

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

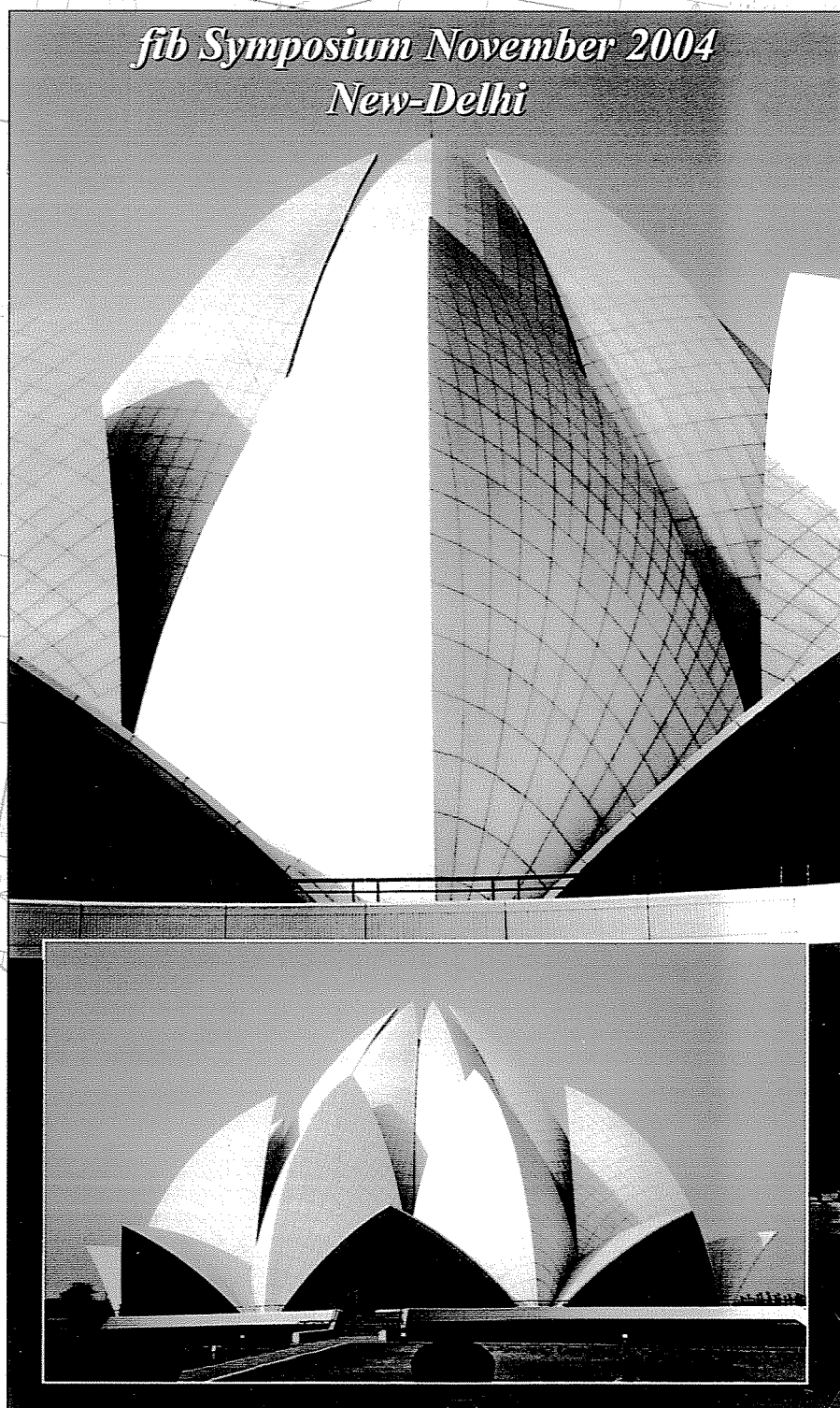
CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



9 771419 644000 20044

*fib Symposium November 2004
New-Delhi*



Dr. Balázs L. György

**Szálerősítésű betonok -
a kutatástól az alkalmazásig**

98

Prof. Horst Falkner - Dr. Volker Henke

**Acélszál erősítésű beton
a kutatástól,
a szabványosításig**

100

Dr. Majorosné Lublóy Éva -

Dr. Borosnyói Adorján -

Dr. Balázs L. György

**Szénszál (CFRP) feszítő-
betétek tapadása magas
hőmérsékleten**

108

Dr. Borosnyói Adorján -

Dr. Balázs L. György

**Betonelemek szálerősítésű
polimer (FRP) betétekkel -
használhatósági határállapot
I. rész**

Általános tapasztalatok

114

Konferencia felhívás

fib Symposium

23-25 May 2005 Budapest

Keep Concrete Attractive

123

Személyi hírek

Rendezvéynaptár

124

2004/4

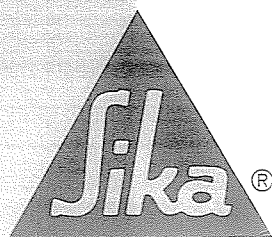
VI. évfolyam, 4. szám



Építéskémiai anyagok

- ▲ **Viscocrete** betonadalékszerek – nagy teljesítőképességű betonok előállításához,
- ▲ **Sika Fugaszalagok, SikaSwell** vízre duzzadó profilok – vízzáró szerkezetek készítéséhez,
- ▲ **Sika Repair** javító anyagrendszerek – betonszerkezetek javításához,
- ▲ **Sika CarboDur** szén-szál erősítő rendszer – szerkezeti elemek statikai megerősítéséhez,
- ▲ **Sikaflex** – hézag-tömítő anyagok,
- ▲ **Sikagard** bevonatrendszerek – tartós bevonatrendszerek beton és acélfelületek védelmére,
- ▲ **Sikafloor** – műgyanta padlóbevonat és burkolat rendszerek,
- ▲ **Icosit** bevonatrendszerek – tartós korrózió elleni védelem kialakításához,
- ▲ **Sikaplan** – PVC tetőszigetelő lemezek,
- ▲ **Aliva** – beton és habarcs-lövedék berendezések,

Megoldások Sika rendszerekkel



Sika Hungária Kft. 1117 Budapest, Prielle Kornélia u. 6.
 Telefon: (+36 1) 371 2020 • Fax: (+36 1) 371 2022
 E-mail: info@hu.sika.com • www.sika.hu

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Madaras Botond

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektori testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Jancsó 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

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@goliat.eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai
szerkesztője: Samarjai István

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1000 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4000 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 150 000 Ft+áfa

belső borító: 120 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Cimlapfotó:

Bahá'i House of Worship

New-Delhi

A fotót készítette: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

98 Dr. Balázs L. György
**Szálerősítésű betonok – a kutatástól
az alkalmazásig**

100 Prof. Horst Falkner – Dr. Volker Henke
**Acélszál erősítésű beton, a kutatástól
a szabványosításig**

108 Dr. Majorosné Lublói Éva – Dr. Borosnyói Adorján
– Dr. Balázs L. György
**Szénszál (CFRP) feszítőbetétek
tapadása magas hőmérsékleten**

114 Dr. Borosnyói Adorján – Dr. Balázs L. György
**Betonelemek szálerősítésű polimer
(FRP) betétekkel – használhatósági
határállapot
I. rész – Általános tapasztalatok**

123 Konferencia felhívás
***fib* Symposium 23-25
May 2005 Budapest**

124 Személyi hírek
**Búcsú Ullrich Zoltántól (1937-2004)
Dr. Tariczky Zsuzsánnát köszöntöttük
születésnapja alkalmából**

Rendezvénynaplár

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,
Swietelsky Építő Kft., ÉMI Kht., Hídépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar
Scetauroute Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeiderer Lábatlani
Vasbetonipari Rt., Pont-Terv Rt., Strabag Rt., Uvater Rt., Mélyépterv Komplex
Mérnöki Rt., Hidatechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft.,
CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union
Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft., BME Építőanyagok és Mérnökgeológia
Tanszéke, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK – A KUTATÁSTÓL AZ ALKALMAZÁSIG



Az emberiség több évezredes tapasztalata szerint különféle szálak bekeverésével csökkenthetjük az építőanyagok ridegségét és repedésérzékenységét. Az 1960-as évek óta ezt az elvet betonra is sikerrel alkalmazzuk. A különféle szálak alkalmazása a hazai vasbetonépítésben az elmúlt másfél évtized során óriási növekedést mutatott annak ellenére, hogy ismereteink még némely vonatkozásban hiányosak voltak.

A szálerősítésű betonok napjainkban is az érdeklődés középpontjában állnak, azok kedvező tulajdonságai valamint gazdasági és technológiai előnyei miatt. 2004. november 19-én második alkalommal rendezte meg a *fib* Magyar Tagozata a *Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig* című konferenciát. Az első konferenciát 1999-ben tartottuk, amelynek kiadványa a könyvesboltokban még hozzáférhető (Balázs, 1999). Az első Szálerősítésű betonok konferencia során a különböző szálak jellemzői, a szálak és beton keverékéből készült szálerősítésű beton elemek viselkedése, a modellezés, végezetül az alkalmazások és esettanulmányok kerültek bemutatásra.

1. A 2004. ÉVI KONFERENCIA TARTALMI FELÉPÍTÉSE

Jelen konferencia célja volt, hogy áttekintést nyújtson az új típusú szálak mechanikai és kémiai jellemzőiről, a szálerősítésű betonból készülő szerkezeti elemek viselkedéséről, modellezési kérdéseiről és alkalmazási lehetőségeiről a legújabb kutatási eredmények figyelembevételével. Külön hangsúlyt helyeztünk ezeken kívül a tervezési és szabványosítási kérdésekre, amelyekhez külföldi előadóként Horst Falknert, a Braunschweigi Műszaki Egyetem egyetemi tanárát hívtuk meg (aki egyúttal a vonatkozó németországi szabványbizottság vezetője). Részletesen tárgyaltuk a gyakorlatban szokásos kis acél, ill. műanyag száltartalmak esetét. Ezek kiegészítéseként bemutatásra kerültek új fejlesztési irányként: alkáliálló üvegszálak, nagy acélszál tartalmú betonok, öntömörödő szálerősítésű betonok, valamint szálerősítésű könnyűbetonok.

A konferencia részletes felépítése ennek megfelelően a következő volt.

1. Fejlődési irányok, jelenlegi helyzet jövőbeni tendenciák
Prof. Balázs L. György
2. Tervezési elvek
Prof. Horst Falkner
3. Acélszálak alkalmazása kis száltartalommal ($\leq 2 \text{ V\%}$)
Kovács Imre
4. Acélszál erősítésű beton tartóssága
Dr. Erdélyi Attila – Dr. Borosnyói Adorján
5. Műanyag szálak alkalmazása kis száltartalommal ($\leq 2 \text{ V\%}$)
Dr. Magyarai Béla
6. Üvegszálak
Kopecskó Katalin
7. Acélszálak alkalmazása nagy száltartalommal ($> 2 \text{ V\%}$)
Orbán Zoltán
8. Öntömörödő acélszál erősítésű beton
Salem G. Nehme

9. Szálerősítésű könnyűbeton

Dr. Józsa Zsuzsanna

Prof. Horst Falkner előadását fordításban minden résztvevő megkapta, ami egyúttal jelen szám következő cikkét is képezi.

A konferencia kiállítói szintén bemutatkozási lehetőséget kaptak a működési területükhöz tartozó témakörökben. Kiállítók voltak (alfabetikus sorrendben): ASA Építőipari Kft., Bekaert, Betonmix Építőmérnöki és Kereskedelmi Kft., degussa Építőkémia Hungária Kft., D&D Drótáru és Drótkötél Ipari Kereskedelmi Rt., híros-ép Kft. KaposPlast Kft., MAPEI, Trefilarbed.

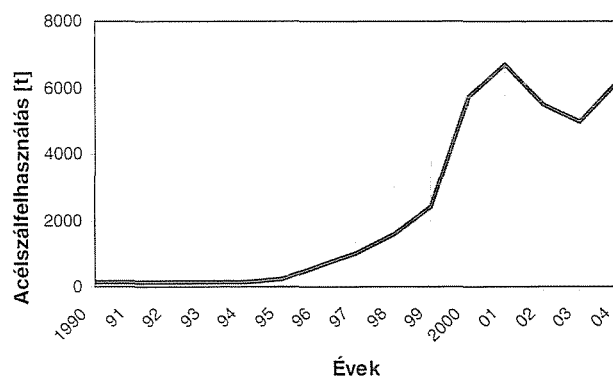
A hozzászólások között hangzottak el dr. Kausay Tibor, dr. Seidl Ágoston-Für Kovács István és dr. Orosz Árpád észrevételei.

A konferencia során bemutatásra kerültek a magyarországi összesített szálfelhasználást mutató ábrák. Külön köszönöm, hogy a Magyarországon szálakat gyártó, forgalmazó, illetve beépítő cégek a forgalmi adataikat nekem megadták.

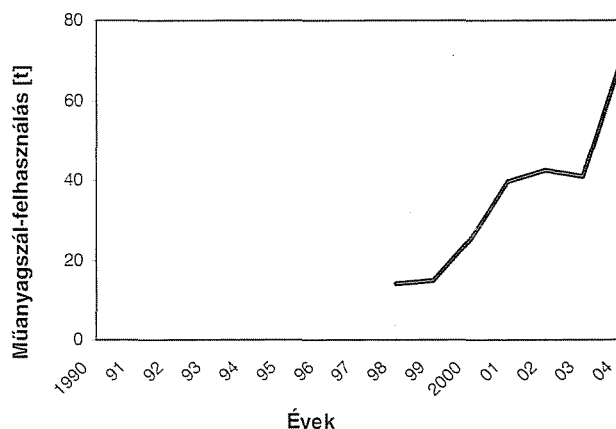
A acélszálak felhasználása (1. ábra) 1990 és 1994 között közel konstans volt, majd exponenciális emelkedést mutatott 2000-ig megközelítve éves szinten a 6 000 tonnát. Majd 2000 és 2004 között 6 600 és 5 000 tonna között hullámzott a felhasználás.

A műanyag szálak felhasználásának összesítését 1998-tól tudtuk elvégezni (2. ábra). 2001-ig szintén exponenciális

1. ábra: Magyarországon beépített acélszálak mennyisége 1990 és 2004 között



2. ábra: Magyarországon beépített műanyagszálak mennyisége 1998 és 2004 között



növekedést mutatott elérve a 40 tonnát. 2003-ig konstans felhasználás, majd ismét növekedés mutatkozott.

Az 1. és 2. ábra elemzéséből megállapítható, hogy 2000, ill. 2001. évig mind az acél mind pedig a műanyag szálak betonszerkezetekben való felhasználása jelentősen fölfutott és továbbra is nagy mennyiségben kerülnek beépítésre.

A 2004. évi *Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig* című konferencia Szervezőbizottságának tagjai voltak:

Elnök: Dr. Balázs L. György (BME)

Alelnök: Kovács Imre (Debreceni Egyetem)

Csont Sándor (Degussa)

Csorba Gábor (Betonmix)

Danszkyné Fecsik Gyöngyi (Forta Fibre)

Dr. Dulácska Endre (BME)

Dr. Erdélyi Attila (BME)

Dr. Farkas György (BME)

Gulyás Zoltán (Kaposplast)

Horváth Miklós (Monotop)

Kiss András (Hírös-ép)

Kocsisné Porkoláb Marietta (D&D)

Kopecskó Katalin (BME)

Magyar György (Trefil Arbed)

Dr. Magyarai Béla (Innomat)

Polgár László (ASA)

Rudoba, Dietram (Bekaert)

Salem G. Nehme (BME)

A konferencián minden résztvevő megkapta Kovács Imre és Balázs L. György könyvét, amelyben összefoglalták az elmúlt tíz évben elért kutatási eredményeiket acélszál erősítésű betonok területén (Kovács, Balázs, 2004). (Megrendelhető a Szerkesztőség címén.)

A konferenciát négy év múlva ismét megszervezzük.

2. HIVATKOZÁSOK

Balázs L. Gy. (Szerk.) (1999), „Szálerősítésű betonok – a kutatástól az alkalmazásig”, Konferencia Kiadvány, Kiadó a *fib* Magyar Tagozata, p. 305 p. ISBN 963 589 5

Kovács I., Balázs L. Gy., „Structural performance of steel fibre reinforced concrete”, University Press of BME, p. 227, ISBN 963 420 8223

Dr. Balázs L. György
a *fib* Magyar Tagozat elnöke

RENDEZVÉNYNAPTÁR

11th International Conference on Fracture

2005.03.20-25 – Turin – Italy

web: www.icf11.com

org: tel: +39 011 244 69 11

e-mail: icf11@congressiefiere.com

fib Symposium 2005 Budapest

“Keep Concrete Attractive”

2005.05.22-25 – Budapest – Hungary

web: www.eat.bme.hu/fibSymp2005

org: Hungarian Group of *fib* tel: +36 1 463 4068

e-mail: fibSymp2005Budapest@eik.bme.hu

2nd Int. Symposium

Non-traditional Cement and Concrete

web: www.fce.vutbr.cz/stm/fracture/symposium2005/default.htm

2005.06.14-16. Brno, Czech Republic

org tel: ZPSV+420 545 214 581

e-mail: bilek@zpsv.cz

6th International Congress

Global Construction: Ultimate Concrete Opportunities

2005.07.05-07 – Dundee – Scotland

web: www.ctucongress.co.uk

org: R K Dhir tel: +44 1382 344347

e-mail: r.k.dhir@dundee.ac.uk

Fibre Reinforced Concrete in Practice

Central European Congress on Concrete Engineering

2005.09.08-09 – Graz, Austria

web: www.concrete/austria.com

org: Österreichische Vereinigung für Beta- und Bautechnik

e-mail: office@oibb.at

fib Symposium

Structural Concrete and Time

2005.09 28-30. La Plata, Argentina

web: www.fib2005argentina.org.ar

org: *fib* tel: +54 11 4952 6975

e-mail: fib2005argentina@aath.org.ar

SCC2005

2005.10.30-11.02. Chicago. Illionis

web: www.scc2005.info

org: ACBM Center, Northwestern University tel: 847 491 3858

e-mail: acbm@northwestern.edu

International Conference on

Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting

2005.11.21-23. – Cape Town, South Africa

web: www.civil.utc.ac.za/iccrrr/

org: Dept. of Civil Eng. Univ. of Cape Town tel: +27 21 650 5181

e-mail: ICCRRR@eng.utc.ac.za

2nd *fib* Congress 2006

web: www.naples2006.com

2006. 06. 05-08. Naples, Italia

org tel: *fib* Italia

e-mail: fib2006@unina.it

ACÉLSZÁL ERŐSÍTÉSŰ BETON, A KUTATÁSTÓL A SZABVÁNYOSÍTÁSIG*



Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner – Dr.-Ing. Volker Henke

Jelen cikk bemutatja a Braunschweigi Műszaki Egyetemen végzett acélszál erősítésű beton kísérletek eredményeit. Rámutatnak az anyagtulajdonságbeli változásokra és az alkalmazási lehetőségekre. Alkalmazási példaként bemutatásra kerülnek többek között a folytatólagos vasúti pályalemez, a rugalmas ágyazású vasbeton lemez, ill. a nagyszilárdságú oszlop. Esetenként legkedvezőbb megoldást az acélszálak és a hagyományos vasalás együttes alkalmazása biztosította. A cikk végén utalás történik a Németországban kidolgozás alatt álló szálerősítésű beton szabványra is.

1. BEVEZETÉS

Napjainkban az acélszál erősítésű betont felhasználó projektek száma folyamatosan emelkedik. Az acélszál erősítés a hagyományos betonacél helyett vagy kiegészítésként kerül a betonba. Az acélszál erősítés feladata a betonban keletkező húzóerők felvétele használati terhekre és a határ terhekre egyaránt.

Az acélszálak betonhoz való adagolásának hatására a beton mechanikai tulajdonságai megváltoznak. A szálak típusától és mennyiségétől függően nő a beton duktilitása és kevesebb repedés fog kialakulni. Különösen acélszálak alkalmazásával lehet jelentős erőt közvetíteni a repedéseken keresztül. A szálakat tekinthetjük egy fajta vasalásnak. Az acélszál erősítésű betonból készült szerkezeti elemekre vonatkozó méretezési elméletek ezen alapulnak.

A tervezési szabványok és ajánlások (JCI ACI és DBV [Német Betonszövetség]) áttekintése megmutatja, hogy a szokványos paraméterek szívóssági és egyenértékű hajlító feszültség tényezői nem a legalkalmasabbak szerkezeti elemek számítására. Az acélszál erősítésű betonokra alkalmazható helyettesítő modellek a végső repedéstágasság meghatározásán alapulnak. A biztonsággal kapcsolatos vizsgálatokat ezzel szemben határértéki kritériumok figyelembevételével végezték.

Az acélszál erősítésű betonok szerkezeti elemként való alkalmazásához végzett kutatások eredményeit mutatjuk be. Tekinthető úgy, hogy az acélszálak bizonyos körülmények között a betonokban keletkező húzóerőket felveszik.

Víznyomással terhelt alaplemezként való alkalmazásnál, cölöpökön nyugvó ipari födémeknél, szívós nagy teljesítő-képességű beton oszlopoknál és házak alapjaként már bizonyított az acélszál, mint szerkezeti vasalás használata.

Jelen kutatásokon alapul az acélszál erősítésű betonokra és a szerkezetekre vonatkozólag az a tervezési javaslat, amely DAfStb közreműködésével készült el. Ezekről a javaslatokról található áttekintés jelen cikk utolsó fejezetében.

2. ANYAGTULAJDONSÁGOK ÉS HELYETTESÍTŐ MODELLEK

2.1 Közvetlen húzó és hajlító kísérlet

A húzófeszültség – alakváltozás összefüggés meghatározását 300 mm magas, 150 mm átmérőjű hengereken, közvetlen húzóvizsgálattal végeztük. A hengereket 28 napos korban vizsgáltuk, és addig vízben tároltuk. A szakítógéphez való illesztést a hengerek felületére ragasztott acéllemezek biztosították. Az 1. ábrán láthatók 40 kg/m³ Dramix RC 80/60 acélszálak tartalmú, 35 N/mm² karakterisztikus nyomószilárdságú betonon mért húzófeszültség – alakváltozás összefüggések.

