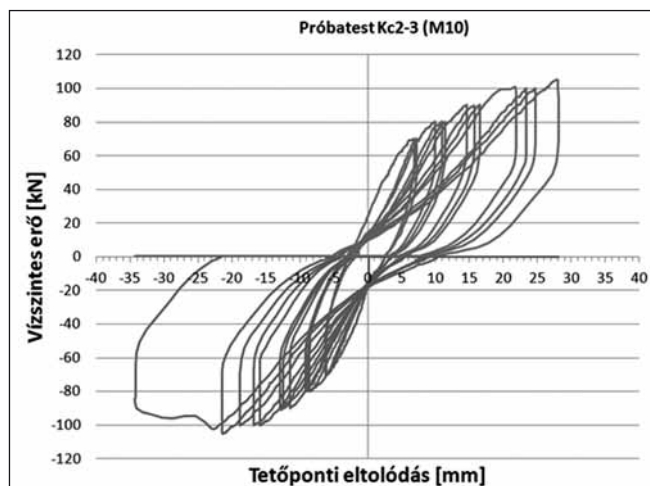
c) Kc1-3 jelű próbatest mérési eredménye



d) Kc2-1 jelű próbatest mérési eredménye



e) Kc2-2 jelű próbatest mérési eredménye



f) Kc2-3 jelű próbatest mérési eredménye

készített Kc2-1 jelű elem esetében a fellazulást okozó külső erőnél (95 kN) kisebb erőknél a halmozódó eltolódások ciklusonként az alábbiak szerint alakultak: 70 kN-nál ~0,3 mm, 80 kN-nál ~0,35 mm, 85 kN-nál ~0,40 mm. 95 kN nagyságú külső erő esetében már ~1,3 mm többletalakváltozás volt mérhető ciklusonként, ami 100 kN intenzitású külső erőnél mintegy 1,6 mm-re, illetve 105 kN nagyságú erőnél ~1,8 mm-re nőtt. Hasonló tendencia a Kc2-2 próbatest vizsgálata során is látható volt. A fellazuláshoz tartozó mintegy 90 kN nagyságú erőnél kisebb külső erő (80 kN) esetében a maradó tetőponti eltolódás halmozódása ~0,4 mm, míg 90 kN-nál már ~1,2 mm, és 100 kN-nál közel ~3,5 mm volt ciklusonként. A

Kc2-3 jelű elem esetében a várható fellazulást okozó erőnél (90 kN) jelentősen kisebb, 70 kN nagyságú külső vízszintes erőnél a keret tetőponti vízszintes eltolódásának ciklusonként mért növekménye mintegy ~0,3 mm volt. 80 kN intenzitású külső erőnél ez ~0,5 mm-re, majd 90 kN-nál 1,1 mm-re, míg 100 kN-nál 1,8 mm-re nőtt meg.

A vázkitöltő fal fellazulási pontját megelőzően a közel azonos nagyságú, ciklikusan változó irányú erő hatására lassabb degradálódás, tönkremenetel figyelhető meg, mely legszembetűnőbben az egymást követő ciklusokban halmozódó vízszintes tetőponti maradó eltolódás értékével jellemezhető. Megfigyelhető továbbá a 7. ábra a-b-c és d-e-f diagramjainak

összehasonlító elemzése során, hogy a fal fellazulását megelőzően az azonos külső teherintenzitáshoz tartozó tetőponti vízszintes eltolódások jelentősen, mintegy 30-40 %-kal kisebbek a kisebb szilárdságú falazóhabarccsal készített kísérleti elemek esetén.

A fal fellazulását jellemző összefüggő repedéskép kialakulását követően a nagyobb tetőponti vízszintes erők hatására az egymást követő ciklusokban mérhető tetőponti eltolódások különbsége jelentősen nagyobb, mintegy két-, háromszorosa, mint előtte volt mérhető.

Minden esetben a tönkremenetel oka a vasbeton keretváz nyírási tönkremenetele volt (8. ábra), mely az előzetes várakozásokkal, az előméretezés és az előkészítő kísérletek már publikált (Haris, Hortobágyi 2012/1) eredményével teljes mértékben összhangban volt.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az elvégzett kísérletsorozat a ciklikusan változó irányú, kvázi-statisztikus teherrel terhelt próbatestek ún. fellazulási pont környéki, így az összefüggő átlós repedés kialakulását megelőző és azt követő viselkedésének megértéséhez és jellemzéséhez elengedhetetlen alapinformációkat adott. A vázkitöltő téglafalal merevített vasbeton keretek ciklikusan változó, kétirányú vízszintes kvázi-statisztikus teherrel való terhelésével elvégzett laboratóriumi kísérletek alapján az alábbi megállapításokat teszem:

- a vázkitöltő téglafal fellazulási pontjához tartozó külső vízszintes tetőponti erőnél nagyobb erők esetén az egyes egymást követő ciklusokban halmozódó tetőponti vízszintes eltolódás növekmények mintegy két-háromszor nagyobbak, mint a fellazulás előtt mérhető értékek,
- azonos kialakítású keretek esetén a falazóhabarcs nyomószilárdságának növelésével a vázkitöltő fal fellazulási pontjához tartozó külső vízszintes tetőponti erők megnövekednek, az egybefüggő, átlós repedéskép ezzel megegyezően magasabb teherintenzitásnál alakul ki,

8. ábra: Jellemző tönkremenetel fotója (Kc1-2. próbatest)



- a tényleges anyagjellemzők alapján számítással meghatározott fellazulási ponthoz tartozó külső vízszintes erők nagysága és a falban kialakuló átlós összefüggő, egymásba erő repedéskép megjelenésénél mérhető külső erő nagysága között kis eltérés mutatkozik, habár a szemrevételezéssel megállapítható repedéskép közel sem fogadható el pontos mérési eredménynek, azonban gyakorlati szempontból mégis jó közelítésként kezelhető megfigyelés,
- a vázkitöltő falazat fellazulási pontjához tartozó erőnél kisebb ciklikus terhelés esetén a tönkremenetel lassabban, azaz számottevően több ciklus hatására következik be, mint az annál nagyobb ciklikus terhelések esetén,
- a ciklikus viselkedésre való gyakorlati méretezés szempontjából a vázkitöltő fal fellazulási pontjának elérése, illetve meghaladása, a halmozódó alakváltozások gyorsabb növekedése miatt mindenképpen kiemelt jelentőségű.

A szakirodalmi kutatás során fellelt eredményekkel (Baran, Sevil, 2010; Braz-Cesar et al., 2008; Puglisi et al., 2009; Koutromanos et al., 2011, Fiore et al., 2012) való összehasonlítás alapján kijelenthetjük, hogy a kapott eredmények illeszkednek a más kutatók által elvégzett nemzetközi kutatásokhoz. A fellazulási pont környéki viselkedés leírása új tudományos eredmény, mely pontosítja a vázkitöltő fallal merevített vasbeton keretek viselkedésének leírását.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ezúton szeretném megköszönni dr. Pintyőke Gábornak, dr. Hortobágyi Zsoltnak és a BME Építőipari Laboratórium munkatársainak, dr. Kálló Miklósnak, dr. Mansour Kachichiannak, Kaltenbach Lászlónak, Domby Ferencnek, Halász Attilának és Szász Ferencnek, hogy önzetlenül segítették munkámat a kísérletsorozat elvégzése során.

10. HIVATKOZÁSOK

Baran, M., Sevil, T. (2010), „Analytical and Experimental Studies on Infilled RC Frames”, *Int. Journal of the Physical Sciences*, 18 October, 2010, Vol. 5(13), pp. 1981-1998.