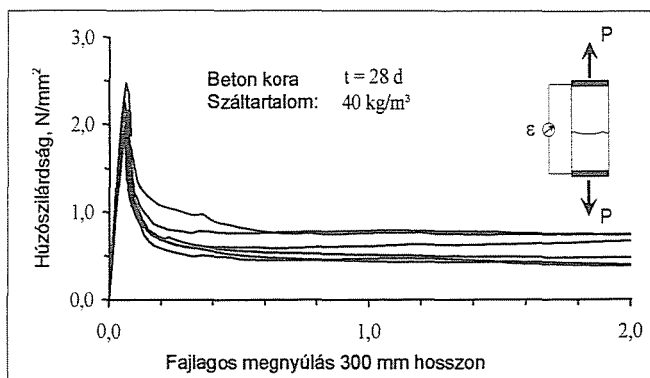
A közvetlen húzókísérlet során a repedés megnyílás után csak az acélszálak tudnak a két betonrész között húzóerőt átadni. Ilyenkor az acélszálak vasalásként viselkednek.

2.2 Acélszál erősítésű beton és vasbeton gerendák vizsgálata

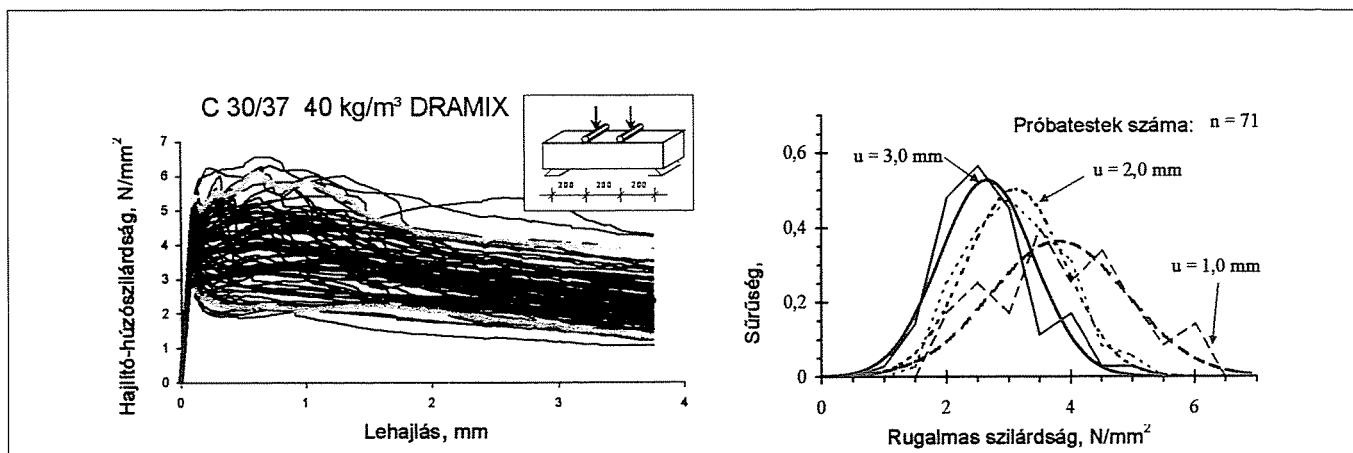
A nehezen kivitelezhető húzóvizsgálatok során nyert húzószilárdsági eredmények a lényegesen könnyebben végrehajtható hajlítási kísérletekből származó húzófeszültségek vizsgálatával is meghatározhatók.

Statisztikai elemzést végeztünk a 71 db, azonos, 150×150 mm keresztmetszetű próbatest, harmadpontos terhelésével kapott értékekből. Az eredményeket a 2. ábra mutatja.

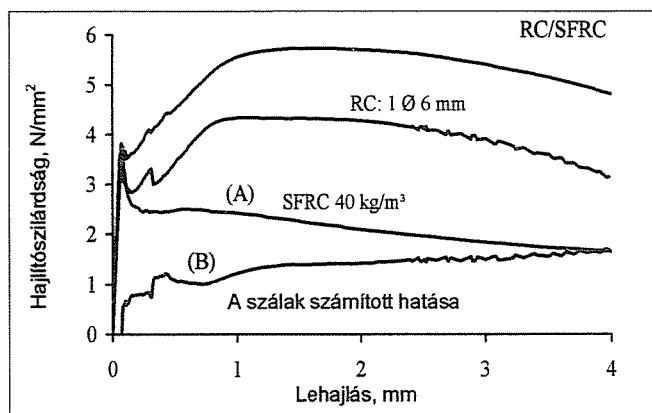
1. ábra: Húzószilárdsági vizsgálatok eredményei



* Az angol nyelvű kéziratot magyarra fordította: Dr. Salem G. Nehme és Fehérvári Sándor



2. ábra: Hárompontos terheléssel vizsgálat – eredmények és statisztikai feldolgozások



3. ábra: Egyidejűleg lágyvasalással és acélszalakkal készült beton vizsgálatainak eredményei

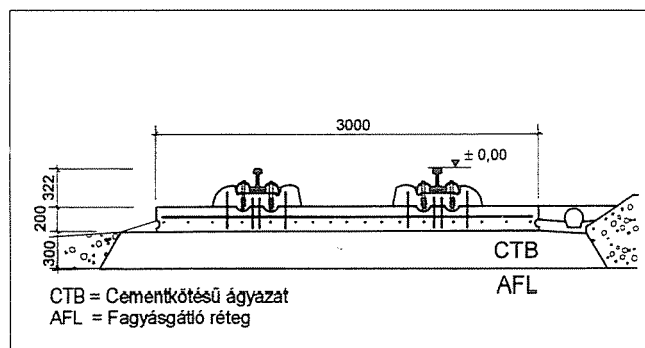
A 2. ábrán láthatók a nagyszámú próbatétel kezdeti deformációitól a törésig tartó erő – elmozdulás görbék. Statisztikailag a görbéket normáloszlással lehet leírni. A diagrammról látható, hogy az eredmények szórása a lehajlás növekedésével csökken. Ezért kell a használati állapot vizsgálatoknál nem a végértékhez tartozó, hanem annál magasabb szórásértéket figyelembe venni.

Az acélszállal is erősített vasbetongerendákon végzett hárompontos terhelések során a szálakat nem tartalmazó, de azonos lágyvasalással ellátott tartóhoz képest, többlet teherbírást mutatott (3. ábra). A diagramon látható „A” görbe a csak acélszálat tartalmazó betongerendák erő - lehajlás diagrammjaiknak átlagértékét mutatja. A „B” görbén a hagyományos lágyvasalású és a lágyvasalás és acélszál erősítés együttes alkalmazásával kialakított próbatesteken mért értékek átlagának különbsége látható. Így a törésmechanikai alapon elfogadott kivonással megállapítható az acélszálak hatása a lágyvasalású tartók esetén. Az ábráról látható, hogy a lehajlás, így a repedéstágasság, növekedésével a mért (A) és a számított (B) szálhatás diagramja közös végérték felé tart.

A 3. ábrán láthatók az egyidejűleg lágyvasalással és acélszalakkal készült beton (RC/SFRC) vizsgálati eredményei, összevetve a csak lágyvasalást (RC), illetve csak szálerősítést (SFRC) tartalmazó próbatestekével.

3. REPEDÉSI JELLEMZŐK

A DB AG (Német Szövetségi Vasút) folyamatosan vizsgálja az ágyazat nélküli vasúti pálya kialakításának lehetőségeit. A végleges megoldás kialakulásáig azonban még sok időre van szükség. A DB AG már rendelkezik 5, jóváhagyott leeresztési



4. ábra: Ágyazat nélküli vágány – keresztmetszet

rendszerrel, és további 5 rendszert tesztelnek, amelyekre a vizsgálatok lezárulta után szintén szabadalmi védelmet kérnek.

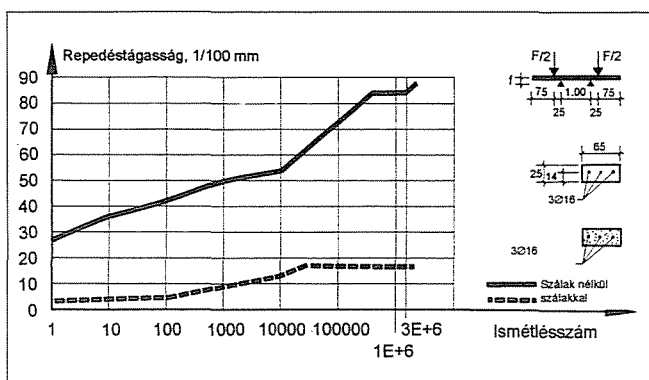
A rajna-völgyi vonalon található a nagy forgalmú, Waghäusel és Neulußheim közötti szakasz sínpályáját 25 éves üzemelés után kellett felújítani. Ekkor nyílt lehetősége 7 építőipari cégnek, hogy saját rendszerét, a rendelkezésére bocsátott 390 m hosszú pályaszakaszon, üzemi körülmények között kipróbálja.

3.1 Keresztszelvény és laboratóriumi vizsgálatok

A HOCHTIEF – Schreck-Mieves – Longo cégek alkotta konzorcium által kifejlesztett keresztmetszet látható a 4. ábrán. Mint az megfigyelhető, a rendszer alapját egy 200 mm vastagságú, vasbetonlemez adja, amely alá 300 mm CKt és fagyálló réteg kerül. A lemez betonozása után, még a friss betonba elhelyezik a sínleerősítéseket rögzítő kengyeleket. Ezek után, a folyamat harmadik lépéseként, elkészül a betonozás a sinszalak alsó felületének pontos magasságáig. Amint a 4. ábrán látható, a lemezben Ø 20/180 mm-es hálós vasalás került elhelyezésre, a sínleerősítés akadályozásának elkerülése érdekében, a lemez középsíkjában.

A német vasbetonszerkezeti szabványoknak megfelelően a végtelen hosszú lemezben hosszirányban ható erőkből származó repedéstágasság megengedett értéke 0,5 mm lehet. Ezen érték eléréséhez kellett igazítani az alkalmazott vasalás mennyiségét. A használhatósági vizsgálatoknál a rendszert keresztirányban, a normál vasúti keresztaljakhoz hasonló módon terhelve végezték. Ennek a kísérletsorozatnak a Braunschweigi Műszaki Egyetemen kapott eredményeit mutatja az 5. ábra. A kísérletsorozat során a keresztirányú betonacélok betonfedése 110 mm volt.

Vitatható, hogy ez a kísérlet vajon pontosan modellezi-e az

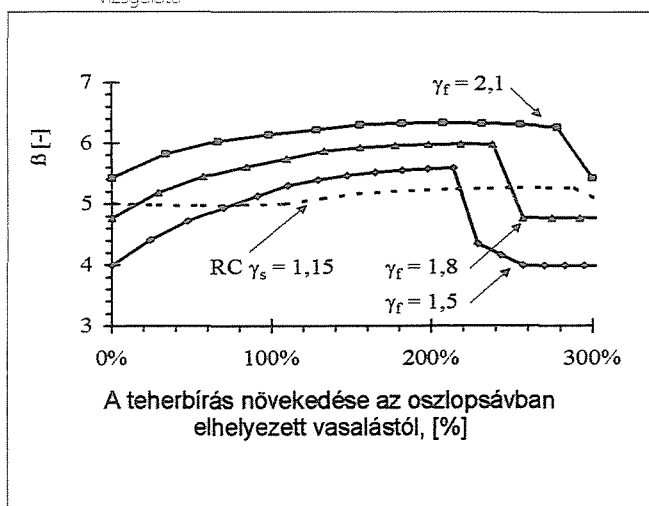


5. ábra: Kísérleti elrendezés és a vasbeton próbatest repedéstágasságának alakulása acélszál erősítéssel és acélszál erősítés nélkül ciklikus terhelésre

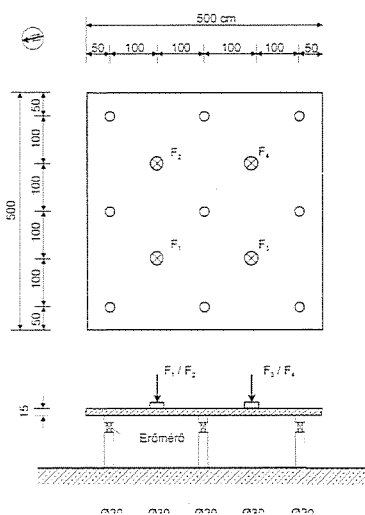
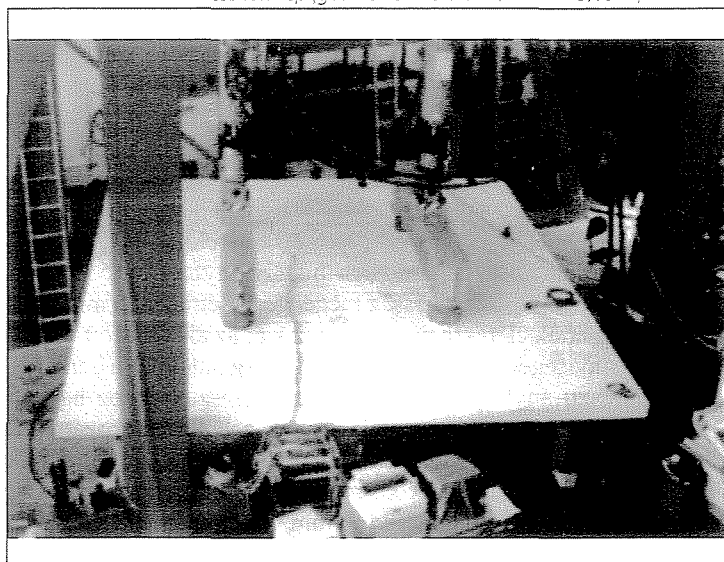
1. táblázat: Alapváltozók

paraméterek	tervezési érték	biztonsági tényező	átlagérték	sztdard szórás
cölöp raszter [m]	4,00	-	4,00	0,05
cölöp átmérő [m]	0,25	-	0,25	0,01
vastagság [m]	0,25	-	0,24	0,0075
betonfödés [m]	0,030	-	0,035	0,005
acél folyáshatár [MPa]	500,0	1,15	560,0	30,0
nyomószilárdság [MPa]	35,0	1,5	43,0	5,0
egyenértékű szilárdság [MPa]	1,69	1,5 / 1,8 / 2,1	2,48	0,496

6. ábra: Lágyvasalású és acélszál erősítésű betonok megbízhatósági vizsgálata



7. ábra: Próbatestról készített kép (geometriai méretek 5,00 m × 5,00 m)



ilyen lemezek viselkedését, de mint az az 5. ábrán látható, a vasbeton próbatestek kezdeti, átlagos 0,3 mm-es repedéstágassági értéke 3 millió terhelési ciklus után 0,85 mm-re növekedett. Használhatósági szempontból, figyelembe véve a DB AG előírásaiban szereplő 0,5 mm-es megengedett repedéstágassági értékkel, ez az érték elfogadhatatlan.

Azon próbatestek, melyekbe 40 kg/m³ acélszálakat betonoztak, lényegesen eltérő viselkedést mutattak (5. ábra). Ebben az esetben a kezdeti, átlagosan 0,05 mm-es, repedéstágassági érték 3 millió terhelési ciklus során is csak 0,18 mm-re növekedett. Ez egyértelműen igazolja, hogy az acélszálak alkalmazásával a felületi repedések tágassága jelentősen csökkenthető, amivel a használhatósági határállapotbeli viselkedés javítható.

4. A BIZTONSÁG VIZSGÁLATA

Az acélszál erősítésű betonszerkezetek megbízhatóságának valószínűségi vizsgálata igazolta a karakterisztikus értéket és osztott biztonsági tényezőket felhasználó tervezési szabvány helytállóságát.

A biztonsági szint meghatározható a tönkremenetel valószínűségével, vagy egy származtatott β biztonsági szint értékével. Az Eurocode tervezési előírásaiban β értéke 4,7 az egy évnek megfelelő időszakra normál szerkezeteknél, mint épületek, lakóépületek raktárak. β biztonsági tényező értéke jelentősen függ olyan paraméterektől, melyekre a teherbírás értéke valamint az egyéb tényezők is nagy hatással vannak (6. ábra).

A használt alap változókat az 1. táblázat tartalmazza.

Húzott vagy hajlított acélszál erősítésű vasbeton szerkezeti elemek számításakor a szálak hatása már figyelembe vehető. Várható azonban, hogy ilyen szerkezetek ellenőrzésekor a szálakra vonatkozó osztott biztonsági tényező nagyobb értékű lesz, mint más anyagokra (például betonacél vagy beton) vonatkozó osztott biztonsági tényező. A CEN (1992)-ben kimutatták, hogy acélszál erősítésű húzott vagy hajlított beton elem esetén $\gamma_f = 1,65$ biztonsági tényezőt kellene figyelembe venni, hogy az acélnál alkalmazott $\gamma_s = 1,15$ -ös biztonsági tényezőhöz tartozó biztonsági elérhető legyen. Ez általános esetben azonban nem eredményez gazdaságos megoldást acélszál erősítésű betonra. Mindazonáltal acélbetétek és szálak kombinációja esetén magasabb biztonsági szint érhető el.

Próbatest	P-1	P-2	P-3
száltartalom [kg/m ³]	40	40	40
oszlopsávban elhelyezett acélbetét (S500)	–	6 Ø 10 mm	–
feszítőpásmma St 1570/1770	–	–	2 Ø 0,6"

2. táblázat: A vizsgált lemezek vasalása

5. NAGY LÉPTÉKŰ ACÉLSZÁL ERŐSÍTÉSŰ SZERKEZETI ELEMÉK VIZSGÁLATA

A nagy léptékű kísérlet során különböző módon vasalt síklemezek vizsgálatára került sor. A lemezek 9 merev oszlopon nyugodtak. Terhelésre az így kialakuló 4 lemezmező középpontjain került sor. A kísérleti elrendezés a 7. ábrán látható.

Az egyenlőtlen talajsüllyedések szimulálására minden oszlopon hidraulikus munkahenger került elhelyezésre. A betonban ébredő alakváltozásokat alakváltozás mérő bélyegekkkel mérték. A lehajlás mérésére a 16 db, mértékadó helyeken elhelyezett, elektromágneses útadó szolgált.

A kísérleti lemezek 40 kg/m³ DRAMIX RC-80/60-as (60 mm hosszú és 0,75 mm átmérőjű) acélszálat tartalmaztak. Az acélszálak vége, a kedvezőbb lehorgonyzási tulajdonságok érdekében kampózott, a jobb keverhetőség érdekében a szálak egymáshoz ragasztottak voltak.

Míg az első (P-1) lemez csak acélszálat tartalmazott, a másodikba (P-2 jelű) ezen felül az oszlopsávban 6 db. Ø10-es betonacél került elhelyezésre. A harmadik (P-3 jelű) födém semleges tengelyébe 0,6" átmérőjű SUSPA csúszóbetétes feszítőpásmák kerültek elhelyezésre. Minden pásmába 1730 kN feszítőerő került bevitelre, mely a lemezben átlag 1 N/mm² nyomófeszültséget eredményezett. A lemezekben lévő vasalást a 2. táblázat tartalmazza.

A teherviselés szempontjából a cölöpökkel alátámasztott lemez viselkedése megegyezik a födém lemezekével. A vizsgálat során különös figyelmet szenteltek a repedés megjelenése utáni viselkedésnek az acélszál erősítés és más hozzáadott vasalás és feszítés során.

A kísérletek során parciális és totális leterhelés mellett,

ciklikus terhelésre, törőteher felvitelére valamint egyenlőtlen támaszsüllyedések szimulálására is sor került. Ez utóbbit, 2 ill. 4 sarokoszlop kikapcsolásával szimulálták. Amíg a tisztán szálerősítésű lemez a folyáshatár elérése után további teher felvitelére nem volt képes, a betonacélokkal vasalt és a csúszóbetétes feszítőbetétekkel feszített lemezek duktilis viselkedést mutattak.

A 8. ábrán látható, hogy minden lemez hasonló törésképet eredményezett. A második lemez duktilis viselkedésének oka a szálerősítésen túl elhelyezett betonacélok jelenléte, melynek eredményeképpen a pozitív repedések a lemezmező közepén futnak, míg a negatív nyomatéki repedések az oszlopok felett találhatók. Bár a vasalás fajlagos értékét az elhelyezett acélbetétek mindössze 20 %-kal növelték meg a tisztán szálerősítésű lemezhez képest, a repedések kialakulása az egész lemezen jól kontrolálható a kritikus helyeken elhelyezett erősebb vasalással.

A P-3-as próbatesten repedések kontrolálása az acélszál erősítésű beton szívósságát növelő, bevitt normálerő hatásával érhető el. Azonban a teherbírás a törési vonalon lévő képlékeny deformációkból származtatható, melyek a P-1-es lemezéhez rendkívül hasonlóak.

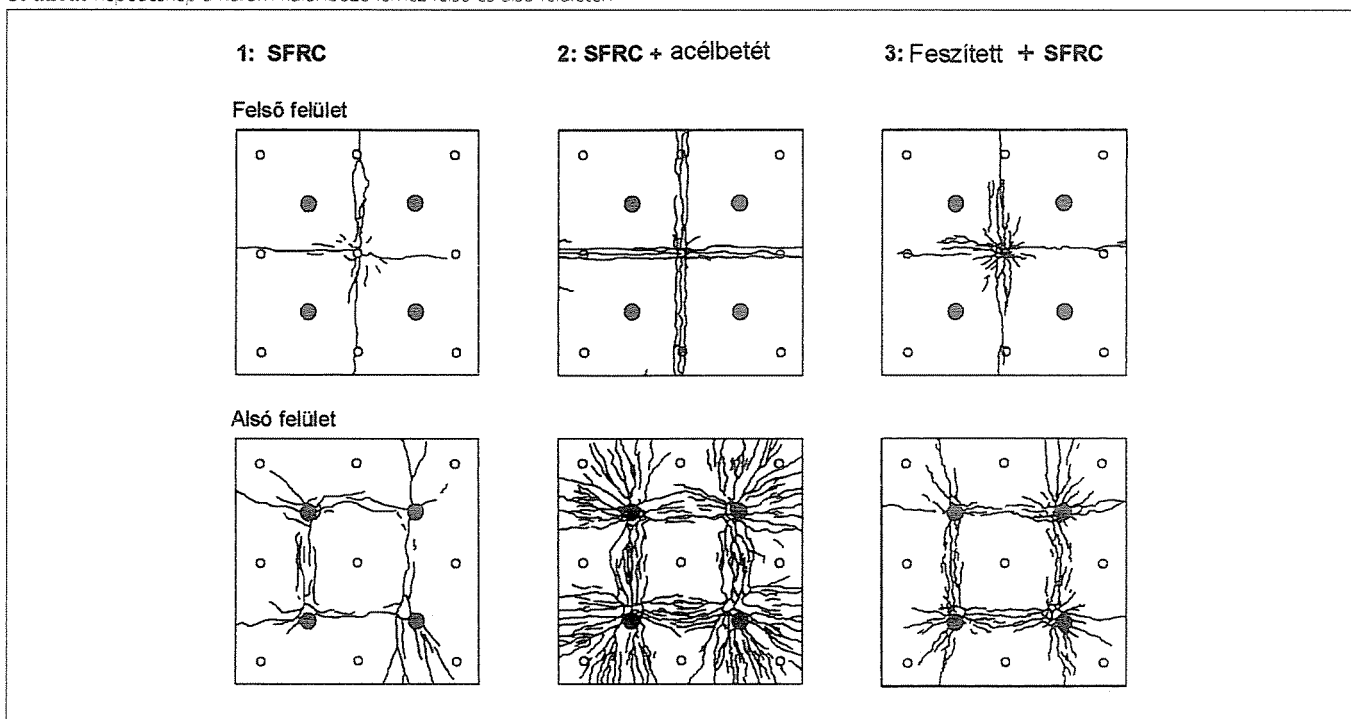
Mindhárom lemez nyomatéki igénybevételre ment tönkre, azonban a központi megtámasztás környezetében vett fűrt magminták kezdődő átszűrődési tönkremenetelről árulkodnak. Mivel a lemezben nem volt nyírási vasalás, megállapítható volt tehát az acélszálak átszűrődés elleni teherbírás növelő hatása.

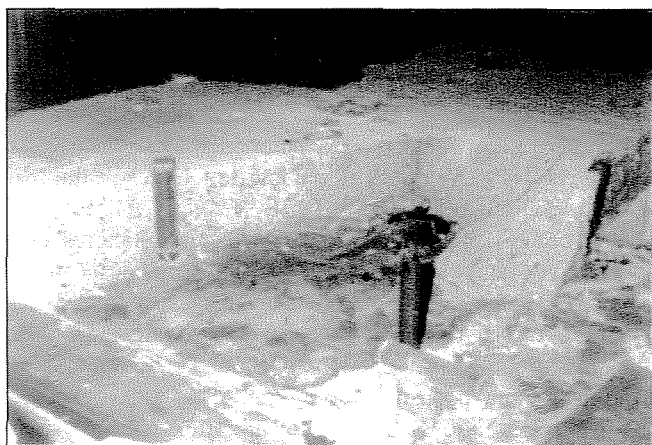
6. ACÉLSZÁLAK ALKALMAZÁSA SZERKEZETI ELEMÉKEN

6.1 Víz alatti beton alaplemezek

Németország újraegyesítése után az egyik első nagyméretű műtárgyat Berlinben a Potsdamer Platzon, a korábbi határvonalhoz közel lévő új multifunkcionális, több mint 70 000 m²-es városnegyed építése jelentette. A legtöbb épület

8. ábra: Repedéskép a három különböző lemez felső és alsó felületén





9. ábra: Vasalatlan betonlemez a tönkremenetel után

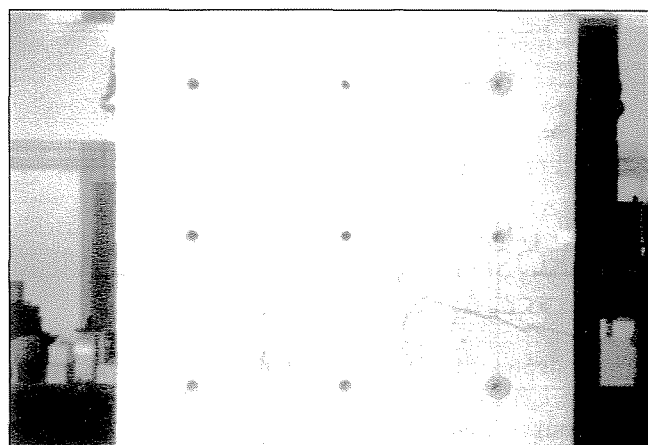
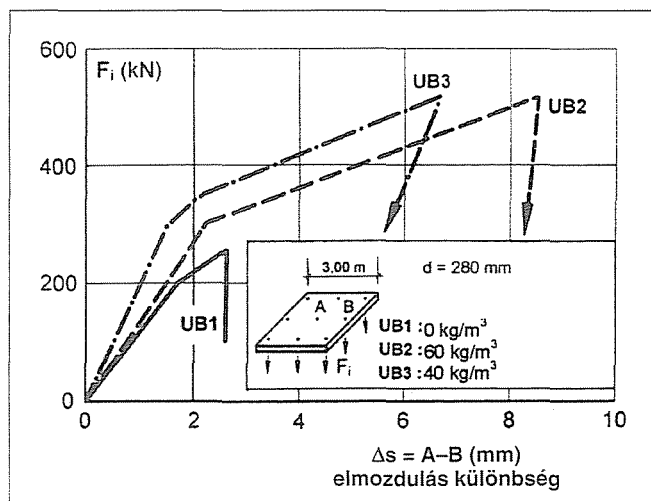
mélyen a talajvízszint alá nyúlik, mély munkaterek létesítése vált szükségessé. Az alapozási sík 9 és 18 m között mozgott, míg a talajvízszint 2-3 m-rel a felszín alatt található. Egy új vasútállomás építési munkálatai is folyamatban vannak a Potsdamer Platzon, melynek alapozási síkja -20 m-en található.

Napjainkban az ilyen talajvíz nyomásnak kitett beton-szerkezetek számítása során egyszerű számítási modellt használnak. Általában feltételezik, hogy a külső terhelés a lemezen belül kialakuló térbeli íveken keresztül jut el a húzott cölöpök lehorgonyzási pontjái. Amíg a vízszintesen ébredő erőt a külső víz- és talajnyomás ellensúlyozza. Ilyen egyszerű számítási modell használható kisebb szerkezeteknél. Így a beton húzószilárdsága elhanyagolható a modellben, vasalatlan alkalmazható. Nagy és nem hagyományos geometriájú, nem egyenesbe eső lemezek esetén, mint a fent tárgyalt esetekben is, a 2000 húzott cölöp eltérő deformációjából és a víznyomásból származó hajlító-nyomaték, valamint a külső normálerő elkerülhetetlenül fellép.

Ebből kifolyólag kívánatos volt elkerülni a rideg viselkedésű síklemezek kialakítását, és megpróbálni duktilisabb viselkedésű, robosztusabb szerkezetet kialakítani. Az acélszál erősítéssel készült ipari padlókon végzett kísérletek során a vizsgált szerkezet jelentős duktilitással rendelkezett és bőséges teherbírást, valamint deformációs képességet mutatott. Ezért felmerült a lehetősége ennek az anyagnak a felhasználására a víznyomással terhelt alaplemezeknél is.

Az acélszál erősítéssel készült beton alkalmazhatósági vizsgálata során 3 laboratóriumi kísérletre került sor. A kísérleteket hagyományos és szálerősítésű beton lemezekkel végezték. A lemezek 3×3 m szélességi méretűek és 280 mm vastagok

10. ábra: Hagományos és szálerősítésű betonok terhelési eredményei



11. ábra: 40 kg/m³ acélszál tartalmú próbatest

voltak. A lehetséges, akár jelentős, víznyomási értéket egy egyszerű, de hatékony módszerrel modellezték. A lemezek alá parafaréteget helyeztek, majd a lemezeket hidraulikus sajtókkal kezdték terhelni. A 9. ábrán látható a parafaréteg és a sajtók lehorgonyzási pontjai.

Az első mintadarab 60 kg/m³ DRAMIX 60/0.8 jelű acélszál, míg a második 40 kg/m³ DRAMIX 50/0.6 jelű acélszál tartalmú volt.

A kísérleti eredmények összefoglalásaként megállapítható, hogy a teherbírási határállapotához tartozó teherbírásnál a hagyományos betonból készült kísérleti lemez betonjában ébredő húzófeszültség elérte a beton húzási határfeszültségét. Ekkor egy gyors tönkremenetel során a lemez darabjaira tört szét (9. ábra).

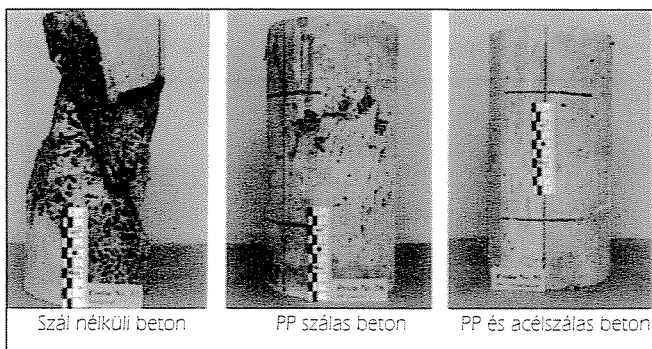
Ezzel a rideg tönkremenetellel összehasonlítva az acélszál erősítésű lemezek teljesen más viselkedést mutattak. A 10. ábrán látható, hogy az acélszál erősítésű lemezek teherbíró képessége több mint a kétszerese a hagyományos betonból készült lemezekének. Itt kell megjegyezni, hogy a két acélszál erősítésű lemez terhelését meg kellett szakítani, amikor az átlagos terhelés elérte az 525 kN/m²-es terhelést, ami a hidraulikus sajtók határterhelése volt. A 10. ábrán látható a három különböző lemez határterhe és a lemez közepe valamint a perem közötti alakváltozás-különbség. A deformáció 4-5-szöröse volt a hagyományos betonlemezen mérhetőeknek. Más kísérletek során, melyek jelen összefoglalóban nem szerepelnek, egy terhelő erőt működtettek a lemez közepén, ami 10-15-szörös alakváltozás-növekményt eredményezett a normál betonlemezekhez viszonyítva.

Ezen kísérletek alapján megállapítható, hogy az acélszál erősítésű lemezek bőséges és nagyfokú biztonsággal rendelkeznek. A 11. ábrán látható acélszál erősítésű lemez repedésképét filctollal jól láthatóvá tették. Ebből a törésképéből származik az ezen lemezek méretezéséhez használt egyszerű számítási modell is.

6.2 Cölöpökkel alátámasztott acélszál erősítésű lemez rendszer

A kombinált, cölöpökkel alátámasztott vasalt ipari padló feltalálása óta nemzetközi szabadalommal védett. 1998 februárjában, a hollandiai Groningenben készült el az első project az új kombinált rendszerrel. Az azóta letelt időben több mint 100 000 m² ilyen, cölöpökön nyugvó ipari padló került beépítésre Európa 5 országában.

Az oszlopfej közelében szükséges kiegészítő vasalást betonozás közben helyezték el. Ez a munka kisebb időráfordítással megvalósítható, kevesebb problémát okoz. A friss



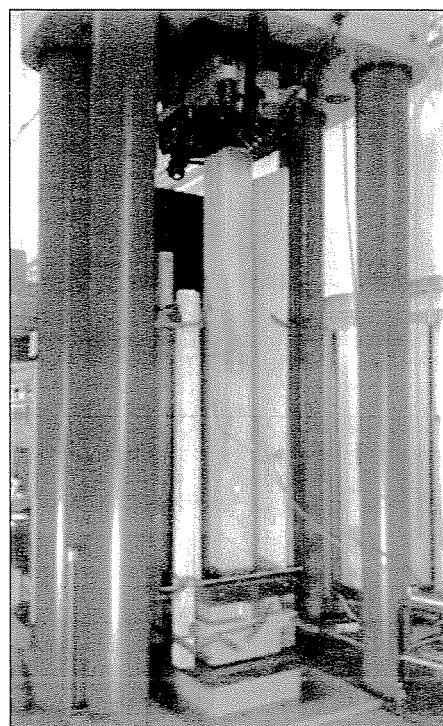
12. ábra: Betonhengerek nyomószilárdsági vizsgálat után

acélszál erősítésű betont a jó együttdolgoztatása érdekében a kiegészítő vasalások környezetében vibrohengerekkel kell összevibrálni. A jövőben szabványosított és előregyártott elemekkel kell a vasalási munkákat a helyszínen megoldani. Ilyen elemeket már fejlesztettek a Braunschweigi Egyetem iBMB laboratóriumában. Ez nem csak a helyszíni munka csökkenését eredményezheti, hanem a kivitelezés minőségét is javíthatja.

6.3 Nagyszilárdságú acélszállal erősített nagy teljesítőképességű beton oszlopok

A nagy szilárdságú betonok váratlan robbanásszerű tönkremenetelt mutatnak. Az anyag ridegsége acélszálak adagolásával megváltoztatható, kevésbé rideg, duktilisabb viselkedés érhető el. A 12. ábrán pontosan látható a nagyszilárdságú betonok tönkremeneteli módjai száladagolás nélküli, polipropilén szálalás és acél és polipropilén szálalás keverékét tartalmazó betonok esetén. Mint már említettük, a nagyszilárdságú betonok tönkremenetele hirtelen, robbanásszerű, kiegészítő védelem nélkül a szétrepülő darabok veszélyeztetik környezetük személy- és vagyónbiztonságát.

Ezzel szemben a kellően magas száltartalom esetén a



14. ábra: Kísérleti elrendezés a kísérleti oszloppal

nyomószilárdsági vizsgálat során a beton tönkremenetel szinte hangtalanul következik be. Megfelelő betonösszetétel esetén a kísérleti darabok szinte sértetlenek maradnak és a törőteher 20–30%-át továbbra is viselni képesek.

6.4 HH-oszlopok – A kísérleti minta

A teherbíró-képesség megállapításához 2,3 m hosszú 20×20 cm keresztmetszetű oszlopot választottunk. Így a hossz/szélesség arány 11,5-re adódott. A geometriai méretek kijelölésének oka a tényleges szerkezetekben előforduló 4–4,5 m hosszúságú és 40×40 cm keresztmetszetű oszlopok kb. 1:2 arányú kicsinyítése.

A felhasznált beton nyomószilárdsági értékére megcélzották az $f_c \geq 125 \text{ N/mm}^2$ -es szilárdsági értéket, míg a vasalásra nagyszilárdságú St. 750/1200-as, 930 N/mm²-es nyomási folyáshatárral rendelkező, acélbetét került kiválasztásra. A fővasalás 8 Ø26,5 mm-es betonacéllal került kialakításra, így a fajlagos vashányad 11%-ra adódott. Kengyelezésként 150 mm-ként elhelyezett Ø8-as kengyel került beépítésre. Az oszlop végein a kengyeltávolságot 75 mm-re csökkentették. A 13. ábrán látható az oszlop vasalása.

A teher közvetítésére 30 mm vastagságú acéllapokat alkalmaztak. Az acéllapok és a betonelem kapcsolatát ragasztott kötssel valósították meg.

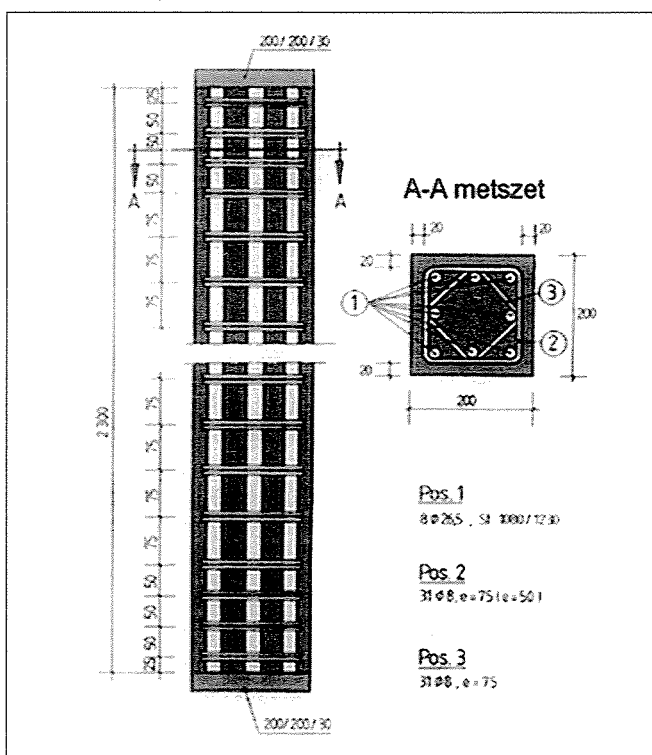
A hagyományos és nagyszilárdságú beton hengerek feszültség–alakváltozás összefüggésén tapasztalt különbségek összehasonlítása összefüggésén megállapítható, hogy a hagyományos betonoknál tapasztalható 2–2,3 ‰ összenyomódási érték a nagyszilárdságú betonoknál 3–3,5 ‰-re növekedett rövid idejű terhelés hatására.

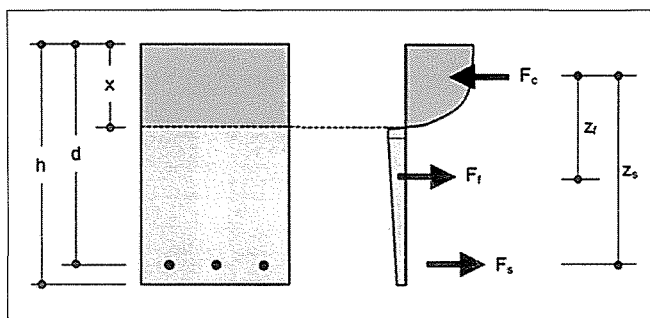
6.5 A kísérlet leírása

A kísérletet 10 000 kN teherbírási, elmozdulással vezérelt hidraulikus sajtóval végezték. A 14. ábrán látható a kísérleti elrendezés, a próbaoszloppal. A teherbírási értéke 28 napos korban 6 800 kN-ra, míg 56 napos korban 7 300 kN-ra adódott.

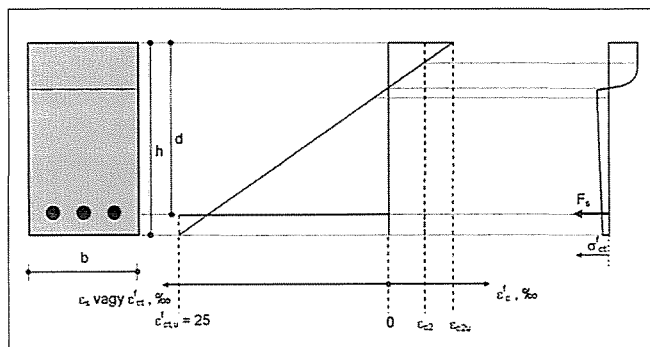
Ilyen kísérleteknél már a terhelés módja önmagában is képes a teherbírási határérték 7 100 kN-ról 7 300 kN-ra történő

13. ábra: Oszlop vasalása





15. ábra: A keresztmetszetben található acélszalakra (F_i) és betonacélokra (F_j) jutó erő



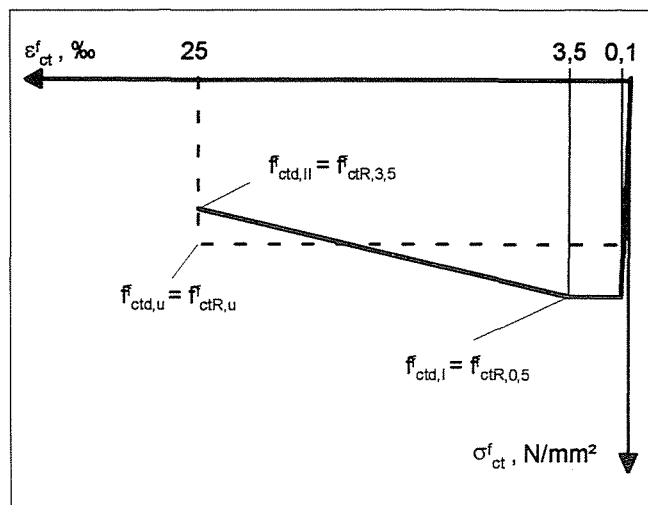
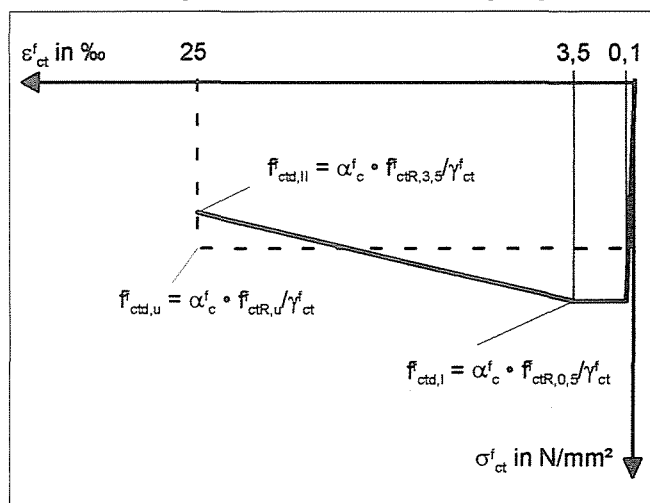
16. ábra: Alakváltozások (a DIN 1045-1, 10. fejezet szerint)

emelkedését eredményezni. A kisebb teherbírási értéket a gyors (15 perc a teherbírási kimerüléséig) terhelés eredményezte, amíg a nagyobb teherbírási érték esetén ez az idő 25 órát jelentett. A különbség a beton terhelő idő alatti kezdődő kúszási jelenségével magyarázható, mely során a teher a betonról az a vasalásra rendeződik át. Ez tehercsökkenést eredményez a betonban, míg tehernövekedést az acélban.

Ez a hatás még jobban megfigyelhető a magas házak szakaszos építés során, amikor is egy 30 emeletes szerkezet építése több hónap időtartamot is igénybe vehet. A beton kúszási tulajdonságának a HH-oszlopok teherbírási gyakorolt hatása még szemléletesebb. Az átrendeződési hatás a nagyszilárdságú szálak alkalmazásának és az ezzel együtt járó nagyobb használati összenyomódásnak tudható be.