Bell, D. K., Davidson, B.J. (2001), „Evaluation of Earthquake Risk Buildings with Masonry Infill Panels”, *New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc. 2001 Conference*, Paper No. 4.02.01.

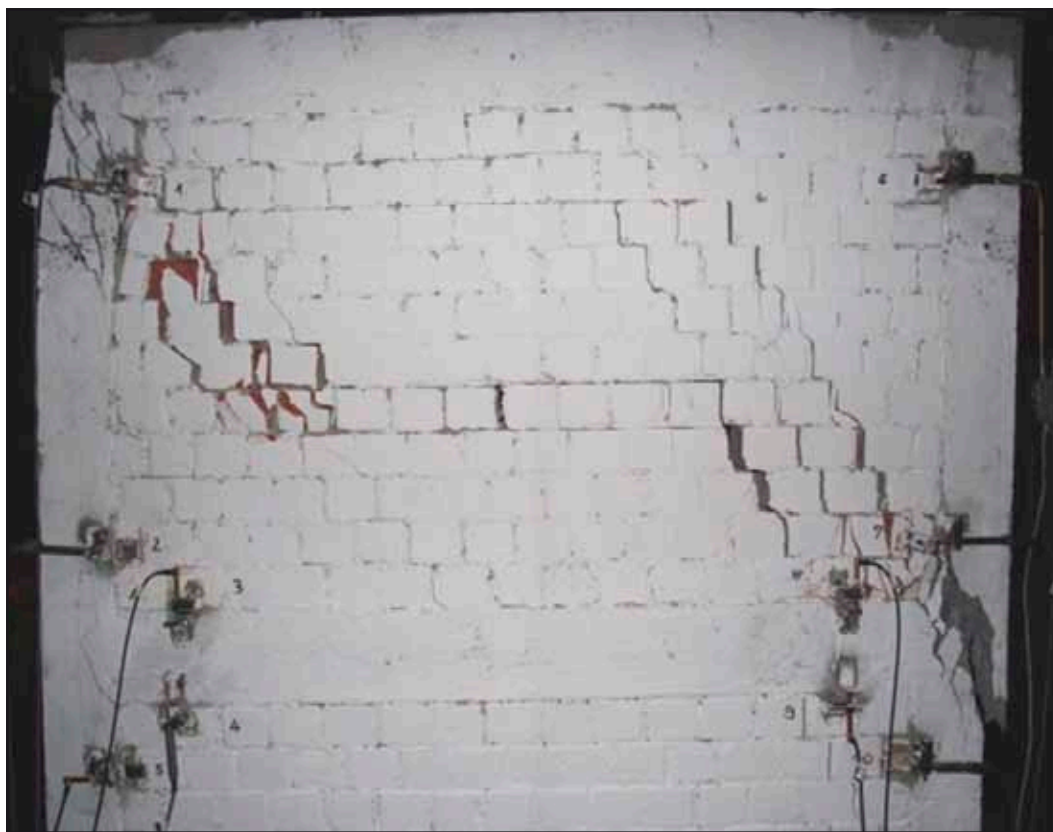
Braz-Cesar, M. T., Oliveira, D., Barros, R. C. (2008), „Comparison of Cyclic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames with Experimental Results”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17., 2008.

Dawe, J. L., Seah, C. K. (1989), „Behavior of masonry infilled steel frames”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 16(6), pp. 865-876.

Dincel, B. (2009), „The Roles of Masonry Infill Walls in an Earthquake”, *Dincel Construction System*, Paramatta, Australia, <http://www.dincelconstructionssystem.com>

Dulácska E. (2009), „Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az Eurocode 8 alapján”, *Gyakorlati útmutató*, Budapest, 2009.

Fiore, A., Netti, A., Monaco, P. (2012), „The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC buildings”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 44 (2012), pp. 133-145



8. ábra: Jellemző tönkremenetel fotója (Kc2-2. próbatest)

- Haris, I., Hortobágyi, Zs. (2012/1), „Téglafallal merevített keretek kísérleti vizsgálata statikus terhelésre”, *Vasbetonépítés*, 2012/1, pp. 25-30.
- Haris, I., Hortobágyi, Zs. (2012/2), „Different FEM models of Reinforced Concrete Frames Stiffened by Infill Masonry for Lateral Loads”, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 56/1 (2012), pp. 1-10.
- Holmes, M. (1961), „Steel frames with brickwork and concrete infilling”, *ICE Proceedings*, London, England, Part 4, Vol. 19., pp. 473-478.
- Koris, K., Bódi, I., (2009), „Long-term analysis of bending moment resistance on pre-cast concrete beams”, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 53/2 (2009), pp. 53-60.
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P., Willam, K., (2011), „Numerical modelling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads”, *Elsevier Computers and Structures*, Vol. 89 (2011), pp. 1026-1037.
- Lourenço, P. B., Alvaregna, R. C., Silva, R. M. (2006), „Validation of a Simplified Model for the Design of Masonry Infilled Frames”, *Masonry International*, ISSN 0950-2289. 19:1 pp. 15-26.
- Magenes, G., Pampanin, S. (2004), „Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver B.C. Canada, August 1-6., 2004, Paper No. 4004
- Mainstone, R. J. (1971), „On the stiffness and strength of infilled frames”, Supplement (IV), *Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Paper 7360S., pp. 57-90.
- Mainstone, R. J. (1974), „Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames”, *Current Paper CP13/74, Build. Res. Establishment*, London, England.
- May, I. M. (1981), „Determination of collapse loads for unreinforced panels with and without openings”, *Proceedings of Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Part 2, Vol. 71., pp. 215-233.
- Murty, C. V. R., Jain, S. K. (2000), „Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings”, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, January 30 – February 4., 2000.
- Perera, R. (2005), „Performance evaluation of masonry-infilled RC frames under cyclic loading based on damage mechanics”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 27 (2005), pp. 1278-1288.

- Polyakov, S. V. (1957), „Masonry in Framed Buildings; An Investigations into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling”, Moscow (In English translation),
- Puglisi, M., Uzcategui, M., López, J. F. (2009), „Modelling of masonry of infilled frames, Part I: The Plastic Concentrator”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 31., pp. 113-118.
- Puyol, S., Benavent-Client, A., Rodriguez, M. E., Smith-Pardo, J. P. (2008), „Masonry Infill Walls: An Effective Alternative for Seismic Strengthening of Low-rise Reinforced Concrete Building Structures”, *14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*, October 12-17., 2008.,
- Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995), „Inelastic Design of Infilled Frames”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121., No. 4. April, 1995, Paper No. 6682.
- Seah, C. K. (1998), „Universal Approach for the Analysis and Design of Masonry-infilled Frame Structures”, *PhD. Thesis*, University of New Brunswick, Canada.
- Shing, P. B., Mehrabi, A. B. (2002), „Behaviour and Analysis of Masonry-infilled Frames”, *Prog. Structural Engng. Mater.*

Vol.: 4(3), pp. 320-331., doi 10.1002/pse.122

- Smith, S. B. (1962), „Lateral stiffness of infilled frames”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 88., pp. 183-199.
- Smith, S. B. (1966), „Behaviour of square infilled frames”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 92., pp. 381-403.
- Smith, S. B., Carter, C. (1969), „A method of analysis for infilled frames”, *Proc. of Instn. of Civ. Engrs.*, London, England, Vol. 44., pp. 31-48.,
- Tasnim, A. A., Mohebbkhab, A. (2011), „Investigation on the behaviour of brick infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 33(3), pp. 968-980. doi 10.1016/j.engstruct.2010.12.018
- Wood, R. H. (1978), „Plastic composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames”, *Proceedings of Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Part 2, Vol. 65., pp. 381-411., doi 10.1680/iicep.1978.2952

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES STIFFENED WITH INFILL MASONRY FOR CYCLIC LATERAL LOADS

István Haris

An experiment research was planned including a group of 15, one-third scale, one-bay, two-storey reinforced concrete (RC) frame specimens. The aim of the complete experiment research is to analyse, in accordance with the international scientific research trend, the behaviour of the masonry infilled concrete frames for earthquake action, particularly for cyclic lateral loading under and over the yield point of the infill wall. As the first step the infilled frames, which had been loaded in one direction, had been investigated and the results had been published earlier. As the next step of the research the infilled frames have been investigated, which were loaded in two directions in the cases of cyclic top loading (six specimens). In this paper the conclusions of the second step are shown.