A jövőben ezért hosszú távú vizsgálattal szükséges meghatározni a nagyszilárdságú betonról a nagyszilárdságú acélra történő teherátrendeződés jelentőségét, hatásait. Szintén ezen vizsgálatok során szükséges a különböző szál tartalom és vasalási arány.

17. ábra: σ - ϵ diagramm teherbírási és használhatósági vizsgálatokhoz



18. ábra: σ - ϵ diagramm nem-lineáris anyagmodellel történő vizsgálatokhoz

7. SZABVÁNYOSÍTÁS

Az előző fejezetekben az acélszál erősítésű betonok építőmérnöki alkalmazására mutattunk be példákat. Az acélszálak jövőbeni felhasználásának elősegítése érdekében szükséges szabványosítani tulajdonságaikat és alkalmazási törvényszerűségeiket. Mint azt már az 1. fejezetben említettük, a szabványosítási bizottságok legtöbbje kidolgozza saját ajánlásait az acélszál erősítésű betonokra.

Jelenleg is folyik a Német Vasbeton Szövetségben (DAfStb) az acélszál erősítésű betonok tervezési ajánlásainak kidolgozása, melynek várható megjelenési ideje 2005. A következőkben a tervezési ajánlás főbb jellemzőit ismertetjük.

Az acélszálak adják a betonelemekben, betonacélokkal kiegészítve vagy csupán önmagukban, a húzott elemet, mint azt a 15. ábrán láthatjuk. A relatív elmozdulások magyarázatát a 16. ábra mutatja.

Szerkezeti vizsgálatok során a teherbírási határállapot vizsgálatához (ULS) a 17. és 18. ábrán lévő σ - ϵ diagramm alkalmazására van lehetőség. A használhatósági határállapotban (SLS) történő ellenőrzéskor a szokásos osztott biztonsági (γ_{ct}) illetve a fáradást figyelembe vevő tényező (α_c , általában 0,85) elhagyható, helyette a bevezetésre került $f_{ct,R}^f$ szilárdsági jellemző alkalmazása javasolt. Ebben az esetben a legnagyobb megengedhető relatív megnyúlás 3,5%-ben korlátozott.

A 18. ábrán látható σ - ϵ diagramm alkalmazható nemlineáris anyagmodellel történő vizsgálatokhoz. Mindkét diagramban megtalálható, a szintén alkalmazható, szaggatott vonallal ábrázolt, egyszerűsített σ - ϵ diagram.

$f_{ct,R,0,5}^f$; $f_{ct,R,3,5}^f$; $f_{ct,R,u}^f$ valamint $f_{ct,R,s}^f$ értékei a repedés megnyílása utáni húzófeszültségek függvényében, a különböző hatékonysági osztályoknak megfelelően a 3. táblázatban láthatók. Az értékek a 2. ábrán látható hajlító-húzó kísérlet során nyert, támaszköz közepén vett 0.5 (I. deformáció) és 3.5 mm-hez (II. deformáció) tartozó eredményekből kerültek megállapításra. A karakterisztikus húzófeszültségi érték a szabványos repedésmegnyílás utáni karakterisztikus feszültségértékből került levezetésre.

$$\begin{aligned} f_{ct0,\delta}^f &= f_{ctflk}^f \times \beta_\delta \\ f_{ct0,u}^f &= f_{ctflk}^f \times \beta_u \\ f_{ct0,s}^f &= f_{ctflk}^f \times \beta_s \end{aligned}$$

ahol

$$\beta_{0,5} = 0,37; \text{Deformáció I } (\delta = 0,5 \text{ mm})$$

3. táblázat: Központos repedés megnyílás utáni feszültségek f_{ct0}^I

Hatékonysági osztály	Központos repedés megnyílás utáni feszültségek f_{ct0}^I [N/mm ²] És a lehajlás δ (mm)			
	Deformáció I ($\delta = 0,5$ mm)		Deformáció II ($\delta = 3,5$ mm)	
	$f_{ct0,0,5}^I$	$f_{ct0,0,5}^I$	$f_{ct0,3,5}^I$	$f_{ct0,3,5}^I$
1	2	3	4	5
0	< 0,32	< 0,30	-	-
0,8 ^a	0,32	0,30	0,20	0,30
1,2	0,48	0,44	0,30	0,44
1,6	0,64	0,59	0,40	0,59
2,0	0,80	0,74	0,50	0,74
2,4	0,96	0,89	0,60	0,89
2,8	1,12	1,04	0,70	1,04
3,2	1,28	1,18	0,80	1,18
3,6 ^b	1,44	1,33	0,90	1,33
4,0 ^b	1,60	1,48	1,00	1,48

a) csak lemezszerű szerkezeteknél ($b > 5h$)
b) az acélszál erősítésű beton hatékonysági osztályának a hatóságok egyéni jóváhagyása szükséges

$\beta_{3,5} = 0,25$; Deformáció II ($\delta = 3,5$ mm)
 $\beta_u = 0,37$; egyszerűsített σ - ϵ diagramm esetén
 $\beta_s = 0,40$; használati határállapot vizsgálatokor az egyszerűsített σ - ϵ diagramm esetén.

Végül:

$$f_{ctr,I}^I = \kappa_b \times f_{ct0,I}^I$$

ahol

$\kappa_b = 0,125(5 \times b/h)$, a keresztmetszet hatását jellemzi.
 κ_b értékének 0,75 és 1,25 között kell lennie.

A hatékonysági osztályok használata esetén az acélszál erősítésű betonokra ajánlott megnevezés a következő:

C30/37 L1.6/1.2

ahol a C30/37 a beton nyomószilárdsági osztályát jellemzi (DIN EN 206-1 és DIN 1045-2 alapján), az L1.6/1.2 jelölés alapján pedig az acélszál erősítésű beton alkalmassági osztálya 1.6 az első deformációs alak és 1.2 a második deformációs alak szerint.

A 17. és 18. ábrán és 4. táblázatban található ajánlások az osztott biztonsági tényező értékére:

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen cikk az acélszál erősítésű betonok új tervezési eljárásaival foglalkozik olyan szerkezetek ismertetésén keresztül, mint a cölöpökkel alátámasztott ipari padlók, ahol az acélszál erősítés a teljes húzófeszültség bizonyos részét viseli. Átfogó vizsgálat során az anyagi jellemzők és azok karakterisztikus értéke került meghatározásra. Ezen szerkezeti elemek biztonsági vizsgálatára is sor került. Az elsőrendű biztonsági elmélet alapján

4. táblázat: Osztott biztonsági tényezők

Osztott biztonsági tényező értéke	Acélszál-erősítésű beton	Acélszállal és lágyvasalással erősített beton
betonacél (húzás) γ_s	DIN 1045-1 szerint	
Acélszál erősítésű beton – repedésmegnyílás után $\gamma_{cr}^{(1)}$	1,25	1,25
Acélszál erősítésű beton – repedésmentes $\gamma_{ct}^{(2)}$	1,8	–
Rendszer teherbíró képessége nemlineáris vizsgálatkor $\gamma_R^{(3)}$	1,4	1,35 (pontos érték hiányában) ⁴⁾
Állandó teher γ_G	DIN 1055-100 alapján az egyidejűségi és kombinációs tényezők figyelembevételével	
Ideiglenes teher γ_Q		

¹⁾ legkisebb hatékonysági osztály 0,8 a deformáció II-hez
²⁾ DIN 1045-1, 5.3.3 (10) fejezete alapján: Nem vasalt szerkezeti elemek mértékeze
³⁾ F_t és F_s aránya – lásd 15. ábra
⁴⁾ pontos kifejezés: $1,3 + \frac{0,1 \cdot F_t}{F_t + F_s}$

történő számítási és ellenőrzési eljárásokat mutattunk be, különös tekintettel az acélszálak és a betonacél kombinált együttdolgozásának bizonyítására. Cikkünkkel bemutattuk, hogy az acélszálak és a hagyományos vasalás kombinációjával jelentősen növelhető a szerkezeti biztonság.

Kísérletek alapján új elveket fektettünk le a vasalások kombinációjával vasalt, cölöpökön nyugvó ipari padlók tervezésére. A Braunschweigi Műszaki Egyetemen végzett nagy méretarányú kísérletek során megállapítottuk, hogy a részlegesen vasalt acélszál erősítésű betonok alkalmazásával növelhető mind a teherbírási, mind a használhatósági állapothoz tartozó teherbírási érték. Nagy-Britanniában, Hollandiába, Svédországba, Belgiumban és Németországban már sikerrel alkalmazzák ezt a nemzetközi szabadalommal védett módszert.

A Német Vasbetonipari Szövetség (DAfStb) 2005-ben megjelenő tervezési ajánlásai minden bizonnyal szorgalmazni fogják az acélszálak alkalmazását az építőmérnöki gyakorlatban.

9. HIVATKOZÁSOK

- CEN Comité Européen de Normalisation: European Design Codes EN 1991 (Eurocode 1) – EN 1992 (Eurocode 2)
 Deutscher Betonverein E.V. (1996.) (German Concrete Association): "Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden"
 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). *DAfStb-Richtlinie* Stahlfaserbeton (19. Entwurf)
 Falkner, H.; Gossila, U. (1988), "Pile Supported Prestressed SFRC Ground Slabs", Structural Concrete 1994-1998, Deutscher Betonverein E.V. – German Group of FIP, pp. 118 – 120.
 Gossila, U.; Falkner, H. (1999) "New Conceptions for Piled Industrial Floors", *Intl. Colloquium on Industrial Floors*, pp. 103 – 108.
 Gossila, U. (2000), "Tragverhalten und Sicherheit kombiniert bewehrter Stahlfaserbetonbauteile", Heft 501, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Beuth Verlag Berlin*, Wien, Zürich, ISBN 3-410-65701-0
 Japan Concrete Institute (1984), "Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete, *JCI Standard* SF-4, June 1984

Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner, tanszékvezető egyetemi tanár a Braunschweigi Műszaki Egyetemen. 1939-ben született. Építőmérnöki diplomáját a Grazi Egyetemen szerezte. 1964-től 1987-ig a Leonhardt & Andrä tervező irodában dolgozott. 1987-ben kapott egyetemi tanári kinevezést a Braunschweigi Műszaki Egyetemen.

Dr.-Ing. Volker Henke, 1947-ben született. Építőmérnöki diplomáját a Braunschweigi Műszaki Egyetemen szerezte. Jelenleg adjunktusként dolgozik a Braunschweigi Műszaki Egyetem Építőanyagok, Beton építés és Tűzállóság Tanszéken.

STEEL FIBRE CONCRETE, FROM RESEARCH TO STANDARDS

Prof. Dr. Ing. Horst Falkner – Dr.-Ing. Volker Henke

This paper deals with a new design concept for SFRC structural members such as piled industrial floors where steel fibre reinforcement carries parts of the total tensile forces. Systematic tests and analysis of material parameters and its characteristic values were carried out. A structural safety analysis of these members was performed. Based on the first order safety theory, a calculation and verification method is introduced, especially taking the combination of bar and steel fibre reinforcement into account. This paper shows that the reinforcement combination can increase the structural safety remarkably.

Based on this work a new construction principle for a reinforcement combination for industrial floor slabs resting on piles was developed. Large scale tests carried out at the laboratory of the Braunschweig University of Technology, Germany showed, that a partial bar reinforcement of SFRC slabs can increase the overall serviceability and ultimate load performance. For example, applications of this international patented construction have been executed in UK, the Netherlands, Sweden, Belgium and Germany since 1998. The design recommendations of the DAfStb, which will finally be published in 2005, will certainly promote the use of steel fibre concrete in civil engineering.

SZÉNSZÁLAS (CFRP) FESZÍTŐBETÉTEK TAPADÁSA MAGAS HŐMÉRSÉKLETEN



Dr. Majorosné Lublói Éva – Dr. Borosnyói Adorján – Dr. Balázs L. György

A korróziós károsodás megelőzésének igen ígéretes megoldását nyújthatja a nem korrodálódó (vagyis elektrolitikus korrózióinak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása betonszerkezetekben. A hőmérsékletváltozás nem csak a szálerősítésű polimer betétek mechanikai tulajdonságaira van hatással, de befolyásolja tapadásukat is. Jelen cikkben a hazánkban elsőként, szénszál (CFRP) feszítőbetéteken, magas hőmérsékleten végzett tapadási vizsgálatainkat foglaljuk össze.

Kulcsszavak: FRP betét, feszítőbetét, tapadás, kapcsolati feszültség, magas hőmérséklet

1. BEVEZETÉS

A vasbeton, illetve a feszített vasbeton szerkezetek korróziója következtében csökken élettartamuk és nő fenntartási költségük. Az egyre erősebb környezetszennyezés, illetve a jégolvasztó sózás miatt a vasbeton, illetve a feszített vasbeton szerkezetek korróziójával egyre gyakrabban találkozunk. A korróziós károsodás megelőzésének igen ígéretes megoldását nyújthatja a *nem korrodálódó* (vagyis elektrolitikus korrózióinak teljesen ellenálló) *szálerősítésű polimer (FRP) betétek* alkalmazása.

A korrózióval szemben ellenálló betétek anyaga szálerősítésű polimer (FRP = Fibre Reinforced Polymer). A betétek 5-20 mm átmérőjű, párhuzamosan futó nagyszilárdságú szálakból és azokat összefogó ágyazóanyagból állnak. A szálak anyaga üveg, aramid vagy szén lehet. Az ágyazóanyag általában epoxigyanta, poliészter, vinilészter vagy polietilén. Leggyakrabban az epoxigyantát alkalmazzák. A betétek száltartalma 60-70 V %. Az FRP betétek tartós és sokszor ismételt terheléssel szemben kedvezőbb viselkedést mutatnak, mint az acélbetétek: kúszásuk és relaxációjuk általában kisebb, tartós szilárdságuk és fáradási szilárdságuk nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké (Balázs, Borosnyói 2001b). A hőmérsékletváltozás nem csak a szálerősítésű polimer betétek mechanikai tulajdonságaira van hatással, hanem befolyásolja tapadásukat is.

Korábbi cikkeinkben már a VASBETONÉPÍTÉS hasábjain is összefoglaltuk az FRP betétek hídépítési alkalmazási lehetőségeit (Balázs, Borosnyói 2000a; Borosnyói, Balázs, 2001), mechanikai jellemzőit (Balázs, Borosnyói 2000b; Balázs, Borosnyói, 2001a), szerkezettervezési kérdéseit (Borosnyói, Balázs, 2004), illetve tapadását (Borosnyói, Balázs, 2002). Jelen cikkünk a hazánkban elsőként, szénszál (CFRP) feszítőbetétek és beton közötti, magas hőmérsékleten végzett tapadási vizsgálatainkat foglalja össze.

2. MAGAS HŐMÉRSÉKLET HATÁSA AZ ANYAGJELLEMZŐKRE

Az 1. táblázatban szálak, ágyazóanyagok, szálerősítésű polimer betétek és beton lineáris hőtágulási együtthatóit mutatjuk be. A szálerősítésű polimer lineáris hőtágulási együtthatóját tengelyirányban elsősorban a szálak, míg

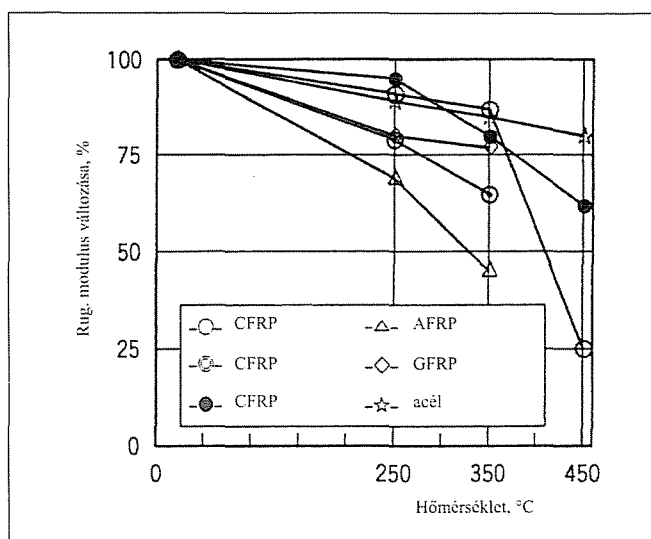
Anyag	Lineáris hőtágulási együttható, $\times 10^{-6} 1/K$	
	tengelyirányban	keresztirányban
szénszál	-0,9 ... +0,7	8 ... 18
aramidszál	-6,0 ... -2,0	55 ... 60
üvegszál	5 ... 15	5 ... 15
ágyazóanyagok	60 ... 140	
CFRP	-0,5 ... 1,0	20 ... 40
AFRP	-2,0 ... -1,0	60 ... 80
GFRP	7 ... 12	9 ... 20
beton	6 ... 13	

1. táblázat: Lineáris hőtágulási együtthatók

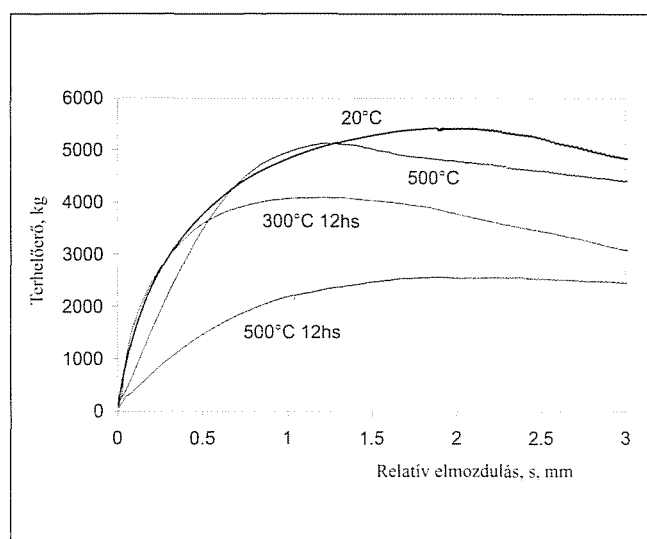
keresztirányban az ágyazóanyag határozza meg. Tengelyirányú lineáris hőtágulási együtthatójuk általában kisebb, mint a betoné, estenként negatív előjelű is lehet. Keresztirányú hőtágulási együtthatójuk viszont meghaladja a betonét, akár 5-8-szorosan is. Az eltérő hőtágulás következményeként a betétek és a beton határfelületén sugárirányú nyomás ébred, amely a betonban gyűrűirányú húzófeszültségeket indukál. Kedvezőtlen esetben ez akár a betonfedés felhasadásához is vezethet. A minimális betonfedés meghatározása ezért különösen fontos, elsősorban az AFRP betéteknél. Taerwe és Pallemans (1995) szerint homokszórt felületű AFRP betéteknél a minimális betonfedés a betét átmérőjének 2,8-szerese. Matthys, De Schutter és Taerwe (1996) végelemes analízise szerint a minimális betonfedés az átmérő 3,5 – 5,0-szöröse a betonszilárdság függvényében. Balázs és Borosnyói (2001b) kísérleti vizsgálataiban úgy találta, hogy 5 mm átmérőjű homokszórt felületű CFRP betéteknél az átmérő 2,5-szeresének megfelelő minimális betonfedés mellett nem következik be felhasadás tíz órás, 75°C-on történő gőzérlelés mellett.

A hőmérséklet növekedése befolyásolja az ágyazóanyag öregedését, illetve tartós szilárdságát. A hőmérséklet ciklikus változásának hatásáról szakirodalmi adat egyelőre nem áll rendelkezésre.

A húzószilárdság és a rugalmassági modulus hőmérsékletfüggő anyagjellemzők. Az 1. ábrán bemutatjuk FRP betétek és acélbetét rugalmassági modulusainak változását a hőmérséklet függvényében (Tanao et al., 1997). Megfigyelhető, hogy az FRP betétek rugalmassági modulusa már viszonylag kis hőmérsékletnövekedés esetén is csökkenő tendenciát mutat, ami az ágyazóanyagban lejátszódó kémiai átalakulások következménye. Azt is megfigyelhetjük, hogy az alkalmazott száltípusnak igen jelentős hatása van a jelenségre. A



1. ábra: A rugalmassági modulus változása a hőmérséklet függvényében (Tanao et al., 1997)



2. ábra: A kapcsolati függvény változása a hőmérséklet függvényében (Giaccio et al., 2002)

legsúlyosabb változást az aramidszálas (AFRP) betétek esetén tapasztaljuk, hiszen ott maga a szál is polimer. Legkedvezőbb tulajdonsága a szénszálas (CFRP) betéteknek van.

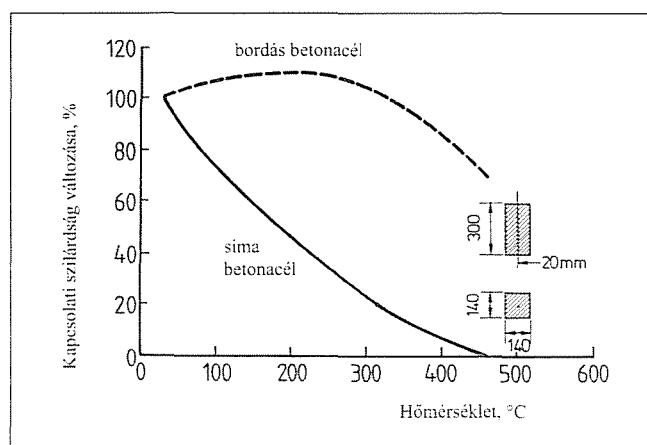
A polimerek igen gyakran éghető, a hőmérsékletváltozásra érzékeny anyagok. A szál erősítésű polimer betétek hőmérsékletváltozásra való érzékenységét, tűzállóságát ezért elsősorban az ágyazóanyag határozza meg. Az ágyazóanyag tönkremenetele már 150–200 °C alatt érzékelhető. Maguk a szálak általában ellenállóbbak a hőmérséklettel szemben: aramidszál 200 °C-ig, üvegszál 300–500 °C-ig, szénszál 800–1000 °C-ig (Rostásy, 1996)

3. MAGAS HŐMÉRSÉKLET HATÁSA A TAPADÁSRA

A bebetonozott acélbetétek tapadása erősen hőmérsékletfüggő jelenség. A hőmérsékletfüggésnek számos oka van, melyet a teljesség igénye nélkül a következőkben foglalunk össze:

- Az acélbetétek anyagjellemzői hőmérsékletfüggők. A növekvő hőmérséklet belső kristályszerkezeti változásokat indít el, melyek hatással vannak többek között az acél hőtágulási együtthatójára, hővezetési tényezőjére, fajhőjére, rugalmassági modulusára és szilárdságára.
- A beton anyagjellemzői szintén hőmérsékletfüggők. Növekvő hőmérséklet megváltoztatja a beton pórusszerkezetének vízháztartását, és kémiai változásokat is elindít a beton összetevőiben. Mind a cementkő, mind pedig az adalékanyag szemcsék érzékenyen reagálnak a hőmérséklet növekedésére. A növekvő hőmérséklet hatással van többek között a beton nedvességtartalmára, póruseloszlására, hőtágulási együtthatójára, hővezetési tényezőjére, fajhőjére, rugalmassági modulusára és szilárdságára.
- A két anyag határfelületén kialakuló tapadás egy része kémiai kötések eredménye. A hőmérséklet növekedése a kémiai kötések megbonthatja, ezzel a tapadás csökken.