Haris István (1980), okleveles építőmérnök (2004), egyetemi tanársegéd a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken, kutatási területe: téglá és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengéshatásra, a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

CCC2012 PLITVICE – A VASBETONÉPÍTÉS KÖZÉPEURÓPAI KONGRESSZUSA 2012-BEN

A CCC (Central European Congress on Concrete Engineering) konferenciasorozatot négy közép-európai ország: Magyarország, Ausztria, Csehország és Horvátország hozta létre nyolc évvel ezelőtt. Az alapító országok egymás után vállalták a konferenciák évenkénti megszervezését. Kedves meglepetés volt a horvát szervezők részéről (1. ábra), hogy ebből az alkalomból kitüntető emléklapot adtak át öt olyan kollégának, akik az elmúlt négy kongresszus mindegyikén (beleértve az idei Kongresszust is is) részt vettek (2009 Badenben, 2010 Mariánské Lázněban, 2011 Balatonfüreden és 2012 Plitvicében). Nagy örömmre ezek közül négyen magyarok voltak: Barta János (M-Híd-Zrt.), dr. Bódi István (BME Hidak és Szerkezetek Tanszék), Dr. Kóris Kálmán (BME Hidak és Szerkezetek Tanszék) és Szántó Éva (NIF) (2-3. ábra).

A konferenciák szerteágazó témáit nehéz lenne felsorolni, de a témakörök mottói önmagukért beszélnek:

- innovatív betontechnológia a gyakorlatban,
- betonszerkezetek a kihívás jegyében,
- innovatív anyagok és technológiák betonszerkezetekben,
- a betonszerkezetek tartóssága.

A négy alkalommal számos előadás hangzott el a hídépítés, vízépítés, útépítés, alagútépítés és magasépítési szerkezetek tárgykörében, bizonyítva anyagunk, a beton sokoldalú felhasználhatóságát. Mivel én a kivitelezési munkákkal foglalkozom, számomra különösen érdekes volt, hogy betekintést kaphattam a tervezési és a modellezési módszerekbe valamint az anyagvizsgálatok és a kutatások fejlődésébe, sőt, kitekintést kaphattam az Európán kívüli eredményekre is.

A korábbi kongresszusok szakmai kirándulásain már láthattam Ausztriában, Traismauerben az épülő, háromnyílású előfeszített vasbeton autópálya-hidat, napfényes baltoni sétahajózás közben a kőröshegyi völgyhidat és bár nem szervezett kiránduláson, de Mariánské Lázně felé útközben a Prágát elkerülő autópálya szakaszt is, amelyről több előadó is beszélt a csehországi konferencián.

Néhány mondatban nehéz lenne felsorolni négy év szakmai tapasztalatát és élményeit és a személyes találkozásokat. Különösen érdekes volt, hogy nemcsak a szervező országokból, hanem más országokból érkezett előadók is sok, a saját gyakorlatomból is ismert témáról, problémáról és megoldásról beszéltek és így ismerős közegben érezhettem magam. Nagyon fontosnak tartom, hogy a CCC kongresszusok lehetőséget adnak sok fiatalnak a részvétellel és szakmai előadás tartására. Úgy gondolom, hogy ez a gyakorlat ma már nem csak a tudó-

1. ábra: Jure Radic megnyitja a CCC2012 kongresszust



2. ábra: A négy magyar kolléga, akik kitüntető emléklapot kaptak, balról-jobbra: Dr. Kóris Kálmán, Barta János, Dr. Bódi István, Szántó Éva



3. ábra: Dr. Bódi István emléklapja

mányos pályára készülőknek, hanem minden fiatal műszakinak elengedhetetlen.

Az idei, horvátországi konferenciát a plitvicei tavaknál rendezték (4-5. ábra), témája pedig, a korábbiaktól kissé eltérően, a betonszerkezetek tartóssága és fenntartása volt. Ez tükrözi a betonnal szemben támasztott változó követelményeket is,

4. ábra: A magyar stand a magyar delegáció egy részével, balról jobbra: Dr. Báalás L. György, Dr. Bódi István, Dr. Farkas György, Csikós Csaba, Czoboly Olivér, Fenyvesi Olivér





5. ábra: Plitvicei tó részlet

hiszen tudjuk, hogy az európai szabályozások megkívánják a tartósságra történő tervezést. Különösen érdekesek voltak számomra a nálunk sokat emlegetett autópálya-hálózatról szóló horvát előadások, valamint a földrengés, a tengervíz és a szélteher hatásainak vizsgálata hidakra.

A 2012-es kongresszus szakmai kirándulásán megtekintettük a Svety Rok alagutat és a hozzá tartozó autópálya üzemeltetés alagút irányító központját. A négy alagútból álló rendszeren áthaladva pedig kiértünk az Adria egyik tengerszorosához, a két maslenicai hídhoz (6-7. ábra), amelyek egyikét, a vasbeton ívhidat vendéglátónk, Jure Radić tervezte. Az alagútnak és a két hídnak a története összefonódik a délszláv háború történetével, ebből azonban mi már csak az emléktáblát láttuk a híd oldalán. Láthattuk a híd védelmi rendszerét is, ami az erős adriai szél ellen hivatott védeni a szerkezetet.

A konferenciákon létrejött kapcsolatok további szakmai találkozókhoz vezettek, így meghívást kaptam annakidején



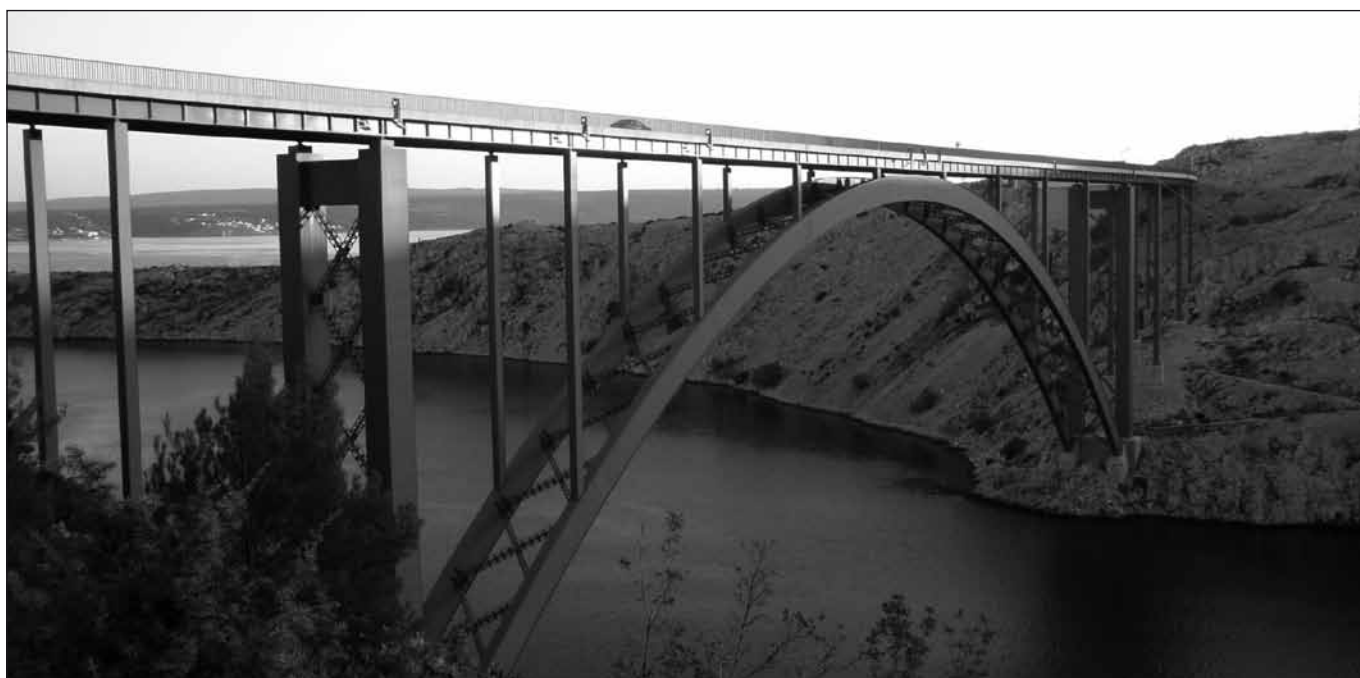
6. ábra: Régi maslenicai híd

a 2011. évi wroclawi hídnapokra, amelynek eredményeként az idén novemberben tanulmányi kirándulást szerveztünk Wroclawba, az ott működő híd-monitoring rendszer megtekintésére.

Mind a négy ország szervezése igen érdekes és tanulságos volt, a hangulat pedig felejthetetlen. A horvát díszvacsorán népzene mellett ettük a báránysültet és ittuk a finom horvát borokat. Dr. Jure Radić professzor a szervezők nevében megjegyezte, hogy bár nincs nagy tapasztalatuk az ilyen rendezvények előkészítésében, az volt a szándékuk, hogy mindenki jól érezze magát, és ez maradéktalanul teljesült.

Végül, de nem utolsósorban, a konferenciasorozat sikerét az is jelzi, hogy az idén a CCC alapító tagokhoz egy újabb ország, Lengyelország is csatlakozott, úgyhogy várjuk a jövő évben Wroclawban megrendezendő, kilencedik CCC találkozót!

*Szántó Éva
Nemzeti Infrastruktúra Fejlesztő Zrt.*



7. ábra: Új maslenicai híd

DR. ERDÉLYI LÁSZLÓ 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Erdélyi Lászlót kiváló eszű és rendkívül jó kezű hallgatónak ismerték meg oktatói és kollégái. Építőmérnöki oklevele 1972. évi megszerzését követően, tervezőirodai munkája után szinte természetes volt, hogy a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékére került. Az elméleti és kísérleti tudományos kutatás, az oktatás és az építőipar számára végzett sokoldalú munkája bizonyította, hogy a szakterület széles spektrumában színvonalas, értékes alkotó munka jellemzi tevékenységét. Az 1999-ig terjedő egyetemi foglalkoztatása időszakában, 1981-től 1983-ig, majd 1986. és 1988. között Nigériában végzett oktatói és szaktanácsadói munkát. Bel- és külföldön számos megbízatásnak tett eleget, így pl. 1974. és 1990. között egy hamburgi cég számára végzett szerkezettervezői munkát. Az 1990-2006 években az E&H hazai tervező cég ügyvezetője, 2006-tól 2010-ig a Brook Henderson Development brit cég budapesti igazgatója, 2010. óta a Proditex Real Estate Consultants céget vezeti.

E helyen nehéz felsorolni azoknak a széles spektrumú feladatoknak a sorát, amelyeknek Erdélyi László eleget tett. Nagyszámú tervezési munkái közül az egyik legjelentősebb a budaörsi Terrapark csaknem 30 épületből álló irodakomplexuma. Az E&H Kft. vezetőjeként, munkatársaival és társtervezőkkel együtt vett részt a Papp László Budapest Sportaréna szerkezeti terveinek készítésében. Kutató munkája az elméleti és a laboratóriumi, valamint helyszíni vizsgálatok számos területére terjed ki. Kiemelkedő jelentőségűek a betonacél és feszítőacél kapcsolati kérdéseire és ezzel összefüggésben a tartók repedezettségéhez fűződő munkái. A szálerősítésű betonok fejlesztését szolgáló kísérletei gazdagították az újszerű anyagok és szerkezetek körét. Oktató munkája a BME-n a Vasbetonszerkezetek Tanszéke valamennyi tárgyára kiterjedt. Kiemelkedő volt a laboratóriumi szerkezetvizsgálat és a magasépítési vasbeton szerkezetek oktatásában végzett tevékenysége. Részt vett az egyetemen folyó idegen nyelvű oktatásban is. Nigériai munkavállalása során a szerkezettervezési oktatás mellett tanszékvezetői munkája révén jelentős

oktatásszervezési feladatokat is ellátott. Angol nyelvű MSc kurzuson oktatott ingatlanfejlesztési és tervezési ismereteket a Nottingham Trent University megbízásából.

Ünnepelt tagtársunkat röviden felvázolt sokszínű mérnöki tevékenysége felkészítette arra, hogy építmények, ingatlanok hiteles szakértője legyen. A legutóbbi időszakban e területen fejt ki aktivitását, amelynek során bizonyítja, hogy az átfogó mérnöki képzettség és tapasztalat predesztinálja a szakértőt e munka színvonalas végzésére.

E köszöntő eltér a sorrendiség tekintetében a megszokottól. Némileg magyarázza Erdélyi László sikereit tanulmányai sora: Középiskolai végzettségre útpépítési technikumban tett szert (1966), építőmérnöki oklevelet a BME-n szerzett (1972), ugyanott tett szert mérnöki matematikai szakmérnöki végzettségre (1979), és az egyetem 1981-ben avatta műszaki doktorrá. 1998-ban Nottinghamban (UK) egyetemi MSc szintű ingatlanszakértői diplomát kapott.

Nemzetközi munkásságához hozzásegítette angol és német nyelvtudása, hasonlóan szakirodalmi munkásságához. Publikációi – szakkönyvek, folyóiratcikkek, konferencia-kiadványok – nagyrészt idegen nyelven jelentek meg. Ingatlanszakértői munkásságának keretében, magyar és angol nyelven jelent meg az „Irodaépületek bérterület-számítása” című könyve. Nemzetközi fórumokon számos alkalommal szerepelt, gazdagítva a magyar építéstudomány jó hírnevét. Szakmai társadalmi munkássága is igen értékes. Fiatalon kapcsolódott be a CEB és FIP munkájába, és a *fib* Magyar Tagozatának hű tagja. További tagságai: ACI, RICS (brit királyi okleveles ingatlanszakértői kamara), MMK, Magyar Ingatlanszövetség.

Sok helyet foglal el folyóiratunkban Erdélyi László tevékenységének akár ilyen vázlatos felvillantása. Hosszan sorolhatnánk kiváló emberi kvalitásait, kollégái, tanítványai ügyfelei iránti megértését, segítő készségét, javító kritikáját és sok más kiváló tulajdonságát. Így csak az marad számunkra, hogy megbecsült tagtársunk 65. születésnapjára további fiatalos lendületet, sikeres munkát, magánéletében sok örömet, mindehhez jó egészséget kívánjunk.