A hőmérséklet növekedésének hatása a tapadásra két módon is megfigyelhető: 1) megváltozik a kapcsolati feszültség – relatív elmozdulás ábra alakja, rendszerint csökken a kapcsolati merevség, és 2) csökken a kapcsolati szilárdság. A két jelenség érzékeltetésére bemutatjuk a 2. ábrát (Giaccio et al., 2002) és a 3. ábrát (Morley, Royles, 1979).

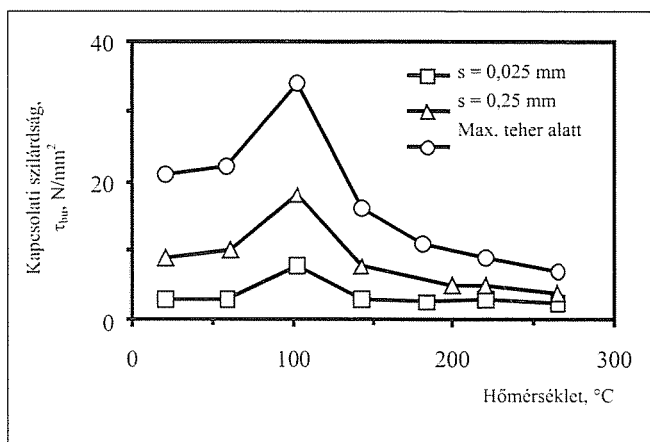


3. ábra: A kapcsolati szilárdság változása a hőmérséklet függvényében (Morley, Royles, 1979)

Az FRP betétek tapadásának változása még összetettebb kérdés, hiszen itt maguk a betétek is inhomogén kompozit anyagok, ráadásul egyik komponensük (az ágyazóanyag) már viszonylag kis hőmérsékletnövekedés esetén is jelentős anyagszerkezeti változáson mehet keresztül.

Az ágyazóanyagként használt gyanták általában 150–200°C-on elégnak, a betétek tűzállóságát elsősorban az ágyazóanyagok határozzák meg (Sumida et al, 2001). A betétek felületi kialakítása szintén befolyásolja tűzállóságukat. Pázmák, fonott betétek, spirálisan csavart fonatokkal kialakított betétek ágyazóanyaga könnyebben kiég, mint a sima kör keresztmetszetű betéteké (Tanao et al, 1997). FRP betétek tapadása már 100°C alatt is jelentősen csökkenhet, mivel az ágyazóanyag mechanikai jellemzőinek változása az ún. üvegesedési hőmérséklet (T_g) elérésével megkezdődik (65–130°C, ágyazóanyagtól függően). Ezért tűzállósági igény esetén az FRP betétek fokozottabb tűzvédelemre szorulnak, mint az acélbetétek, ami pl. a betonfedés növelésével érhető el. FRP betétek tűzállósága további kutatást igényel, elsősorban az ágyazóanyagok tűzállóságára koncentrálni.

A 4. ábrán szénszálas FRP betét kapcsolati szilárdságának változását láthatjuk a hőmérséklet függvényében (Sumida et al, 2001). A hőmérséklet emelkedésével a kapcsolati szilárdság kezdetben növekszik, majd jelentősen csökken. A jelenség magyarázata a következő: az FRP betétek hőtágulási együtthatói keresztirányban jelentősen meghaladják a beton hőtágulási együtthatóját, ezért a hőmérséklet emelkedése



4. ábra: Magas hőmérséklet hatása CFRP betét kapcsolati szilárdságára (Sumida et al. 2001 alapján)

sugárirányú nyomófeszültséget ébreszt az FRP betét körüli betonban. Ez a feszültség úgy működik, mintha a környező beton keresztirányú alakváltozását gátolnánk (*confinement*), ezért a *kapcsolati szilárdság* nő. A sugárirányú nyomás egyúttal gyűrűirányú húzást is indukál, ami elégtelen betonfedés esetén felhasadásos tönkremenetelt idézhet elő. Amint a hőmérséklet eléri az ágyazóanyag üvegesedési hőmérsékletét (T_g), megindul az ágyazóanyag állapotváltozása, tönkremenetele. A folyamat a betét felszínén indul meg és halad a betét belseje felé, így azonnal befolyásolja a kapcsolati szilárdságot, mint a felületi együttolgozás mérőszámát. A hőmérséklet emelkedésével az ágyazóanyag fokozódó mértékben károsodik, a *kapcsolati szilárdság* fokozódó mértékben *csökken*. 200°C felett (az ágyazóanyag teljes kiégését követően) a kapcsolati szilárdság gyakorlatilag zérus (4. ábra).

4. SAJÁT VIZSGÁLATAINK

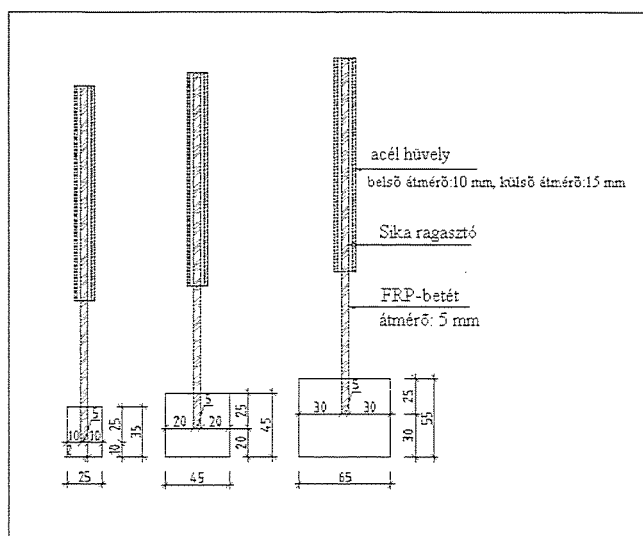
Laboratóriumi vizsgálatainkat a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén végeztük. Kihúzó vizsgálataink során különböző hőmérsékleten (23°C, 50°C, 75°C, 100°C, 200°C, 250°C), mértük a kihúzóáshoz tartozó maximális erőt, illetve rögzítettük a tönkremeneteli módot. Kísérleteinket derivatográfus vizsgálatokkal is kiegészítettük.

4.1 Alkalmazott anyagok

Vizsgálatainkat Ø5 mm névleges átmérőjű, homokszórt felületi kialakítású CFRP feszítőbetéteken végeztük (gyártó: Nedri, Hollandia). A CFRP betétek anyagjellemzőit a 2. táblázatban foglaljuk össze. A beton 4,0 mm-es legnagyobb szemmagyságú kvarchomok adalékanyaggal és 586 kg/m³ CEM II/A-V42,5 cement adagolással készült, v/c=0,5 víz-cement tényező mellett. Próbatesteinket 14 napig víz alatt, majd ezt követően laborlevegőn tároltuk. A vizsgálatokra 21 napos korban került sor. A beton nyomószilárdságának átlagértéke $f_{cm} = 35 \text{ N/mm}^2$,

2. táblázat: Az alkalmazott CFRP huzal mechanikai jellemzői (Nedri, 1998)

Névleges átmérő, mm	5,0
Húzószilárdság, f_{ts} , N/mm²	2700
Szakadáonyúlás, $\epsilon_{f,ts}$, %	1,7
Rugalmassági modulus, E_f , kN/mm²	158,8
Relaxáció ($0,7f_{ts}$), %	1,0
Lin. hőtágulási együttható, m/m/°C	
-tengelyirányban	$0,2 \times 10^{-6}$
-keresztirányban	$23,0 \times 10^{-6}$



5. ábra: A próbatetek kialakítása

hajlító-húzószilárdságának átlagértéke $f_{cm} = 5,31 \text{ N/mm}^2$ volt a vizsgálatok időpontjában.

4.2 Kísérleti paraméterek és próbatest-kialakítás

A kísérlet változó paramétere a betonfedés (10, 20 és 30 mm) és a hőmérséklet (23°C, 50°C, 75°C, 100°C, 200°C, 250°C) volt. A kísérleti-mátrixot a 3. táblázat mutatja. A próbatetek kialakítását az 5. ábra szemlélteti. Az együttolgozási hossz 25 mm (=5×Ø) volt minden próbatestnél.

A kihúzó vizsgálatok során a CFRP betétek szakítógéphez való befogását védőcsöves lehorgonyzással oldottuk meg: nagy szilárdságú Sika epoxigyantával rögzítettünk 150 mm hosszban acél hüvelyeket a CFRP betétekhez. A próbatesteket szárítószekrényben melegítettük fel. A próbatetek elhelyezése során ügyelni kellett arra, nehogy a védőcsőben elhelyezett epoxigyanta a magas hőmérséklet miatt elveszítse szilárdságát, ezért a próbatetek felmelegítése során kerültük a ragasztóanyag felmelegedését (a próbatetek védőcsöves végét nem melegítettük).

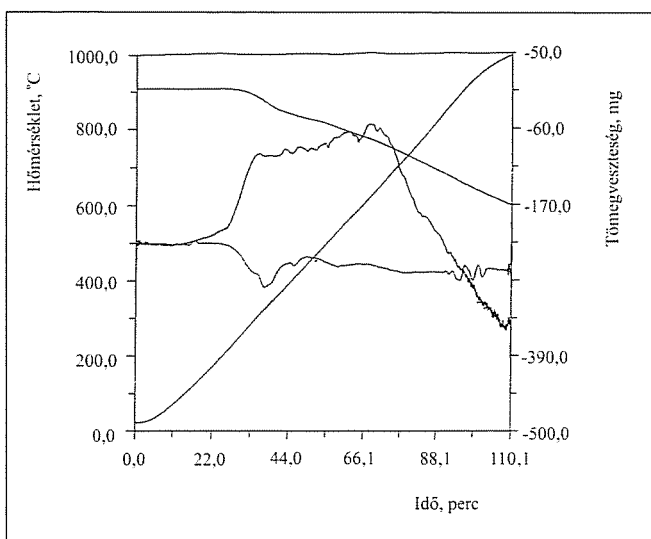
5. VIZSGÁLATI EREDMÉNYEK ÉS ÉRTÉKELÉS

5.1 Derivatográfus vizsgálatok

A termogravimetrikus vizsgálatokat a CFRP huzalokon derivatográfus végeztük, 1000°C legmagasabb hőmérsékletig, 10°C/perc hevítési sebességgel. A vizsgálati eredményeket a 6. ábra foglalja össze. Az ábrán a következő jelöléseket alkalmaztuk: T görbe – hőmérséklet, TG görbe – tömegváltozás, DTG görbe – tömegváltozás első deriváltja (a tömegváltozás sebessége), DTA görbe – az entalpia változása

3. táblázat: Kísérleti mátrix

Betonfedés, mm	Hőmérséklet					
	23°C	50°C	75°C	100°C	200°C	250°C
10	3	3	3	3	3	3
20	3	3	3	3	3	–
30	3	3	3	3	3	–



6. ábra: A szénsszál szálak termogravimetriai vizsgálatának eredménye

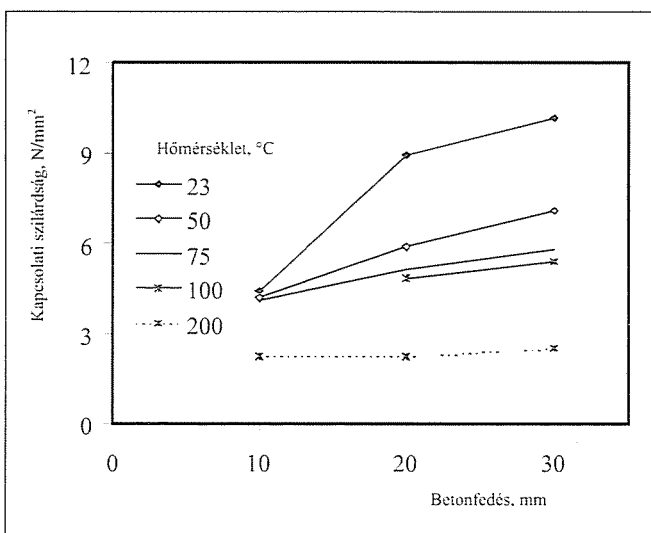
(megmutatja, hogy endoterm vagy exoterm kémiai reakció játszódott le, miközben tömegváltozás történt). A bemérés 331,5 g anyagon történt. 1000°C-on 72,3 g távozott az égéstermékkel. A DTA és DTG görbékről leolvasható, hogy a CFRP huzal epoxi ágyazóanyaga lágyulási folyamaton megy keresztül 100°C és 200°C között. A jelenség tömegváltozás nélkül megy végbe. Magasabb hőmérsékleten (mintegy 320 °C-ig) egy exoterm kémiai átalakulás kezdeti szakaszát figyelhetjük meg. Az exoterm reakció folyamatos egészen 600–620°C-ig. A pirólízis reakció során a CFRP betét epoxi ágyazóanyaga teljes mértékben kiég.

5.2 Kihúzó vizsgálatok

A kihúzó vizsgálatokat elmozdulás-vezérléssel, 10 mm/perc alakváltozási sebességgel hajtottuk végre. A kívánt hőmérséklet elérését, illetve a hővesztést termoelemekkel mértük. A mérés a CFRP huzalok közvetlen közelében történt, hogy pontos eredményt kapjunk a próbatest belsejében uralkodó hőmérsékletről. A hővesztés csökkenését a kihúzás pillanatáig úgy értük el, hogy a próbatesteket hőszigetelő anyaggal vettük körül, amelyet a próbatesttel egyidejűleg a szárítószekrényben melegítettünk fel.

A 7. ábrán láthatjuk a kapcsolati szilárdság változását a

7. ábra: A kapcsolati szilárdság változása a hőmérséklet és a betonfedés függvényében



Betonfedés	Hőmérséklet, °C						Tönkremeneteli mód:
	23	50	75	100	200	250	
10 mm				*	*		felhasadás kihúzódás ágyazóanyagban
20 mm				*	*		
30 mm				*	*		

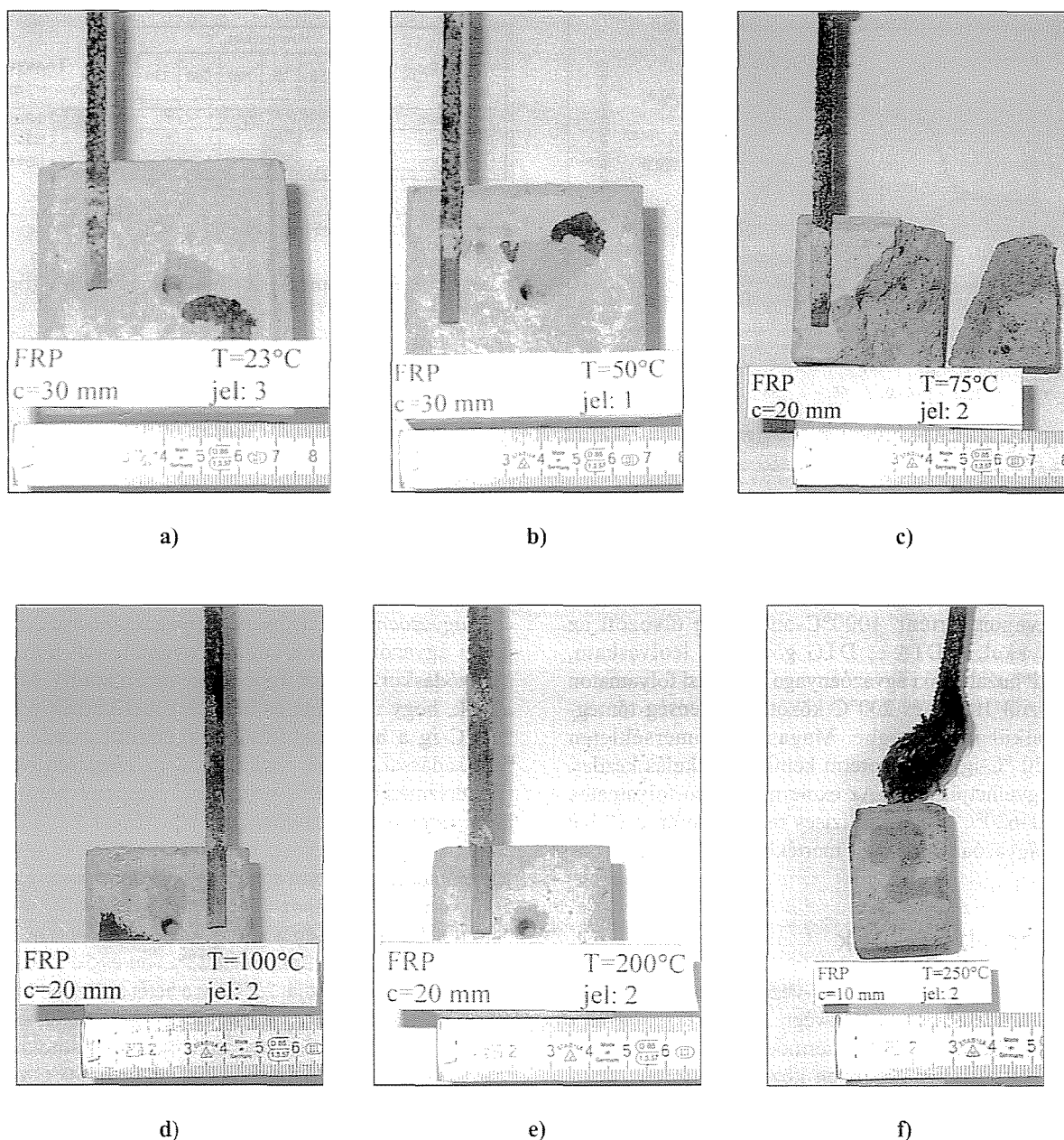
8. ábra: Tönkremeneteli módok

betonfedés és a hőmérséklet függvényében. Megfigyelhető, hogy egészen 100°C hőmérsékletig a kapcsolati szilárdság annál nagyobb, minél nagyobb a betonfedés. 200°C-on a kapcsolati szilárdság független a betonfedéstől, mert a tönkremenetelt az ágyazóanyag tönkremenetele határozza meg.

A 8. ábra a tönkremeneteli módokat foglalja össze. Három tönkremeneteli módot figyeltünk meg: 1) *kihúzódelamináció* (ezen belül további két lehetséges tönkremeneteli mód volt: 23°C-on a betét egészben kihúzódelaminált, míg 50°C felett a homokszórás leszakadt a betétek felületéről kihúzódelamináció közben), 2) *felhasadásos tönkremenetel* (miközben a betonfedés a betétek tengelyével párhuzamosan felhasadt) és 3) *ágyazóanyag tönkremenetel* (magas hőmérsékleten a betét epoxi ágyazóanyagának tönkremenetele jött létre – ekkor kihúzódelaminációkor a beton repedésmentes maradt). Megfigyelhetjük, hogy a 10 mm-es betonfedéssel készült próbatestek 100°C-ig a hőmérséklettől függetlenül minden esetben felhasadással mentek tönkre (ami az elégtelen betonfedés következménye). 200°C-on és annál magasabb hőmérsékleten az ágyazóanyag tönkremenetele következett be. A 20 mm-es és 30 mm-es betonfedéssel készült próbatesteknél az a jelenség figyelhető meg, melyet a 4. ábra is érzékeltetett. 23°C-on és 50°C-on kihúzódelaminációs tönkremenetel tapasztalható. A betonfedés már elégséges ahhoz, hogy felhasadás ne alakuljon ki. Meg kell jegyeznünk, hogy 23°C-on és 50°C-on némileg eltért a kihúzódelamináció módja: 23°C-on a betét egészben kihúzódelaminált, míg 50°C felett a homokszórás leszakadt a betétek felületéről, kihúzódelamináció közben. Ez arra utal, hogy a homokszemcsék rögzítésére szolgáló ragasztóanyag már 50°C-on veszít szilárdságából. 75°C-on minden esetben felhasadást tapasztaltunk. Ennek oka a beton és a CFRP betét eltérő keresztirányú hőtágulásában keresendő. Ezen a hőmérsékleten olyan mértékű alakváltozáskülönbség alakult ki, amely a kihúzóerővel párosulva a betonfedés felhasadását eredményezte mind 20 mm, mind pedig 30 mm betonfedés mellett. 100°C-on a tönkremenetel ismét kihúzódelaminációval következett be, felhasadás nem volt. Ezen a hőmérsékleten a CFRP betét ágyazóanyaga már olyan mértékben átalakult (az üvegesedési hőmérséklet fölött vagyunk), hogy a keresztirányú, felhasadást eredményező alakváltozások már nem alakulnak ki. Amint az a 7. ábrán is megfigyelhető, a hőmérséklet növekedésével a kapcsolati szilárdság folyamatosan csökken. Végül 200°C-on és annál magasabb hőmérsékleten újabb tönkremeneteli módot figyelhetünk meg. Ekkor a CFRP betétek ágyazóanyagának kiégése megkezdődik és igen kis kapcsolati szilárdság mellett következik be a tönkremenetel. A betétek kihúzódelaminációja során a beton repedezése, károsodása nem figyelhető meg. A 9. ábrán bemutatjuk mindhárom tönkremeneteli módot.

6. JÖVŐBENI KUTATÁSOK

A kutatásokat célszerű folytatni nagyobb betonfedéssel és más típusú FRP betétekkel is, hogy a kritikus betonfedés mértékét és a kritikus hőmérsékleteket megtaláljuk.



9. ábra: Tönkremeneteli módok

a) kihúzóadás (23°C; betonfedés c= 30 mm) b) kihúzóadás (50°C; betonfedés c= 30 mm) c) felhasadás (75°C; betonfedés c= 20 mm)
d) kihúzóadás (100°C; betonfedés c= 20 mm) e) ágyazóanyag tönkremenetele (200°C; betonfedés c= 20 mm) f) ágyazóanyag tönkremenetele (250°C; betonfedés c= 10 mm)

7. ÖSSZEFOGLALÁS

A korróziós károsodás megelőzésének igen ígéretes megoldását nyújthatja a *nem korrodálódó* (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) *szálerősítésű polimer (FRP) betétek* alkalmazása. A hőmérsékletváltozás nem csak a szálerősítésű polimer betétek mechanikai tulajdonságaira van hatással, de befolyásolja tapadásukat is.

Jelen cikkben a hazánkban elsőként, szénszálas (CFRP) feszítőbetéteken, *magas hőmérsékleten végzett tapadási vizsgálatainkat* foglaltuk össze. Megállapításaink a következők.

A termogravimetrikus vizsgálatok eredményei szerint az általunk felhasznált CFRP huzal ágyazóanyaga (epoxi) lágyulási folyamaton megy keresztül 100°C és 200°C között. A jelenség tömegváltozás nélkül megy végbe. Magasabb hőmérsékleten (mintegy 600–620°C-ig) pirolízis reakció során a CFRP betét epoxi ágyazóanyaga teljes mértékben kiég.

A kihúzó vizsgálatok során háromféle tönkremeneteli módot figyeeltünk meg: 1) *kihúzóadásos tönkremenetel* (ezen belül további két lehetséges tönkremeneteli mód volt: 23°C-on a betét egészben kihúzóadt, míg 50°C felett a homokszórás leszakadt a betétek felületéről, kihúzóadás közben), 2) *felhasadásos tönkremenetel* (miközben a betonfedés a betétek tengelyével párhuzamosan felhasadt) és 3) *ágyazóanyag tönkremenetel* (magas hőmérsékleten a betét epoxi ágyazóanyagának tönkremenetele – kihúzóadáskor a beton repedésmentes marad). Vizsgálatainkat a jövőben célszerű kiterjeszteni nagyobb betonfedések és más típusú FRP betétek tanulmányozására is.

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet mondanak az OTKA T032525 pályázat támogatásáért. A szerzők köszönetüket fejezik ki az ÉMI Kht.

munkatársainak, külön köszönet dr. Bánky Tamás tudományos igazgatónak, aki értékes segítséget nyújtott a kísérletek előkészítése és lebonyolítása során.

9. HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000a) "Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hidépítésben", *Vasbetonépítés*, II. évf. 2. szám, 2000/1, pp. 45-52.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000b) "Beton szerkezetek korrózióálló betétekkel", TARTÓK 2000 – VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia, *Konferenciakiadvány*, Budapest, 2000. május 25-26., pp. 321-333.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2001a) "Long term behavior of FRP", *Proceedings of the International Workshop Composites in Construction: A Reality*, Capri, Italy, ASCE – CI, pp. 84-91.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2001b) "Prestressing with CFRP Tendons", *Proceedings of UEF International Conference on High Performance Materials in Bridges and Buildings*, July 29 – August 3, 2001
- Borosnyói A. – Balázs L. Gy. (2001) "Új szerkezeti anyagok a vasbeton hidépítésben", *Vasbetonépítés*, III. évf. 4. szám, 2001/4, pp. 100-106.
- Borosnyói A. – Balázs L. Gy. (2002) "Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban", *Vasbetonépítés*, IV. évf. 4. szám, 2002/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A. – Balázs L. Gy. (2004) "Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készülő betonelemek tervezési kérdései", *Vasbetonépítés*, VI. évf. 3. szám, 2004/3, pp. 87-94.
- Giaccio, G. M. – Lima, L. J. – Zerbino, R. L. (2002) "Influence of internal concrete damage in bond resistance", *Proceedings Bond in Concrete 2002 Budapest*, Eds. Balázs, Bartos, Cairns, Borosnyói, pp. 159-165.
- Matthys, S. – De Schutter, G. – Taerwe, L. (1996) "Influence of Transverse Thermal Expansion of FRP Reinforcement on the Critical Concrete cover", *Proceedings of the 2nd ACMBIS Conference*, Montreal, Quebec 1996
- Morley, P. D. – Royles, M. (1979) "The influence of high temperatures on the bond in reinforced concrete", *Fire Safety Journal*, 2, 1979/80, pp. 243-255.
- Nedri Spanstaal BV (1998), "Nedri Product Range: Carbon-Stress®", Manual, Venlo, the Netherlands, 1998
- Rostásy, L. (1996) "State-of-the-Art Report on FRP Materials", *FIP Report*, Draft, 1996 (unpublished)
- Sumida, A. – Fujisaki, T. – Watanabe, K. – Kato, T. (2001) "Heat resistance of continuous fiber reinforced plastic rods", *Proceedings of the Fifth International Symposium (FRPRCS-5)*, Thomas Telford, London, 2001, pp. 557-565.
- Taerwe, L. – Pallemans, I. (1995) "Force Transfer of AFRP Bars in Concrete Prisms", *Proc. 2nd Int. Symp. FRPRCS-2*, E & FN Spon, London, 1995, pp. 154-163.
- Tanao, H. – Masuda, Y. – Sakashita, M. – Oono, Y. – Nonomura, K. – Satake, K. (1997) "Tensile Properties at High Temperatures of Continuous Fiber Bars and Deflections of Continuous Fiber Reinforced Concrete Beams

Under High-Temperature Loading", *Proc. 3rd Int. Symp. FRPRCS-3*, JCI, 1997, Vol. 2., pp. 43-50.

Dr. Majorosné Lublóy Éva okl. építőmérnök, doktorandusz a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárok mérnöki tanulságai. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Borosnyói Adorján okl. építőmérnök, PhD, egyetemi adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerősítésű anyagokkal. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 "Használhatósági határállapotok" munkabizottság tagja.

Dr. Balázs L. György okl. építőmérnök, okl. mérnöki matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil. egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acél anyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A *fib* TG 4.1 "Használhatósági határállapotok" munkabizottság elnöke, további *fib*, ACI és RILEM bizottságok tagja. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. A *fib* Presidium tagja.

BOND OF CFRP TENDONS UNDER ELEVATED TEMPERATURES

Éva Lublóy, Dr. Majorosné–Dr. Adorján Borosnyói–Dr. György L. Balázs

One of the major concerns by applying fibre reinforced polymers (FRP) reinforcing or prestressing materials for concrete structures is the temperature dependence of the characteristics of FRPs. Bond strength of FRP reinforcements is principally a function of the characteristics of resin matrix at the surface of the bar. Therefore, bond strength is expected to be influenced whenever the temperature increases (mechanical properties, strength, stiffness, etc. of polymers are known to decrease significantly as the temperature increases). An experimental study was carried out at the Budapest University of Technology and Economics, Department of Construction Materials and Engineering Geology to investigate the bond behaviour of CFRP prestressing wires under elevated temperature. Two types of tests were performed: thermogravimetric investigations and pull-out tests on CFRP wires. Test parameters were: concrete cover (10, 20 and 30 mm) and level of temperature (23, 50, 75, 100, 200 and 250°C). Temperature was measured within the concrete body, right on the surface of the CFRP wire. Bond length was always constant of 25 mm. Influence of different coefficients of thermal expansion in longitudinal and transverse directions of the CFRP wire was reflected in different failure modes.

BETONELEMEK SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER (FRP) BETÉTEKKEL

– HASZNÁLHATÓSÁGI HATÁRÁLLAPOT

1. RÉSZ – ÁLTALÁNOS TAPASZTALATOK



Dr. Borosnyói Adorján – Dr. Balázs L. György

A korróziós károsodás megelőzésének ígéretes megoldását nyújthatja a nem korrodáló (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása. FRP betétekkel készülő betonelemek tervezésének meghatározó feladata a használhatósági határállapotokra való tervezés. FRP betétekkel készült betonelemek használhatósági határállapotokban történő ellenőrzése egyes esetekben történhet a hagyományos vasbeton elemek esetén alkalmazott módszerekkel. A betétek eltérő mechanikai tulajdonságaiból és felületi kialakításából származó eltérések figyelembe vétele azonban kizárólag kísérleti eredmények alapján megállapított empirikus paraméterekkel lehetséges. FRP betétes betonszerkezetekre jelenleg még nincs általánosan elfogadott szabványszintű előírás. Jelen cikkben összefoglaljuk az egyes témakörökre már megszületett javaslatokat.

1. BEVEZETÉS

Az ipar és a közlekedés erőteljes fejlődése, valamint a 60-as évek közepén bevezetett téli jégmentesítő sózás maga után vonta környezetünk szennyezését, ami a beton-, vasbeton szerkezetek élettartama szempontjából sem közömbös.

A korróziós károsodás megelőzésének ezért ígéretes megoldását nyújthatják a *nem korrodáló* (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) *szálerősítésű polimer (FRP) betétek*.

Mérnökeink az elmúlt két évtizedben jelentős erőfeszítéseket tettek a szálerősítésű polimer betétek kutatása és fejlesztése területén. A lehetséges alkalmazások egyre szélesebb területet ölelnek fel, a megvalósult szerkezetek száma folyamatosan nő, miközben egyre több gyártó kínálja termékeit világszerte.

A szálerősítésű polimer betétek mechanikai tulajdonságai általában eltérnek a hagyományos acélbetétektől (Balázs, Borosnyói, 2000a; 2000b; 2001a; 2001b; Borosnyói, Balázs, 2002; 2004). Húzószilárdságuk általában nagyobb, rugalmassági modulusuk és szakadási nyúlásuk kisebb, mint a hagyományos feszítőacéloké. A szálerősítésű polimer betétek lineárisan rugalmas – rideg anyagok, így tönkremenetelük pillanatában a felhalmozódott rugalmas alakváltozási energia felszabadul, a szerkezeti elem tönkremenetele rideg. A szálerősítésű polimer betétek felületi kialakítása szintén eltér a hagyományos acélbetétektől, aminek jelentős hatása van a szerkezeti viselkedésre (Borosnyói, Balázs, 2002).

FRP betétekkel készülő betonelemek tervezésének meghatározó feladata a használhatósági határállapotokra való tervezés. Hagyományos vasbeton, ill. feszített vasbeton szerkezetek tervezése során a teherbírási határállapotokra megtervezett szerkezet némely esetben automatikusan megfelel a használhatósági határállapotok követelményeinek is. FRP betétekkel készülő betonelemeknél ez többnyire nincs így. A betétek kisebb rugalmassági modulusának következményeként a tervezés domináns lépésévé a használhatósági határállapotokra, azon belül is a lehajlásra való tervezés lép elő.

A tervezési módszerek mindig egyszerűsítéseket hordoznak magukban. A tervezési módszereknek egyszerűnek, könnyen kezelhetőnek kell lenniük amellet, hogy a szerkezet

viselkedését a lehető legpontosabban követik és csak a biztonság javára szolgáló elhanyagolásokat tartalmaznak.

Cikkünk első részében bemutatjuk a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapotait és összehasonlítjuk a szálerősítésű polimer betétekkel készült betonelemek nyert külföldi tapasztalatokkal. Ezt követően cikkünk második részében részletesen bemutatjuk az e területen Magyarországon első ízben folyt laboratóriumi vizsgálatok eredményeit.

2. A HASZNÁLHATÓSÁGI HATÁRÁLLAPOTOKRÓL ÁLTALÁBAN

Ha egy szerkezet használhatósági határállapotba kerül, az még nem jelenti teherbírásának kimerülését, azonban rendeltetésszerű használatát esetleg korlátozni kell, vagy az elvárt esztétikai követelmények nem teljesülnek.

Vasbeton szerkezeteknél ilyen helyzet elsősorban túl nagy alakváltozások (lehajlások), vagy túl nagy repedéstágasságok esetén alakul ki. Ennek megfelelően a használhatósági követelmények előírásának három klasszikus lehetősége van:

- az anyagokban megengedhető feszültségek korlátozása (amellyel a lassú alakváltozásokból bekövetkező alakváltozás-többlet csökkentése a célunk, különös tekintettel a nyomott betonzóna kúszására),
- a szerkezet megengedhető lehajlásának korlátozása (a csatlakozó szerkezeti elemek csatlakoztathatósága és esztétikai okok miatt),
- a megengedhető repedéstágasságok korlátozása (tartósság, víz- és gázzárság, valamint esztétikai okok miatt).

Mivel a vasbeton szerkezetekre előírt alakváltozási (lehajlási) határértékek elérése vagy túllépése többnyire átmeneti jellegű, ezért használhatósági határállapotban a terheket alapértékükkel lehet figyelembe venni.

A használhatósági határállapot vizsgálatok azonban olyan teherfajtákat és hatásokat is figyelembe vehetünk, amelyeket a teherbírás vizsgálatok általában nem, így pl. a tartós és ismétlődő terhelés hatását, a beton kúszását és zsugorodását, a betonszilárdság és rugalmassági modulus időbeli változását, esetleg a hőmérsékletváltozást stb.

Használhatósági követelményként azt írhatjuk elő, hogy a terhek alapértékének hatására keletkező alakváltozás (lehajlás, repedéstágasság, rezgés) ne zavarja az építmény rendeltetésszerű használatát, illetve ne idézzon elő az ott tartózkodókban veszélyérzetet.

A tervezett, illetve megengedett alakváltozások túllépésének eredményei lehetnek:

- a csatlakozó teherhordó elemek összeépítési nehézségei,
- az erőjáték kedvezőtlen módosulása,
- a használhatóság zavarása (pl. rossz vízelvezetés),
- gépi berendezések zavart működése,
- a csatlakozó, nem teherhordó szerkezetek (válaszfalak, nyílászárók, burkolatok, csővezetékek) károsodása,

- kedvezőtlen vizuális (esztétikai és pszichológiai) hatás.

A tervezett, illetve megengedett repedéstágasságok túllépésének eredményei lehetnek:

- a szerkezet csökkent víz- és gázzárósága,
- az erőjáték kedvezőtlen módosulása,
- a használhatóság zavarása (pl. rossz vízelvezetés),
- a tartósság csökkenése,
- kedvezőtlen vizuális (esztétikai és pszichológiai) hatás.

Vasbeton szerkezetek alakváltozásainak számításánál a keresztmetszetek merevségét általában két szélső eset feltételezésével használjuk, a terhelés mértékétől függően:

Az I. feszültségi állapot (rugalmas, repedésmentes állapot):

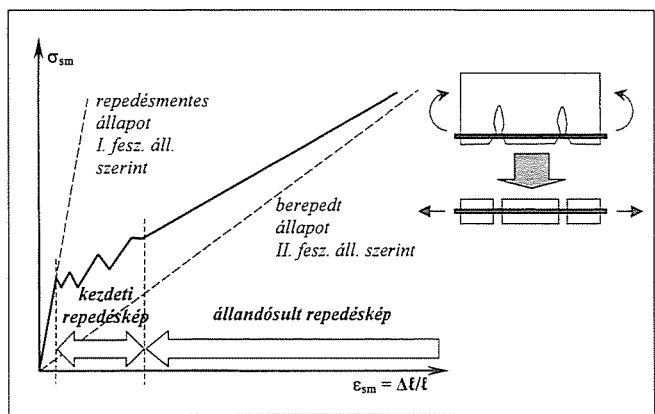
Használati teherrel I. feszültségi állapotban vannak azok a szerkezeti elemek, amelyekben egyáltalán nem keletkezik húzófeszültség, vagy ha keletkezik, nem haladja meg a beton húzószilárdságát. A feszültségeket és az alakváltozásokat az elemi szilárdságtan összefüggései szerint számíthatjuk. A keresztmetszeti jellemzőket ún. idealizált keresztmetszeten határozzuk meg, amelyben az acélbetétek keresztmetszeti területét az acél és a beton rugalmassági modulusok arányával megszorozva vesszük figyelembe.

A II. feszültségi állapot (rugalmas, berepedt állapot):

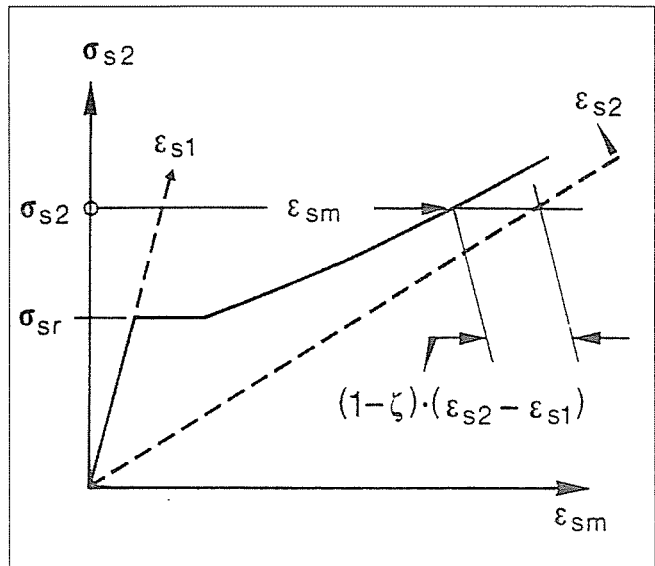
Használati teher hatására a hajlított vasbeton elemek húzott betonöve bereped, ezért a húzott övet elhanyagoljuk. Mind a nyomott betonöv, mind a húzott és nyomott acélbetétek rugalmas állapotban vannak. Az így kialakuló ún. II. feszültségi állapotban is érvényes a Bernoulli–Navier hipotézis (sík keresztmetszetek elve) két-két repedés közötti szakaszra (s_{rm}) és a fajlagos alakváltozások átlagértékére (ϵ_{sm} , ϵ_{cm}) vonatkoztatva, azonban a szuperpozíció elve érvényét veszti. A beton rugalmassági modulusát a kúszásnak, ill. a terhek tartósságának figyelembe vételével kell meghatározni.

A valóságban a repesztőteher elérése után a hajlított szerkezeti elem mindegyik keresztmetszete nem kerül a II. feszültségi állapotba, mert a kialakult repedések között, a húzott acélbetétek körüli húzott betonzóna a hajlított elem merevségét kedvezően befolyásolja. A húzott betonzóna merevítő hatása a szakirodalomban „tension stiffening”-ként ismert és figyelembe vételét a legtöbb szabvány javasolja. Ez legegyszerűbben az acélbetétek átlagos fajlagos nyúlásának csökkentésével történhet. A jelenség a következőképpen foglalható össze.

Egy repedés keresztmetszetében a teljes húzóerőt az acélbetétek viselik. Azonban szomszédos repedések közötti szakaszokon a kapcsolati feszültségek közvetítésével húzóerő adódik át a környező betonra. Így nem csak az acélbetétek, de a környező beton fajlagos alakváltozása sem állandó a két repedés közti szakaszon. A kapcsolati feszültségek jelenléte miatt a betonba ágyazott acélbetétek átlagos fajlagos nyúlása



1. ábra: Húzott beton merevítő hatása („tension stiffening”)



2. ábra: Húzott beton merevítő hatásának modellezése (CEB, 1985)

két repedés között kisebb, mint a repedés keresztmetszetében található, bebetonozatlannak tekinthető acélbetét fajlagos nyúlása. A jelenség eredményeként az acélbetétek rugalmassági modulusa látszólag növekszik.

Ezt az átlagos fajlagos acélnyúlás-csökkenést, illetve látszólagos acél rugalmassági modulus növekedést nevezzük a húzott betonzóna merevítő hatásának („tension-stiffening”), és mértéke annál nagyobb, minél nagyobb az együttdolgozó húzott betonkeresztmetszet a húzott acélbetétek keresztmetszetéhez képest. Hatására a relatív elmozdulások, és így a repedéstágasságok csökkennek.

Szemléltetését az 1. ábrán láthatjuk, melyen azonos diagramon belül figyelhetők meg bebetonozott és bebetonozatlan betonacél sematikus $\sigma - \epsilon$ összefüggése.

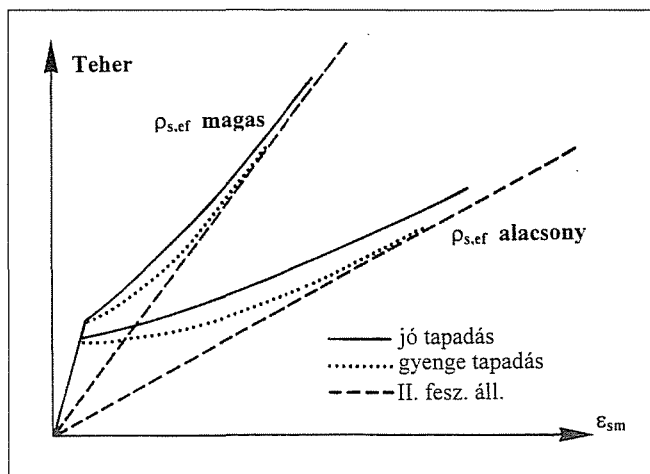
A húzott beton merevítő hatásának számításokban történő figyelembe vételére a CEB a 2. ábrán bemutatott modellt javasolja (CEB, 1985), ahol:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (1)$$

a képletben:

- β_1 – a tapadást figyelembe vevő tényező
- β_2 – a terhelési módot figyelembevevő tényező
- M_{cr} – a repesztőnyomaték
- M – a hajlítónyomatéki igénybevétel

A húzott beton merevítő hatására további két fontos befolyásoló tényező hatását figyelhetjük meg a 3. ábrán. Ezek: a hatékony vasaláserősség (ρ_{sef}) és a betét tapadása, melyek közül ki kell hangsúlyoznunk a tapadás jelentőségét. Nem acél anyagú betétek esetén ugyanis mind az együttdolgozási



3. ábra: Tapadás hatása a húzott beton merevítő hatására (CEB, 1985)

mechanizmus, mind pedig a tapadás számszerűsített értéke (ún. kapcsolati szilárdság) jelentősen eltérhet a hagyományos acélbetétektől (Borosnyói, Balázs, 2002).