Tassi Géza

GRATULÁLUNK A 65 ÉVES ZSIGMONDI ANDRÁSNAK



Zsigmondi András 1947-ben született, és 1970-ben szerzett építőmérnöki oklevelet.

Szerencsés időszakban kezdett dolgozni a Hídépítő Vállaltnál. Első munkahelye Kunszentmárton volt, ahol a kezdetek során szerezhette tapasztalatokat az akkor nálunk új, szabadon szerelt hídszerkezet építésénél. 1975-től már építésvezetőként irányította

több szabadon szerelt feszített közúti vasbeton híd munkáig, így a köröstarcsai, körösladányi és dobozi Körös-hidak építését.

Tapasztalatai predesztinálták arra, hogy ő irányítsa a Marx téri felüljáró közismert alakhibái kijavítását.

1981-től irányította a budapesti É-D Metró III. szakaszának építését, előbb csoport-építésvezetői, majd főépítésvezetői beosztásban.

1988 és 1992 között a Technológiai Főmérnökség vezetőjeként a speciális mélyépítési eljárások alkalmazását vezette be. Ezek közé tartozott a kéregpakettes metróépítés, a lötbetontos és cölöpfalás munkatér-elhatárolás, a résfalazás és a különleges feszítési munkák. Ebben az időszakban került sor a folyamatos cölöpkészítés (CFA), jet-grouting, keskeny résfalépítési és víz-záró agyag résfalazási eljárások bevezetésére Magyarországon.

1992-től 2008-ig általános vezérigazgató-helyettesként irányította az akkor már nagymúltú és kiterjedt tevékenységet folytató vállalat termelését, innovációs, és műszaki fejlesztési aktivitását. A számos érdekes munka közül említést érdemel a szakaszos előretolással végzett hidépítés magyarországi bevezetése, amelynek kiemelkedő létesítménye a 2001-ben átadott, 1400 m hosszú vasúti völgyhíd megépítése Nagyrákosnál. Boszniában az IFOR részére helyreállított vasúti hidak és a mostari ideiglenes gyaloghíd, a csepeli ivóvíztisztító mű, a dél-pesti szennyvíztisztító építése, a Lehel téri piac és a Népligeti autóbusz-pályaudvar építése, a pločeai kikötő (Horvátország) rekonstrukciós munkái, a Kőröshegyi völgyhíd, a dunajvárosi Pentele híd, a függesztett-feszített (extradosed) technológia első magyarországi alkalmazása, a 4-es metró építése mind jelentős mértékben az ő vezetői munkáját dicséri.

Nyugdíjas kora óta szakértőként segíti a vállalkozókat eligazodni a FIDIC szerződéses rendszerének rejtjeleiben. Az utóbbi időszak kiemelkedő tevékenysége a Margit-híd felújításának mérnöki-lebonyolítói felügyelete.

Munkája elismeréseként Széchenyi plakettben és Lechner Ödön díjban részesült. Része volt abban, hogy vállalata elnyerte 2001-ben az Innováció Díjat. Munkája során több szolgálati szabadság társszerzője volt.

A Mérnöki Kamara építési szakosztálya elnökségében tevékenyen részt vesz. Tagja a KTE-nek és a **fib** Magyar Tagozatának. Előadásokat tartott a hídmérnöki konferenciákon, publikációi jelentek meg a Mélyépítéstudományi Szemlében a hidépítés, a kéreg alatti metróépítés, a talajszilárdítás és más mérnöki munkák témakörében. Hazai és külföldi konferenciákon ismertette tapasztalatait.

Zsigmondi András mindezt úgy érte el, hogy rendszeresen képezte magát. Vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet szerzett a BME-n 1984-ben, szakmai továbbképzésben vett részt többek között Finnországban és két alkalommal Japánban.

E sorok írója Zsigmondi Andrással, az akkor fiatal mérnökkel a köröstarcsai Körös-híd építésénél találkozott, s több más alkalom után mint a Hidépítő Rt általános vezérigazgató-helyettesével. A most 65 éves tagtársunk gazdag életútja azt mutatja, hogy nagy előnyt jelent, ha a fiatal szakember bejárja jó gyakorlati mérnökké válás útját, majd munkájára építve, ismereteit gyarapítva mind magasabb szinten hasznosítja tapasztalatait.

Tagtársunknak kívánunk nyugdíjasan is fiatalos lendülettel végzett munkájához jó egészséget, sok örömet magánéletében.

Tassi Géza

DR. TÓTH ZOLTÁN 70 ÉVES



Dr. Tóth Zoltán 1942 július 21-én született Lébényben. A győri Révai Miklós gimnáziumba (1956-58), majd a mosonmagyaróvári Kossuth Lajos gimnáziumba járt (1968-60), és ott is érettségizett 1960-ban. Egyetemi tanulmányait az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetemen folytatta, ott szerzett mérnöki oklevelet a hídszakon, jeles eredménnyel.

1967-68-ban a BME Építőanyagok Tanszéke által szervezett Építőipari minőségvizsgálat c. szakmérnöki oktatásban vett részt, ahol 1970. január 14-én kapott építőipari minőségvizsgáló szakmérnöki oklevelet.

1974-ben megszerezte a doktori címet, Lemezvázak szerkezetek alakváltozási és feszültségi állapota c. doktori értekezésével. Az értekezés foglalkozott olyan számítási módszer kidolgozásával, amely alkalmas bármilyen igénybevételű és elrendezésű lemezváz épületek (főleg előregyártott paneles épületek) alakváltozási és feszültségi állapotának a meghatározására.

1994-ben a műszaki tudomány kandidátusa fokozatot szerzett Közúti vasbeton hidak korróziós fáradása c. értekezésével. A disszertáció foglalkozott a szerkezeti anyagok fáradási folyamatával, ezen belül a folytonossági hibák fáradásra gyakorolt hatásával. Ilyen a közúti hidaknál az acélbetéteken a kloridok okozta lyukkorrozio. Az így keletkezett hibák továbbterjedését a törésmechanika tételeinek alkalmazásával szimulálja. Új módszert dolgozott ki a képlékeny tartományra is kiterjesztett kontúrintegrál meghatározására, a felületi kör alakú korróziós károsodás feltételezésével.

Első munkahelye a Beton és Vasbetonipari Művek Lábattani Gyára volt. ahol minőségellenőrzési osztályvezetőként tevékenykedett (1965-68). Utána a Győr megyei Állami Építőipari Vállalat Házgyarában dolgozott, először minőségellenőrzési osztályvezetőként (1968-69), majd technológiai és szerkezet-tervezői osztályvezetőként.

Eme gyakorlati ismeretszerzése után került az Építőipari és Közlekedési Műszaki Főiskola Hidépítési Tanszékére, majd az intézet jogutódjaként a Széchenyi István Egyetem Szerkezet-építési tanszékére, ahol először főiskolai adjunktus (1971-77), főiskolai docens (1977-94), majd főiskolai tanár (1994-2012) volt. 2012-ben nyugdíjba vonult.

Elsősorban oktató és kutató volt. Oktatta a tanszék szinte valamennyi tárgyát. Kilenc főiskolai, ill. egyetemi jegyzetet írt. Tudományos munkássága során elsősorban gyakorlati (alkalmazott) tudományos problémákkal foglalkozott. Eddig 48 tudományos publikációja jelent meg és két könyvrészletet írt. Előadásokat tartott hazai és nemzetközi konferenciákon. Gazdag volt szakértői tevékenysége is. Több híd felújítási, megerősítési, szélesítési tervének elkészítésében vett részt, vagy irányította azt.

Szabadalmai:

- Talajfelszín alatti műtárgy és eljárás, valamint dűcolat annak kialakítására. Lajstrom-szám: 179 213. (Társszerzőkkel)
- Eljárás hídszegély, vagy járda szigetelésére, és mechanikai hatásokkal szembeni védelmére szolgáló szerkezet készítésére. Lajstromszám: 205 782. (Társszerzőkkel)

Széleskörű volt közéleti szereplése. A Főiskolán intézeti igazgatóhelyettes (1981-90), közben intézeti igazgató (1984), tanszékvezető (1983-91), menedzser főigazgató-helyettes (1989-94) volt.

A Közlekedéstudományi Egyesület Mérnöki Szerkezetek Szakosztály vezetője 2010-ig, az Építéstudományi Egyesület győri csoport vezetője, a Győr-Moson-Sopron megyei Mérnöki Kamara alelnöke (1998-2002), és a **fib** Magyar tagozatának tagja.

Kitüntetései, elismerései: Közlekedési Minisztérium Kiváló Munkáért (1985), Építésügyi és Városfejlesztési Minisztérium, Kiváló Munkáért (1986), Oktatási Minisztérium

Kiváló Munkáért (1988), Közlekedéstudományi Egyesület Egyesületi aranyjelvény (1990), Építéstudományi Egyesület Alpár-érem (2002), Közlekedéstudományi Egyesület Jáky József-díj (2003).

A **fib** Magyar tagozat szívből köszönti az ünnepeltet. További nyugdíjas életében jó egészséget kívánunk és legyen öröme munkájában és magánéletében.

DR. FOGARASI GYULA ÜDVÖZLÉSE 75. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Folyóiratunk főszerkesztője öt évvel ezelőtt részletesen beszámolt dr. Fogarasi Gyula gazdag életpályájáról. Most, amikor 75. születésnapja alkalmából köszöntjük, igyekszünk röviden összefoglalni azt a nagy munkát, amit az ünnepelt évtizedek során kifejtett.

Mérnöki oklevelének 1960. évi megszerzése után az Iparterv Gnädig Miklós és Kollár Lajos nevével fémjelzett irodájában nagy ipari létesítmények megvalósítását szolgáló títustervek készítésében és egyedi jelentős épületek statikus tervezésében vett részt. Hasonló tevékenységet folytatott az Élitervben 1966-ig.

Addigi, főként helyszíni előregyártással megvalósuló szerkezeteivel kapcsolatban szerzett tapasztalataira építve az akkori hazai építőipar számára kedvező, elemgyári termékek felhasználásával létesülő épületek felé fordította figyelmét. 23 éven át gazdagította a legnagyobb magyar üzemi előregyártó vállalkozás, a BVM alkotásait. A statikus tervezés és az elemgyári technológia magas szintű összhangja hozott létre sokrétű színvonalas magasépítési vasbeton építményeket. Más mérnöki létesítmények elemeinek gyári fejlesztéséhez is sokban járult hozzá. Irodavezetői munkásságát számos sikeres vállalkozás kísérte.

1989-1991-ig Omahában a University of Nebraska vendégprofesszoraként oktatta a vasbetonépítést, miközben egy nagy amerikai vasbeton előregyártó cég gyártmányfejlesztési

munkáiban is részt vett. 1991-2002-ig egy jelentős new york-i mérnöki iroda tervezője és tanácsadója volt.

Oktató munkát végzett – omahai vendégprofesszorságán kívül - mind itthon, a BME MTKI-ben, mind New Yorkban, majd a Szent István Egyetem Ybl Miklós főiskolai karán. A BME-n szerzett doktori címe mellett New Jersey és Nebraska államban PE jogosítványt nyert.

Értékes publikációs tevékenységei közül kiemelkednek szakkönyvei és a BVM kézikönyvek. Világszerte tartott előadásai a hazai építőipar jó hírét erősítették.

Külön is nagyra kell értékelnünk azt a munkát, amit a FIP Magyar Tagozatában végzett, amely elődünknek 1987 és 1991 között elnöke volt. Jelentős érdemei közé tartozott a FIP 1992. évi budapesti szimpóziumának előkészítése. Sok más elismerés mellett méltán választotta a **fib** MT örökös tiszteletbeli elnökévé.

Az utóbbi években nyugdíjasként, egészségi gondokkal is megküzdve részt vett a szakmai közéletben. Írásaival, a nemzetközi szakmai tevékenységről szóló beszámolóval segítette két folyóiratunkat, feladatot vállalt a CCC2011 balatonfüredi kongresszus szervezésében. Mindig készséggel fogadta a hozzá tanácsért forduló kollégákat.

Egyesületünk őszinte tisztelettel kíván dr. Fogarasi Gyula örökös tb. elnökünknek jó erőt, sok örömet népes családjá körében. Bízunk abban, hogy tanácsaival, tapasztalatával nagyon sokáig segíti hazánk építőiparát.

T. G.

KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ JUBILÁRIS SZÜLETÉSNAPJÁRA



A magyar vasbeton hídépítésnek van egy személyisége, akinek egyéniségét és munkáját szinte csodának tekinthetjük. Nehéz azonban találóbb kifejezéssel illetni azt, ami Királyföldi Lajosné Sárosi Antónia személyében testesül meg. Ahogy a szakmai köznyelv nevezi, „nagy Toncsi” (megkülönböztetve szintén kiváló mérnök lányától, „kis Toncsitól”) napjainkig aktív tevékenységét a mérnöki szerkezeteknek, elsősorban vasbeton hidak tervezésének szenteli.

Édesapja az esztelen háborús pusztítás után maradt hidroncsok kiemelése során veszítette életét. Ez a tragédia is hozzájárulhatott ahhoz, hogy a jóeszmű-jókezű lány a széles műveltséget nyújtó középiskola után a hídépítésnek szentelje pályafutását.

Édesanyja súlyos betegsége miatt érettségi után továbbtanulásra nem gondolhatott. 1950-ben az ÁMTI hídirodáján állt munkába műszaki rajzolóként. Fokozatosan ismerkedett meg a hídszerkezetekkel. Munkája mellett 1951-ben megkezdte felsőfokú tanulmányait. 1955-től 1959-ig gyakorlati hídépítési munkát végzett. További tervezőirodai tevékenysége melletti tanulás eredményeként 1961-ben szerzett mérnöki oklevelet.

1961-ben az Uvaterv-ben folyt már az M7 autópálya tervezése. A kiváló vezetőkből és munkatársakból álló csapatban Királyföldi Lajosné számos feladatot kapott. Eleinte patak-hidak és kisebb felüljárókat tervezett. Később több önálló tervezési feladata is volt. Ezek közül kiemelkedik a kiváló esztétikai megjelenésű és eredeti megoldású kápolnásnyéki gyalogos felüljáró. Nevéhez fűződik több más szerkezet mellett a siófoki Sió-híd.

1971-től az M1 autópálya Tatabánya és Győr közötti 39 híd tervét készítette. Most ünnepezt kolléganőnk fejlesztette és igen sok hídnál alkalmazta az előregyártott EHGE híderendákat, s emellett újszerű megoldásokat dolgozott ki a hidak alátámasztó szerkezeteire. Több hídnál alkalmazott ívben fekvő, ill. ferde, többtámaszú lemezt. Kidolgozta és a gyakorlatba bevezette az előregyártott gerendákkal készülő hídszerkezetek többtámaszúsítását. Az M1 autópálya Budapest-Tatabánya szakaszának hídjainál a továbbfejlesztett híderendákkal épülő felszerkezetet előregyártott alépítménnyel látta el.