A hatékony vasaláserősség közvetve szintén tartalmazza a tapadás hatását, azonban ez a számításban már nincs figyelembe véve. A hatékony vasaláserősség képlete ugyanis:

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (2)$$

ahol $A_{c,ef}$ a hatékony húzott betonzóna keresztmetszeti mérete. Definícióját a 4. ábra szemlélteti, melyen megfigyelhető, hogy $A_{c,ef}$ a betét tapadásának függvénye (hiszen minél nagyobb a tapadási feszültség révén áthatódó húzóerő, annál rövidebb az ehhez szükséges erőátadódási hossz, így a zavart zóna nagysága). Számításokban közelítő formulával szokás figyelembe venni (pl. EC2, MC90; négyszög-keresztmetszet esetén):

$$A_{c,ef} = 2,5(h-d)b \quad (3a)$$

a képletben:

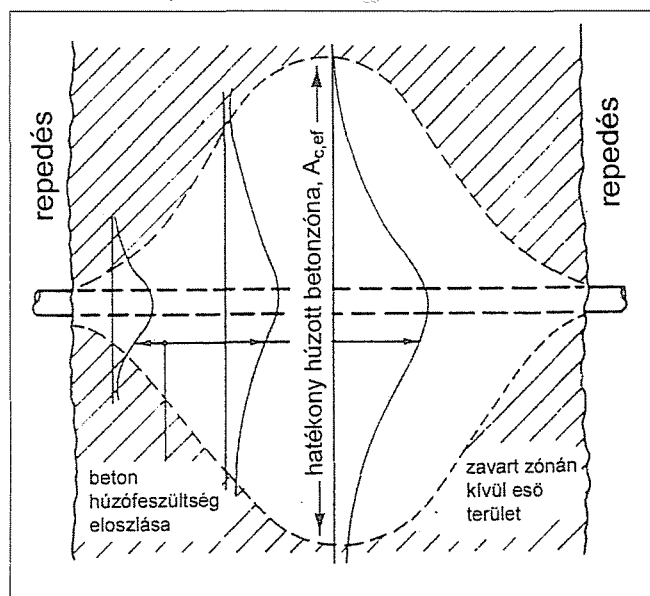
b – a keresztmetszet szélességi mérete

d – a húzott betétek tengelyének és a nyomott szélső szálnak a távolsága

h – a teljes keresztmetszeti magasság

$A_{c,ef}$ – A hatékony húzott betonzóna keresztmetszeti mérete

4. ábra: Hatékony húzott betonzóna, $A_{c,ef}$ (CEB, 1985)



a mérethatás figyelembe vételével általánosabb alakban is felírható (Bergner, 1997):

$$A_{c,ef} = m(h-d)b \quad (3b)$$

$$\text{ahol } m = \begin{cases} h/(h-d) & 0 \leq h/(h-d) \leq 5 \\ 3.33 + 0.33(h/(h-d)) & 5 < h/(h-d) \leq 35 \\ 15 & h/(h-d) > 35 \end{cases}$$

A hatékony húzott betonzóna keresztmetszeti mérete ($A_{c,ef}$) analitikus alakban is felírható, négyszög-keresztmetszet esetére (Bigaj, 1999):

$$A_{c,ef} = \frac{f_{ct,fl} \cdot bd \cdot (d^2 + 4\alpha_c \rho d^2 - 12\alpha_c \rho d h + 12\alpha_c \rho h^2)}{2f_{ct,fl} \cdot h \cdot (2\alpha_c \rho d - 2\alpha_c \rho h + d) \cdot (3 + \alpha_c \rho - \sqrt{(\alpha_c \rho^2) + 2\alpha_c \rho})} - \alpha_c \rho b h \quad (3c)$$

a képletben fentiekén kívül:

$f_{ct,fl}$ – a beton tiszta húzószilárdsága

$f_{ct,fl}$ – a beton hajlító-húzószilárdsága

α_c – az acélbetét és beton rugalmassági modulusának hányadosa

ρ – a vasaláserősség

3. A LEHAJLÁS-SZÁMÍTÁS ALAPVETŐ ÖSSZEFÜGGÉSEI

A vasbeton ill. feszített vasbeton szerkezeti elemek lehajlását a keresztmetszetek görbületéből származtathatjuk, ezért a lehajlás számításához mindenek előtt ismernünk kell a vizsgált keresztmetszetek nyomaték-görbület összefüggését.

A rugalmas vonal differenciálegyenletének levezetéséből adódik az összefüggés a lehajlás és a görbület között:

$$a = \iint \kappa(x) dx dx = \iint \frac{M(x)}{EI} dx dx \quad \left(\kappa \equiv \frac{1}{r} \right) \quad (4)$$

a képletben:

$\kappa(x)$ – a görbület

$M(x)$ – a nyomatéki igénybevétel

EI – a keresztmetszet hajlítómerevsége

Vasbeton keresztmetszetek alakváltozásánál az Eurocode 2 két szélső esetet tételez fel:

- repedésmentes állapotot, melyben az acél és a beton mind húzásra, mind nyomásra rugalmasan együttműködik (megjegyezzük a korábban bemutatott I. feszültségi állapottal),
- teljesen berepedt állapotot, melyben a húzott beton hatását elhanyagoljuk (megjegyezzük a korábban bemutatott II. feszültségi állapottal).

Az Eurocode 2 azokat a tartókat tekinti repedésmentesnek, amelyeknél nem kell arra számítani, hogy a terhelésből származó feszültségek a tartó bármely pontján meghaladják a beton húzószilárdságát. Azok a tartók, amelyek várhatóan megrepednek, a repedésmentes és a teljesen berepedt állapot közötti viselkedést mutatják. Ez a viselkedés döntően hajlítással terhelt szerkezeti elemeknél a következő összefüggéssel írható le:

$$a = \zeta \times a_{II} + (1-\zeta) \times a_I \quad (5)$$

ahol

α_I és α_{II} a vizsgált paraméter repedésmentes és teljesen berepedt keresztmetszet alapján számítva; a

paraméter lehet *fajlagos nyúlás, görbület, szögelfordulás vagy lehajlás*,

ζ „eloszlási tényező” a következők szerint (értéke zérus, ha a keresztmetszet repedésmentes):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sll}} \right)^2 \quad (6)$$

ahol

β_1 a vasalás együttlétezőségi jellemzőit figyelembe vevő tényező

β_2 a teher jellegét és tartósságát figyelembe vevő tényező

σ_{sll} a berepedt keresztmetszetben számított acél húzófeszültség

σ_{sr} repesztő teherből számított acél húzófeszültség berepedt keresztmetszet feltételezésével (hajlításnál $\sigma_{sr}/\sigma_{sll} = M_{cr}/M$ helyettesítés alkalmazható az összefüggésben)

Ezzel a módszerrel gyorsan és elégséges pontossággal tudjuk egy szerkezeti elem lehajlását előre becsülni, mivel nem igényel numerikus integrálást.

Például egy egyszerű kéttámaszú, egyenletesen megoszló q teherrel terhelt tartó támaszközépi lehajlása:

$$a = \zeta \cdot \frac{5q\ell^4}{384E_c I_{II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{5q\ell^4}{384E_c I_I} \quad (7)$$

Megjegyzendő, hogy ez a fajta közelítés nem alkalmazható jelentős normál erővel terhelt berepedt keresztmetszet esetén.

A lehajlások számításának legpontosabb módja az, ha a tartó hossza mentén sűrűn elhelyezkedő keresztmetszetekben meghatározzuk a görbületet, majd a lehajlást numerikus integrálással számítjuk ki. Ekkor:

$$\left(\frac{1}{r_m} \right) = \zeta \cdot \left(\frac{M}{E_c I_{II}} \right) + (1 - \zeta) \cdot \left(\frac{M}{E_c I_I} \right) \quad (8)$$

$$a = \iint \left(\frac{1}{r_m} \right) dx \quad (9)$$

A CEB-FIP Model Code 1990 szintén lehetővé tesz rugalmasságtani elven meghatározott közelítő lehajlás-számítást. Ennek bemutatásától eltekintünk, csak a pontos számítás mutatjuk be. A módszer, az Eurocode 2 elveihez hasonlóan, a keresztmetszetek görbületeiből kiindulva kettős integrálással jut el a keresett lehajlás-értékhez.

A MC90 az I. és II. feszültségi állapotokat az EC 2-ben foglaltakhoz hasonlóan értelmezi, azaz a repedésmentes keresztmetszetben érvényes mind a sík keresztmetszetek, mind a szuperpozíció elve és az acélbetétek a betonnal tökéletesen együttlétezőségi hatás elve, a teljesen berepedt keresztmetszetben pedig a húzott beton hatása elhanyagolt és a szuperpozíció elve érvényét veszti.

Berepedt keresztmetszet görbülete a MC 90 szerint hajlításra:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_{is}} = \frac{1}{r_2} - \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}} \right) \cdot \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right) \quad (10)$$

ahol

$1/r_2$ a keresztmetszet görbülete teljesen berepedt állapot feltételezésével ($=M/EI_{II}$)

$1/r_{is}$ a húzott beton öv merevítő hatásának figyelembe vétele a görbületben

$1/r_{1r}$ a keresztmetszet görbülete az első repedést előidéző tehernél repedésmentes állapot feltételezésével ($=M_r/EI_I$)

$1/r_{2r}$ a keresztmetszet görbülete az első repedést előidéző

tehernél teljesen berepedt állapot feltételezésével ($=M_r/EI_{II}$)

M_r a repesztőnyomaték

β_b konstans, $\beta_b = \beta_1 \beta_2$ (lásd a (6) összefüggést)

A keresett lehajlás:

$$a = \iint \left(\frac{1}{r_m} \right) dx \quad (11)$$

Itt említjük meg, hogy az Eurocode 2 és a CEB-FIP Model Code 1990 görbület-számítási módszere a b_2 tényező rövid idejű teherre feltételezett értékétől eltekintve tökéletesen azonos, ami egyszerű átalakítással bizonyítható.

$$\text{Hajlítás esetén: } \frac{1}{r_{1r}} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{M_r}{M} \quad \text{és} \quad \frac{1}{r_{2r}} = \frac{1}{r_2} \cdot \frac{M_r}{M}$$

Igy:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_2} - \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}} \right) \cdot \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right) = \frac{1}{r_2} - \left(\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_1} \right) \cdot \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2$$

$$\text{Azaz: } \frac{1}{r_m} = \left[1 - \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \right] \cdot \frac{1}{r_2} + \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \cdot \frac{1}{r_1}$$

Ez pedig az EC 2 képlete:

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_2} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} \quad \text{ahol} \quad \zeta = 1 - \beta_b \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2$$

Hajlítónyomatékkal és normál erővel terhelt berepedt inhomogén keresztmetszetek görbületének meghatározására a CEB a következő eljárást javasolja (CEB, 1985):

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_2} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_N} \quad (12)$$

$$\text{ahol } \zeta = 1 - \left(\frac{\sqrt{\beta_1 \beta_2} \cdot M_{cr} - M_0}{M - M_0} \right)^2 \quad (13)$$

$$\frac{1}{r_N} = \frac{N \cdot x_{12}}{EI_2} \quad (\text{itt } x_{12} = x_1 - x_2) \quad (14)$$

$$M_0 = -N \cdot x_{12} \cdot \frac{1/r_2}{1/r_2 - 1/r_1} \quad (15)$$

A keresett lehajlás ebben az esetben is a (11) összefüggéssel kapható meg:

$$a = \iint \left(\frac{1}{r_m} \right) dx \quad (16)$$

A szakirodalomban számos esetben láthatjuk berepedt vasbeton elemek hajlítómerevségének jellemzésére az ún. *hatékony inercianyomaték* bevezetését, melynek alakja többnyire a következő:

$$I_{eff} = I_I \cdot \gamma + I_{II} \cdot (1 - \gamma) \quad (16)$$

ahol

I_I a vizsgált keresztmetszet inercianyomatéka repedésmentes állapot feltételezése mellett

I_{II} a vizsgált keresztmetszet inercianyomatéka teljesen berepedt állapot feltételezése mellett

γ arányossági tényező, $\gamma = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m$
ahol $m = 3, 4, 5$ lehet

Az ACI 318-89 lehajlás számításakor a berepedt vasbeton elemek merevségének figyelembe vételére Branson hatékony inercianyomatékot meghatározó képletét javasolja. A képlet alakja a következő:

$$I_{\text{eff}} = I_1 \cdot \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M_a} \right)^3 + I_{\text{II}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M_a} \right)^3 \right] \quad (17)$$

ahol

- I_1 a vizsgált keresztmetszet inercianyomatéka repedésmentes állapot feltételezése mellett
- I_{II} a vizsgált keresztmetszet inercianyomatéka teljesen berepedt állapot feltételezése mellett
- M_{cr} a repesztőnyomaték
- M_a a legnagyobb nyomatéki igénybevétel használati határállapotban

3.1 Elvi megállapítások lehajlás számítására FRP betétes elemek esetén

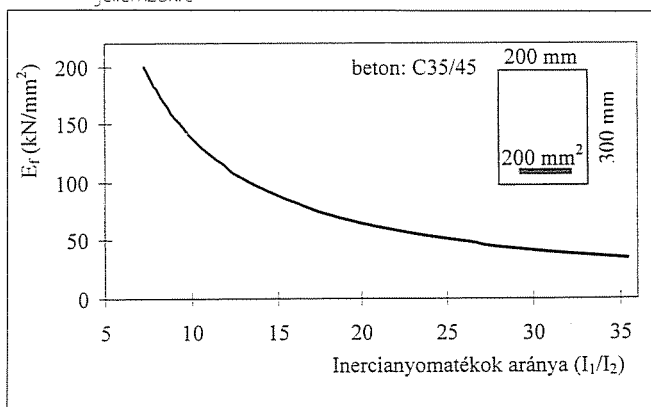
Az FRP betétek felületi kialakítása, tapadása a hatékony húzott betonzónán ($A_{\text{c,ef}}$) ill. a húzott beton merevítő hatásán („tension stiffening”) keresztül jelentősen befolyásolhatja a hajlított elem lehajlását. Ennek figyelembe vétele a számítások során kizárólag *kísérleti eredmények alapján felvett empirikus paraméterek* bevezetésével lehetséges.

További igen fontos jellemző az alkalmazott betét rugalmassági modulusa, amely az inhomogén keresztmetszet inercianyomatékát befolyásolja. Minél kisebb a betét rugalmassági modulusa, annál nagyobb a repedésmentes és berepedt keresztmetszet inercianyomatékának hányadosa (I_1/I_2), így a berepedt keresztmetszet hajlítómerevsége kisebb, a hajlított elem lehajlása nagyobb. Szemléltetését az 5. ábrán láthatjuk.

4. A REPEDÉSTÁGASSÁG-SZÁMÍTÁS ALAPVETŐ ÖSSZEFÜGGÉSEI

Vasbetonszerkezetekben a repedések kialakulása természetes jelenség, a beton zsugorodása és kis húzószilárdsága miatt. Repedések keletkezhetnek a szerkezetben terhelés nélkül is, pl. a bedolgozást követő órákban a frissbeton képlékeny alakváltozásából, majd később a zsugorodásból, a hidratációhő, illetve a hőérlelés okozta egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból,

5. ábra: Betét rugalmassági modulusának hatása a keresztmetszeti jellemzőkre



az acélbetét korróziójából (mivel a rozsdaképződés térfogatnövekedéssel jár, ami a betonfedést lerepesztheti), fagyhatásból, esetleg alkáliaérzékeny adalékanyag adalék-alkáli reakciójából. Repedésmentesség csak teljes feszítéssel érhető el.

A repedéseképződés tulajdonképpen a beton lokális tönkremenetele, amely akkor jön létre, amikor a szerkezet igénybevételei vagy belső erői meghaladják a beton húzószilárdságát. A repedések megjelenését követően a beton és acélnyúlások egyenlősége a repedések környezetében nem áll fenn. A megnyúlások különbsége relatív elmozdulásokat, ezáltal a repedések megnyílását eredményezi. A repedéstágasság nem más, mint egy repedés mellett két irányban kialakuló relatív elmozdulások összege, azaz az acélbetét helyi kihúzódnása a beton keresztmetszetből.

Ha a repedések egymástól mért távolságát az elem mentén egyenletesnek tekintjük (jelöljük s_w -vel), akkor a repedéstágasság (az acélbetétek felületén értve) a relatív elmozdulás definíciójának értelmében a következő integrál-kifejezés (Balázs, 1993):

$$w = \int_0^{s_w} [\epsilon_s(x) - \epsilon_c(x)] dx = s_1 + s_2 \quad (18)$$

Amennyiben a kapcsolati feszültségeket elhanyagoljuk, a repedéstágasság egyszerűen a konstansnak feltételezett acél megnyúlás integráljaként számítható:

$$w = \int_0^{s_w} \epsilon_{sm} dx = s_w \cdot \frac{\sigma_{sm}}{E_s} \quad (19)$$

Egy szerkezeti elem repedezettségi állapota jellemezhető a repedéseképpel, a repedések egymástól mérhető távolságával (s_w), a repedések hosszával és a repedéstágassággal (w). A repedésképen belül megkülönböztethetünk kezdeti- és állandósult repedésképet (CEB-FIP 1993) (1. ábra). A kezdeti repedésképet a vasbeton elem alacsony terhelés melletti azon állapota, amikor már vannak repedések az elemen, de ezek száma kicsi, távolságuk az adott terheléshez tartozó lehorgonyzási hossz kétszeresénél nagyobb, így az elemnek van olyan szakasza, amely mentén a betét és a környező beton között a kapcsolati feszültség zérus. A repedésképet akkor tekinthető állandósultnak, ha a terhelés növelésével a repedések száma nem, csak távolságuk nő. Ilyenkor a repedések távolsága kisebb, mint az adott terheléshez tartozó lehorgonyzási hossz kétszerese, így az elemnek *nincs* olyan szakasza, amely mentén a betét és a környező beton között a relatív elmozdulás zérus lenne.

A repedéstágasságot befolyásoló legfontosabb tényezők a betét átmérője, felületi kialakítása, rugalmassági modulusa, valamint a terhelés módja (tartós, ismétlődő stb.), intenzitása, a betonfedés mértéke és a betét körüli hatékony húzott betonzóna nagysága. A repedésképet kialakulását tehát alapvetően befolyásolja a betétek és a beton együttléteződése (tapadása). Minél jobb az együttléteződés, azaz minél rövidebb hosszon épül fel a húzott betonzónában a beton húzószilárdságának megfelelő feszültség, annál sűrűbb a repedéshálózat, így várhatóan annál kisebbek a repedéstágasságok. Kevesebb repedés esetén ugyanis a hajlított tartóelem elfordulásai a repedésekben koncentrálnak, azok nagyobb megnyílását eredményezve.

A repedéstágasságok számítása a következő módokon történhet:

- analitikus eljárások.

- szemianalitikus eljárások,
- empirikus eljárások.

Vasbeton (és FRP betétes beton) szerkezeteknél az együttdolgozás leírható egy másodrendű differenciálegyenlettel, melynek megoldása a relatív elmozdulások eloszlását szolgáltatja eredményül. A relatív elmozdulásokból a kapcsolati feszültségek előállíthatók, tetszőleges kapcsolati törvény felhasználásával. A kapcsolati feszültségekből – egyensúlyi kijelentés alapján – megkapjuk a betétben ébredő feszültség eloszlását, valamint egy adott feszültséghez tartozó lehorgonyozási hosszat, illetve *repedéstágasságot* (Balázs, 1993). Az *elcsúszó kapcsolat differenciálegyenlete* (a levezetés mellőzésével) a következő alakú:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} - K \cdot \tau_b[s(x)] = 0 \quad (20)$$

$$\text{ahol a } K \text{ együttható: } K = \frac{4(1 - \alpha_e \rho_{s,ef})}{E_s \varnothing}$$

E_s az alkalmazott betét rugalmassági modulusa

$\varnothing$ a betét átmérője

$s(x)$ az ismeretlen függvény, a relatív elmozdulások eloszlása a betét mentén

α_e a betét és a beton rugalmassági modulusának hányadosa

$\rho_{s,ef}$ a hatékony vasalásereőség

A kapcsolati törvény legyen a CEB-FIB Model Code 1990 szerint Bertero, Popov és Eligehausen modellje:

$$\tau_b = \tau_{bu} \left(\frac{s}{s_m} \right)^\alpha \quad (21)$$

ahol

τ_{bu} a kapcsolati szilárdság

s_m a relatív elmozdulás a kapcsolati szilárdságnál

α kísérleti állandó ($0 < \alpha < 1$), bordás acélbetétre általában $\alpha = 0,40$

Igy a differenciálegyenlet megoldásából a repedéstágasság megkapható:

$$w = 2 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha)(1 - \alpha_e \rho_{s,ef}) s_m^\alpha \varnothing}{8(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})^2} \cdot \frac{\sigma_s^2}{\tau_{bu} E_s} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad [\text{mm}] \quad (22)$$

Amint a (22) összefüggésből is látható, a repedéstágasságot befolyásoló tényezők valóban a betét átmérője, felületi kialakítása, rugalmassági modulusa, a betét körüli húzott betonzóna nagysága és a betétben ébredő feszültség.

Meg kell azonban jegyezni, hogy a repedéstágasság kapcsolati törvény alapján történő számítása csak abban az esetben alkalmazható, ha a kapcsolati feszültség – relatív elmozdulás ábra felszálló ága érvényes, azaz alacsony terhek, egymással össze nem függő repedések esetén (kezdeti repedéskép).