1976-tól részt vett az M0 autópálya tanulmányterveinek kidolgozásában. Elkészítette a körgyűrűnek az M1 autópálya és Budatétény közötti szakasza hídjainak engedélyezési terveit, a Budatétény és az M5 autópálya közötti kisebb hidak kiviteli terveit is.

Mindig hangsúlyozta, hogy teljesítményeit kiváló vezetők és munkatársak tették lehetővé.

Királyföldi Lajosné nyugdíjazása után is töretlenül dolgozott hidak és más mérnöki létesítmények tervezésén, mind a mai napig. Rendkívül nagy számú kis és közepes híd viseli keze nyomát. Tervezői tevékenységének részletes bemutatása messze túlmenne e születésnapra köszöntő keretein.

Munkája iskolateremtő volt. A mesterei és kollégái révén szerzett tapasztalatokat továbbfejlesztve adta át a fiatalabb kollégáknak. Természetszerű volt a bekapcsolódása a felsőoktatásba. A KTMF és a BME hallgatóinak hosszú sora szerzett elméleti és gyakorlati tudást oktató munkája révén. Rendkívül szerencsés volt, akinek diplomatervezési munkáját ő irányította, és akinek a hallgatói munkáját bírálta, kritikájából is sokat tanult. Másfél évtizeden át vett részt a BME angol nyelvű oktatási munkájában. Méltán részesítette az egyetem a c. egyetemi docensi kinevezésben.

Tudását, tapasztalatait nagyszámú szakcikk útján is közzétette, és rendkívül hasznosak főiskolai és egyetemi jegyzetei, mintatervei és számításai. Hazai és nemzetközi szakmai fórumokon is átadta tudását hallgatóságának.

Az ünneplés alkalmával a szakadatlan alkotó munka ismertetésén túl szólnunk kell Királyföldi Lajosné kivételes emberi tartásáról. Az évtizedek során a munkasikerek mellett érték súlyos gondok, betegség, baleset, és más bajok, amelyek alatt más, fizikailag akár erősebb ember összeroppan. Toncsit hatalmas lelki ereje, munkaszeretete, a művészetek és az irodalom iránti érdeklődése, töretlen optimizmusa segítette át nehéz akadályokon. Ő saját pillanatnyi gondjaitól-bajaitól függetlenül mindenkinek segített, akinek csak tudott. A fiatal nemzedékek iránti elkötelezettségét mutatja az általa, kemény munkával szerzett pénzből létrehozott Scientia et Conscientia alapítvány, a szakmai társadalmi szervezeteknek nyújtott anyagi és szellemi segítsége, minden szép és jó, minden haladás, fejlődés iránti elkötelezettsége.

A *fib* Magyar Tagozata és jogelődje lelkes híve volt és ma is az. Folyóiratainkban közzétett publikációival, tanácsaival segíti munkánkat. Legyőzve gondokat, bajokat, hatalmas tapasztalatára és tudására építve rendületlenül tervez hidat, alagutat és más mérnöki szerkezeteket.

A *fib* Magyar Tagozata őszinte tisztelettel és szeretettel kíván 80. születésnapját ünneplő megbecsült tagtársunknak jó erőt, egészséget, jókedvet további alkotó munkájához. Leljen sok örömet családjában, házában-kertjében, örvendeztessen mindannyiunkat példamutatásával, optimizmusával, mindenkori értékes segítségével.

Tassi Géza

DR. KNEBEL JENŐ 85 ÉVES



1927. szeptember 1-jén született Budapesten. A budapesti piarista gimnáziumban érettségizett 1945-ben, majd a Budapesti Műszaki Egyetem általános mérnöki karán szerzett oklevelet 1949-ben.

1974-ben egyetemi doktori oklevelet, 1977-ben címzetes egyetemi docens címet kapott.

Az egyetemi tanulmányok befejezése után 1949-től az ÁMTI (Állami Mélyépítéstudományi és Tervező Intézet) Sávoly Pál vezette hídosztályára került tervező mérnöknek. Bekapcsolódott a háborúban lerombolt hidak újjáépítésébe, első munkáinak egyike a dunaföldvári Duna-híd építési terveinek készítése volt. 50 évvel később, a híd 2000-2001. évi teljes rekonstrukciójakor is az ő tervei alapján kapott új pályaszerkezetet és újult meg a régi szerkezet.

Bár a munkaadó cégek neve az évek folyamán többször változott (Mélyépterv, Uvater), irányító tervező, szakosztályvezető, osztályvezető, irodavezető-helyettes és szakfőmérnöki beosztásban mindig a hazai és külföldi hidak tervezésével foglalkozott. 1996-ban ment nyugdíjba, majd 1997-től 2010-ig a Pont-TERV Zrt.-nél dolgozott főtanácsadóként.

A hat évtizedes mérnöki pálya jelentősebb tervezési munkáit szinte felsorolni is nehéz. Kiemelkednek közülük a magyarországi Duna-hidak – a bajai, dunaföldvári, szekszárdi, hárosi, lágymányosi, a budapesti Erzsébet és Árpád híd és az esztergomi Mária Valéria híd, a Tisza-hidak közül a kisari, záhonyi, tokaji, polgári, szolnoki, tiszauzi és az új szegedi híd, melyek jelentősebb állomásai munkásságának. Tervezője volt a barcsi Dráva-hídnek és aktívan közreműködött a köröshegyi völgyhíd tanulmányainak és különböző építési terv szintű változatainak kidolgozásában.

A 60-as évektől már külföldön is egyre inkább elismert magyar hídepítő hírnevét öregbítette a heluáni Nílus-híd tervezése, a Görögország fővárosában épült közúti felüljáró, a Vietnámba a Duong folyóra tervezett közúti-vasúti híd épí-

tési terve. Több mint egy évtizeden át tartó – tervező, gyártó, kivitelező és megbízó – kiemelkedő együttműködésének eredményeként születtek meg a jugoszláv exportra készülő nagy folyami hidak: a bácskapalánkai és a bezdáni Duna-híd, a sabáci Száva-híd, a smederevoi Duna-híd és felüljáró, a loznici Drina-híd és a ferdekábeles újvidéki Duna-híd. A hídírodán készült tervek alapján a Ganz-MÁVAG gyártotta le az acélszerkezeteket és szerb szakemberek végezték a szerelést.

A magyar és a külföldi szakirodalom naprakész ismerete, lényegre törő, világos gondolkodása és a munkatársak iránti bizalom és megbecsülés jellemezte mindig munkáját és kapcsolatát tervezővel, kivitelezővel, magyar vagy külföldi partnerrel.

Számos külföldi ajánlati terv is az ő vezetésével készült: a Német Demokratikus Köztársaságba, Egyiptomba az asszuáni Nílus-híd, Törökországba az isztambuli Aranyszarv öböl feletti híd és az Ecuadorba tervezett közúti hidak ajánlati tervei.

A Budapesti Műszaki Egyetem oktatói munkájában több évtizeden át mint gyakorlatvezető vett részt. Előadásokat tartott a Mérnöki Továbbképző Intézetben és az Acélszerkezeti anketokon. Szakmai folyóiratokban számos cikke jelent meg. A Mérnöki kézikönyv 2. kötetének társszerzője. Több országos híd tervpályázaton vett részt sikeresen.

Munkásságát 1962-ben Munka Érdeméremmel, 1964-ben a Munka Érdemrend bronz fokozatával, 1986-ban Eötvös Loránd díjjal, 1997-ben Széchenyi díjjal ismerték el. 2005-ben megkapta Az év hidásza címet.

2009-ben az Egyetem Tanácsa gyémántdiploma adományozásával ismerte el értékes mérnöki tevékenységét.

Szeretettel köszöntjük születésnapján a kollégát, tanárt, barátot, akinek ajtaján nem kellett kopogni, mert sohasem zavarta, ha valakinek kérdése volt, vagy egy bonyolult feladatot kellett megoldania. Ő mindig segített. Kívánjuk, hogy erőben, egészségben még sokáig lelje örömét szerető családjában, kedves könyveiben és a becsületben elvégzett munka örömeivel tekintsen vissza a megfutott pálya mérőöldköveire.

Földvály Kálmán

KOZMA KÁROLY KÖSZÖNTÉSE 90. SZÜLETÉSNAJJA ALKALMÁBÓL



Budapesten született 1922. november 11-én. 1941-ben érettségizett a budapesti állami Fáy András Gimnáziumban, majd a József Nádor Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Mérnöki Osztályára iratkozott be, ahol 1946-ban mérnöki diplomát szerzett.

1947. márciustól 1949 februárig: Sávoly Pál tervező irodájának munkatársa, 1949 februártól 1952. decemberig az ÁMTI, majd a József Műépítéstudományi Intézetnél irányító tervező, szakosztályvezető. 1953. januártól 1983. decemberig, nyugdíjazásáig az Uvatervnél előbb szakosztályvezető, majd 1955-től az egyik hidtervező osztály vezetője. 1986. februártól az FKFV, majd FKF Rt-nél nyugdíjasként létesítményfelelős, műszaki ellenőr.

A Sávoly-irodában a Lánchíd újjáépítésének statikai számításában, alapterveinek kidolgozásában vett részt. Az ÁMTI-nál kezdetben több fővárosi, ill. vidéki Duna-híd újjáépítésénél, kisebb tervező csoport munkáját irányította. Az Uvatervnél 25-35 fős tervező osztály – irányításával – számos közúti-vasúti Duna-, illetve Tisza-, Rába-, Zala-híd, valamint sorozatban alul- és felüljárók tervezését végezte. Ezen belül sok korszerű közúti és vasúti acél- illetve vasbeton szerkezet koncepcionális tervezését, majd ellenőrzését látta el. Részt vett az új Erzsébet-híd tervezésében mint a generáltervezés, illetve a szerelési technológia összefogója.

Több jelentős hídexport munka (egyiptomi Nílus-, forgóhidak, indiai, bangladesi, NDK vasúti hidak) acélszerkezetének tervezését irányította. A TS uszályokból álló újszerű

közúti-vasúti szükséghidak tervezésében is részt vett. A fővárosi Duna-hidak 1968-tól indult felújítási munkáinak aktív közreműködője volt. Az Árpádhíd 1980-84 években történt kiszélesítésének és a parti feljárók korszerűsítésének generáltervezését koordinálta.

A közúti és vasúti hídszabályzatok többszöri átdolgozásában, valamint számos műszaki irányelv, típussterv kidolgozásában vett részt.

Több évig a vállalati újítások elbírálásában, a tervezési díjszámítások kidolgozásában vett részt. 1950-53 között az akkor alakult Műszaki Főiskolán Tartók statikája tantárgy gyakorlatvezetője volt.

Nyugdíjazása után az Uvatervnél több Duna-híd tervezésében szakértő konzulensként működött közre. 1986-tól a Fővárosi Közterület-fenntartó Vállalatnál műszaki ellenőr.

A Magyar Mérnöki Kamarának 1997-től tagja, 2005-től örökös tag. A jelentősebb tervezési munkákról a Műépítéstudományi Szemlében, az Uvaterv Műszaki Közleményekben több ismertetése jelent meg. Részt vett Gáll Imre: A Budapesti Duna-hidak c. könyv 2005. évi bővített átdolgozásában.

Munkájáért többször részesült elismerésben: Közlekedés Kiváló Dolgozója (KPM, 1973), Kiskörei Vízlépcső Emlékérem (OVH, 1973), Kiváló Szolgálatért Érdemrend (HM), Munka Érdemrend ezüst fokozata (1984), a Műegyetemtől az aranydiploma (1996), a gyémántdiploma (2006) és a vasdiploma (2011).

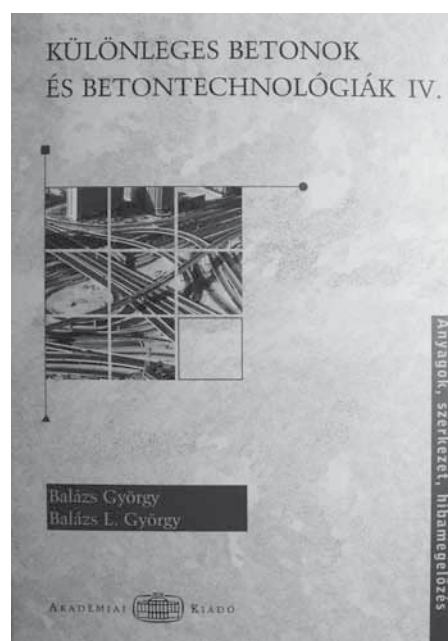
A Közlekedéstudományi Egyesületnek több évtizede tagja, 2005-től örökös tagja, időnként szakmai ismertetéseket is tartott. 2009. óta a KTE örökös tagja.

Az Akadémiai Kiadó gondozásában megjelent
Balázs György – Balázs L. György:
Különleges betonok és betontechnológiák
című könyv IV. része

- A következő fejezeteket tartalmazza:
- Víz alatti betonozás
 - Alkáli-kovavasav és alkáli-karbonát reakció és megelőzése
 - Hő-, ill. tűzálló betonok
 - Útbeton (betonutak, repülőterek, térburkolatok betonjai)
 - Építőköveink vizsgálata útépitési alkalmasság szempontjából.

Megvásárolható 25% engedménnyel
az Akadémiai Kiadó honlapján:
www.akademiaikiado.hu

Ára: 5250,- Ft + áfa





Warm regards,

fib Presidium: **György L. Balázs** (President, HU), **Gordon Clark** (Deputy-President, GB), **Michael N. Fardis** (Immediate Past President, GR), **Hans-Ulrich Litzner** (Honorary Treasurer, DE), **Josée Bastien** (CA), **Hugo Corres-Peiretti** (ES), **Stephen Foster** (AU), **Harald S. Müller** (DE), **Aurelio Muttoni** (CH), **Tor Ole Olsen** (NO), **Koji Sakai** (JP), **Jun Yamazaki** (JP), **Luc Taerwe** (Journal Editor in Chief, BE), **Joost Walraven** (MC2010 convener, NL)
fib Secretariat: **Petra Schumacher** (Secretary General), **Joëlle Debey** (Secretary), **Laura Thommen-Vidale** (Editor), **Rüdiger Tewes** (Director ad interim)

Highlights of *fib* activities in 2012

Structural Concrete Journal



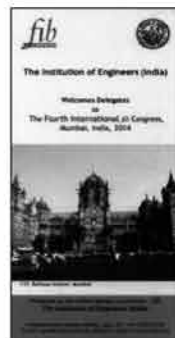
Published bulletins



fib 2012 Symposium in Stockholm



Upcoming: 2013 Symposium in Tel Aviv; 2014 Congress in Mumbai



2012 Honours:

fib Medals of Merit to J.-M. Cremer and J. Almeida; Honorary Membership to A. Ajdukiewicz (below with *fib* President G.L. Balázs)



Ninth *fib* International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe

www.fib-international.org/getting-involved-in-fib