Az *Eurocode 2* szerint a mértékadó repedéstágasság, azaz a repedéstágasság karakterisztikus értéke a következőképpen számítható, szemianalitikus eljárással:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad [\text{mm}] \quad (23)$$

ahol β a karakterisztikus- és az átlagos repedéstágasság aránya
 s_{rm} az átlagos repedéstávolság állandósult repedéskép esetén

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\varnothing}{\rho_r} \quad [\text{mm}] \quad (24)$$

ε_{sm} az átlagos acélnyúlás a vizsgált teher alatt, a beton merevítő hatásának figyelembe vételével

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (25)$$

A *CEB-FIP Model Code 1990* szerint a repedéstágasság karakterisztikus értéke a következőképpen számítható, szemianalitikus eljárással:

$$w_k = \ell_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad [\text{mm}] \quad (26)$$

ahol

$\ell_{s,max}$ az a hossz, melynek mentén az acélbetétek és a beton között relatív elmozdulás jön létre (maximális repedéstávolság)

$$\ell_{s,max} = \frac{\varnothing_s}{3,6 \rho_{s,ef}} \quad \text{állandósult repedéskép esetén} \quad (27)$$

$$\ell_{s,max} = \frac{\sigma_{s2}}{2 \tau_{bk}} \varnothing_s \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_{s,ef}} \quad \text{kezdeti repedéskép esetén} \quad (28)$$

ε_{sm} az átlagos fajlagos acélnyúlás

ε_{cm} az átlagos fajlagos beton-összenyomódás a nyomott szélső szálban

ε_{cs} a beton zsugorodásából származó fajlagos alakváltozás

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} \quad (29)$$

$$\text{ahol } \varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (30)$$

Az ACI 318-89 a repedéstágasság karakterisztikus értékének meghatározására Gergely-Lutz *empirikus* összefüggésének alkalmazását javasolja:

$$w_k = C \cdot \beta \cdot \sigma_{s2} \cdot \sqrt[3]{c \cdot A_{c,ef}} \quad [\text{in.}] \quad (31)$$

ahol

C empirikus konstans

β arányszám, $\beta = (h - x_{II}) / (d - x_{II})$

σ_{s2} az acélbetétben ébredő feszültség berepedt keresztmetszet feltételezésével

c a betonfedés vastagsága a húzott szélső száltól a legközelebb eső hosszirányú acélbetét tengelyéig mérve

$A_{c,ef}$ egyetlen acélbetét körüli hatásos húzott betonöv keresztmetszeti területe; kiszámítható a teljes hatásos húzott betonöv keresztmetszeti területe és az abban elhelyezkedő acélbetétek száma (n) hányadosaként, $A_{c,ef} = 2b(h-d)/n$

4.1 Elvi megállapítások repedéstágasság számítására FRP betétes elemek esetén

FRP betétekkel készült betonelemek repedéstágasságának számítása történhet a hagyományos vasbeton elemek esetén alkalmazott módszerekkel. A betétek eltérő felületi kialakí-

tásából származó eltérő tapadás figyelembe vétele azonban kizárólag *kísérleti eredmények alapján megállapított empirikus paraméterekkel* lehetséges.

A repedéstágasság korlátozása esztétikai és tartóssági szempontból is fontos feladat, melynek mértékét szabványok írják elő. Mivel FRP betétek esetén korróziótól tartani nem kell, a vasbetonszerkezetekre előírt repedéstágassági határértékek felülbírálandók, a határértékek növelése lehetséges - természetesen az esztétikai korlátokat szem előtt tartva.

5. KÍSÉRLETI TAPASZTALATOK ÉS JAVASLATOK

A lehajlások és repedéstágasságok számításánál mind az FRP betétek felületi kialakításából (tapadásából) származó eltéréseket, mind pedig a betétek kisebb rugalmassági modulusának a hatását figyelembe kell vennünk.

További különbség, hogy a terhelőerő-lehajlás összefüggések gyakorlatilag bilineárisak, amely az FRP betétek lineárisan rugalmas viselkedésének következménye. A jelenség fölveti egyszerű, bilineáris modellek kidolgozásának lehetőségét.

GFRP betétes betongerendák kísérleti eredményeire alapozva az ACI Committee 440 az hatékony inercianyomaték következő módosítását javasolta GFRP betétes betonelemek hajlítási merevségének figyelembevételéhez (ACI 440, 1996):

$$I_{ef, f} = I_1 \cdot \frac{1}{\beta} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{II} \cdot \alpha \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \quad (32)$$

Ahol az α és β paraméterek az FRP betétek tapadási jellemzőit veszik figyelembe.

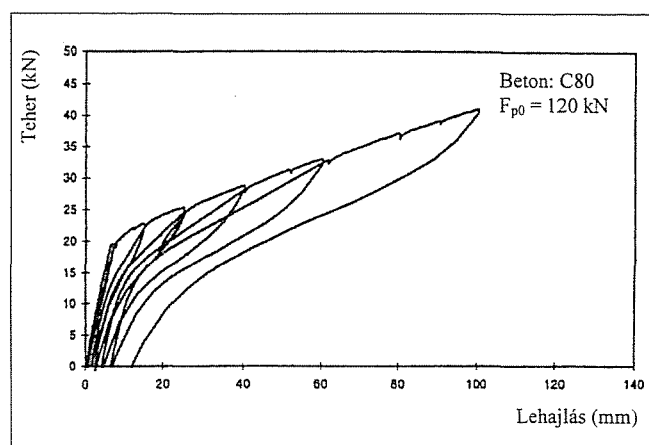
Faza és Gangarao 1992-ben publikálta a következő, szintén hatékony inercianyomatékot alkalmazó összefüggést GFRP betétes beton gerendákra:

$$I_m = \frac{23 \cdot I_{II} \cdot I_{eff}}{8 \cdot I_{II} + 15 \cdot I_{eff}} \quad (33)$$

ahol I_{II} a berepedt keresztmetszet inercianyomatéka
 I_{eff} hatékony inercianyomaték az ACI-318 szerint.

1. táblázat: Joh, Wang és Goto kísérleteiben használt betétek jellemzői.

Jelölés	Száltípus	Felületi kialakítás	Rug. mod. [kN/mm ²]	Húzószil. [N/mm ²]
GF-S _p -8	üveg	spirális bordázattal (spiral patterned)	46,7	1240
AF-D-8	aramid	periodikus bordázattal (deformed)	75,3	1360
AF-S _p -8	aramid	spirális bordázattal (spiral patterned)	73,3	1220
AF-B-7,3	aramid	fonott kialakítással (braided)	58,1	1775
CF-D-8	szén	periodikus bordázattal (deformed)	125,3	1730
CF-S _T -7,5	szén	héteres pászma (strand)	121,3	2210
CF-B-7,3	szén	fonott kialakítással (braided)	119,2	2360
CF-S _p -8	szén	spirális bordázattal (spiral patterned)	140,7	1690
C _x F-S _p -8	szén	spirális bordázattal (spiral patterned)	196,1	1490



6. ábra: Teher-lehajlás diagram (Zou et al., 1997)

Modelljük harmadpontos terhelés mellett érvényes. Feltételezésük az volt, hogy a terhelési pontok között (tehát a konstans nyomatéki igénybevétel szakaszán) a beton keresztmetszet teljesen berepedt (II. feszültségi állapotban van), míg a támaszok és a terhelési pontok között (tehát a változó nyomatéki igénybevételek szakaszain) részben berepedt állapotot tételeztek fel. Ezáltal a gerendák középső harmadában a hajlítómerevséget a berepedt keresztmetszet I_{II} inerciájával, míg a szélső harmadokban az ACI 318-89 által javasolt I_{eff} hatékony inerciával számították.

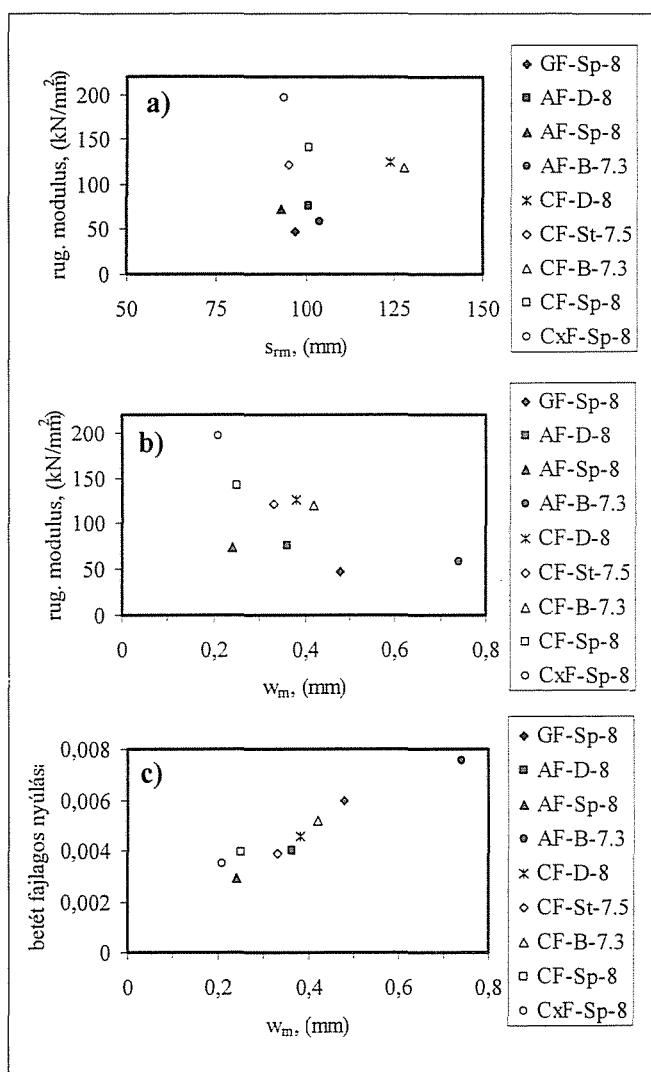
A (33) összefüggés csekély módosítással alkalmazható nem harmadpontosan elhelyezett két terhelőerő esetére is. Ekkor változik a teljesen berepedtnek és részben berepedtnek feltételezett szakaszok aránya, tehát változik I_m értéke is. Ha a terhelési pontok közelebb vannak egymáshoz, mint a támaszköz egyharmada, akkor I_m értéke nagyobb, mint a fenti képlet szerint adódó érték; ha a terhelési pontok távolabb vannak egymástól, mint a támaszköz egyharmada, akkor I_m értéke csökken.

Abdelrahman és Rizkalla Leadline® CFRP betétekkel feszített betonelemek teher-lehajlás diagramjait vizsgálta (Abdelrahman, Rizkalla, 1997). Úgy találták, hogy a kapcsolat *bilineáris* modellel írható le, azaz lineáris a repesztő teherig, majd csökkent merevség mellett szintén lineáris a tönkremenetelig. Mindezt a CFRP betétek lineárisan rugalmas viselkedésével magyarázták.

Szintén Leadline® CFRP betétekkel feszített gerendákon folytatott kísérletei alapján Zou, Gowripalan és Gilbert hasonló megállapításra jutottak (Zou et al., 1997). Egy kísérleti eredményüket a 6. ábrán láthatjuk. Figyeljük meg, a tehermentesítéskor észlelhető igen csekély maradó alakváltozást.

Jelölés	Mért átlagos repedéstávolság s_{rm} [mm]	Mért átlagos betét-nyúlás $\varepsilon_{sm} [\cdot 10^{-3}]$	Mért átlagos repedéstágasság w_m [mm]
GF-S _p -8	97	5,97	0,48
AF-D-8	101	4,01	0,36
AF-S _p -8	93	2,92	0,24
AF-B-7,3	104	7,57	0,74
CF-D-8	124	4,59	0,38
CF-S _T -7,5	95	3,90	0,33
CF-B-7,3	128	5,16	0,42
CF-S _p -8	101	3,94	0,25
C _x F-S _p -8	94	3,51	0,21

2. táblázat: Joh, Wang és Goto kísérleti eredményei.



7. ábra: Kísérleti eredmények (Joh et al., 1997)

FRP betétekkel készülő betonelemek repedéstágasságának meghatározására az ACI 440 Committee a következő összefüggést javasolja:

$$w_k = C \cdot \beta \cdot \sigma_{s2} \cdot \sqrt[3]{c \cdot A_{c,ef}} \cdot k_b \cdot \frac{E_s}{E_f} \text{ [in.]} \quad (34)$$

ahol a fentiekén kívül: k_b – tapadástól függő paraméter

Joh, Wang és Goto (1997) japán kutatók rendkívül széleskörű kísérletsorozatot végeztek elterjedt, ill. jellegzetes

felületi kialakítású FRP betétek felhasználásával. Kísérleteikben a betétek együttdolgozását, a velük készített gerendák lehajlását és repedésképződését tanulmányozták rövid idejű, illetve tartós terhelés mellett. Az 1. táblázatban az alkalmazott betétek jellemzőit láthatjuk. A rövid idejű repedésvizsgálatra vonatkozó kísérleti eredményeiket a 2. táblázat összegzi. A vizsgálati eredmények grafikus kiértékelését a 7. ábrán mutatjuk be. Megfigyelhető, hogy az átlagos repedéstávolság (s_{rm} , 7.a ábra) nem függvénye az alkalmazott FRP betétek rugalmassági modulusának, azonban az átlagos repedéstágasság (w_m , 7.b ábra) igen. A betétek átlagos fajlagos nyúlása és a repedéstágasság között lineáris kapcsolat mutatható ki (7.c ábra).

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A korróziós károsodás megelőzésének ígéretes megoldását nyújthatja a *nem korrodáló* (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) *szálerősítésű polimer (FRP) betétek* alkalmazása. FRP betétekkel készülő betonelemek tervezésének meghatározó feladata a használhatósági határállapotokra való tervezés. Hagyományos vasbeton, ill. feszített vasbeton szerkezetek tervezése során a teherbírási határállapotokra megtervezett szerkezet némely esetben automatikusan megfelel a használhatósági határállapotok követelményeinek is. FRP betétekkel készülő betonelemeznél ez többnyire nincs így. A betétek kisebb rugalmassági modulusának következményeként a tervezés domináns lépésévé a használhatósági határállapotokra, azon belül is a lehajlásra való tervezés lép elő.

Az FRP betétek felületi kialakítása, tapadása a hatékony húzott betonozónán ($A_{c,ef}$) ill. a húzott beton merevítő hatásán ("tension stiffening") keresztül jelentősen befolyásolhatja a hajlított elem lehajlását. Ennek figyelembe vétele a számítások során kizárólag *kísérleti eredmények alapján felvett empirikus paraméterek* bevezetésével lehetséges. További fontos jellemző az alkalmazott betét rugalmassági modulusa, amely az inhomogén keresztmetszet inerciáját befolyásolja. Minél kisebb a betét rugalmassági modulusa, annál nagyobb a repedésmentes és berepedt keresztmetszet inerciájának hányadosa (I_1/I_2), így a berepedt keresztmetszet hajlítómerevsége kisebb, a hajlított elem lehajlása nagyobb.

FRP betétekkel készült betonelemek repedéstágasságának számítása történhet a hagyományos vasbeton elemek esetén alkalmazott módszerekkel. A betétek eltérő felületi kialakításából származó eltérő tapadás figyelembe vétele azonban

kizárólag kísérleti eredmények alapján megállapított empirikus paraméterekkel lehetséges. A repedéstágasság korlátozása esztétikai és tartóssági szempontból is fontos feladat, melynek mértékét szabványok írják elő. Mivel FRP betétek esetén korróziótól tartani nem kell, a vasbetonszerkezetekre előírt repedéstágassági határértékek felülbírálandók, a határértékek növelése lehetséges - természetesen az esztétikai korlátokat szem előtt tartva.

FRP betétes betonszerkezetekre jelenleg még nincs általánosan elfogadott szabványszintű előírás. Ennek kifejlesztése a témával foglalkozó szakemberek számára elsődleges fontosságú. Egyes témakörökre már születtek javaslatok, sőt nemzetközi projektek is foglalkoznak az FRP betétes betonszerkezetek szabványosításának kérdésével. A *fib*, az ACI és a JCI folyamatos munkabizottságokat tart fenn az FRP betétes betonszerkezetek szabványosítási kérdéseire.

7. ALKALMAZOTT RÖVIDÍTÉSEK

AFRP	Aramid Fibre Reinforced Polymer = aramid szálerősítésű polimer
CFRP	Carbon Fibre Reinforced Polymer = szénszálerősítésű polimer
GFRP	Glass Fibre Reinforced Polymer = üvegszálerősítésű polimer
<i>fib</i>	Fédération internationale du béton = Nemzetközi Betonszövetség
ACI	American Concrete Institute = Amerikai Beton Intézet
JCI	Japan Concrete Institute = Japán Beton Intézet

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szerzők ezúton is köszönetet mondanak az Országos Tudományos Kutatási Alapnak, a T 032 525 kutatási program anyagi támogatásáért.

9. HIVATKOZÁSOK

- Abdelrahman, A. A. – Rizkalla, S. H. (1997) "Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon-Fiber-Reinforced-Plastic Bars", *ACI Structural Journal*, July-August 1997, pp. 447-457.
- ACI (1997) "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 3 – Use of Concrete in Buildings – Design, Specifications and Related Topics, ACI, Detroit, USA, 1997
- ACI Committee 440 (1996) "State of art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures", (ACI 440R-96), ACI, Detroit, USA, 1996
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000a) "Betonszerkezetek korrózióálló betétekkel", TARTÓK 2000 – VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia, *Konferenciakiadvány*, Budapest, 2000. május 25-26., pp. 321-333.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000b) "Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hidépítésben", *Vasbetonépítés*, II. évf. 2. szám, 2000/1, pp. 45-52.
- Balázs, G. L. – Borosnyói, A. (2001a) "Long term behavior of FRP", *Proceedings of the International Workshop Composites in Construction: A Reality*, Capri, Italy, ASCE – CI, pp. 84-91.
- Balázs, G. L. – Borosnyói, A. (2001b) "Prestressing with CFRP Tendons", *Proceedings of the UEF International Conference on High Performance Materials in Bridges and Buildings*, July 29 – August 3, 2001, Kona, Hawaii

- Balázs, L. Gy (1993) "Cracking Analysis Based on Slip and Bond Stresses", *ACI Materials Journal*, July-August 1993, pp. 340-348.
- Bergner, H. (1997) "Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 482, 1997
- Bigaj, A. J. (1999) "Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs", *PhD Thesis*, Delft University Press, 1999
- Borosnyói A. – Balázs L. Gy. (2002) "Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban", *Vasbetonépítés*, IV. évf. 4. szám, 2002/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A. – Balázs L. Gy. (2004) "Szálerősítésű polimerrel (FRP) feszített betonelemek tervezési kérdései", *Vasbetonépítés*, VI. évf. 3. szám, 2004/3, pp. 87-94.
- CEB (1985) "Design Manual on Cracking and Deformations", CEB Bulletin, Ed. Favre, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1985
- CEB-FIP (1993) "CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code", Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, London, 1993 (CEB Bulletin d'Information No. 213/214.)
- CEN (1991) "Eurocode 2: Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings", European Prestandard ENV 1992-1-1, Dec 1991
- Joh, O. – Wang, Z. – Goto, Y. (1997) "Experimental Study on Bond Cracking Performance of FRP Reinforced Concrete", *Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3)*, Vol. 2., Sapporo 1997., Japan Concrete Institute, pp. 431-438.
- Zou, X. W. – Gowripalan, N. – Gilbert, R. I. (1997) "Short Term Behaviour of Concrete Beams Prestressed with CFRP Tendons", *Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3)*, Vol. 2., Sapporo 1997., Japan Concrete Institute, pp. 743-750.

Dr. Borosnyói Adorján okl. építőmérnök, PhD, egyetemi adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerősítésű anyagokkal. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 "Használhatósági határállapotok" munkabizottság tagja.

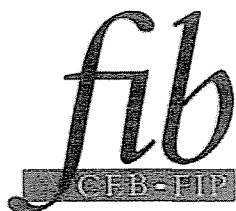
Dr. Balázs L. György okl. építőmérnök, okl. mérnöki matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acél anyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A *fib* TG 4.1 "Használhatósági határállapotok" munkabizottság elnöke, további *fib*, ACI és RILEM bizottságok tagja. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. A *fib* Presidium tagja.

SERVICEABILITY ASPECTS OF CONCRETE MEMBERS PRESTRESSED WITH FRP

Dr. Adorján Borosnyói - Dr. György L. Balázs

For concrete members reinforced or prestressed with FRP reinforcement governing parameters of design are often the requirements on serviceability limit states owing to the relatively low Young's modulus of CFRP – minor to that of steel. Evaluation of deflections and crack widths need accurate, however, simple methods. Due to the linear elastic reinforcing material bilinear load vs. deflection responses can be observed under service loads that can be modelled in a simple way. On the other hand, due to different surface configurations of FRP reinforcements the cracking behaviour can be also different from that of conventional RC/PC members.

Design of FRP reinforced or prestressed members can be based on the conventional way of design of reinforced concrete members, however, special considerations are needed to bond, cracking, deflection, minimum cover, minimum reinforcement, thermal effect, ductility and failure mode. Due to the lower Young's modulus, the strain of CFRP reinforcements in the cracked section would be greater. It may influence both crack widths and tension stiffening. For the calculation of deflection of FRP reinforced flexural members conventional methods can be used, however empirical parameters have to be determined from experiments to take into account bond characteristics and Young's modulus for each type of FRP reinforcement. Parameters of flexural crack pattern (crack spacing and crack width) are influenced mostly by the bond characteristics of reinforcement. Therefore, ordinary methods can be used for the calculation of crack widths introducing always empirical parameters that are determined from experiments to take into account bond characteristics of FRPs.



SYMPOSIUM KEEP CONCRETE ATTRACTIVE

23-25 May 2005, Budapest, Hungary

21	<i>fib</i> Council + Steering Committee
Sat.	meetings (only on invitation)
22	<i>fib</i> Technical Activity Workshop
Sun.	including presentation of <i>fib</i> Diplomas for younger engineers (participation is free of charge)
23	9:00 Opening Session
Mon.	p.m. Technical Sessions
24	a.m. Technical Sessions
Tue.	p.m. Technical Sessions
25	a.m. Technical Sessions
Wed.	p.m. Technical Sessions + Closing Session

Concrete is an attractive structural material. Just think on its constructability, unlimited form, economy and aesthetics. The *fib* Symposium "Keep Concrete Attractive" intends to summarize all aspects of its attractiveness.

Abstracts submitted show a very strong interest on the Symposium. Almost 250 Abstracts were submitted from 41 countries of 5 continents (*Algeria, Argentina, Australia, Austria, Belarus, Belgium, Brazil, Canada, China, Croatia, Czech Rep., Egypt, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, India, Iran, Italy, Japan, Korea, Lebanon, Netherlands, New Zealand, Pakistan, Poland, Portugal, Romania, Russia, Serbia and Montenegro, Slovakia, Slovenia, Sweden, Switzerland, Taiwan, Thailand, Turkey, UK, Ukraine, USA*).

Following keynote speakers will promote the success of the Symposium:

Topic 1 Attractiveness of concrete structures

Prof. Hugo Corres Peiretti

Prof. Jun Yamazaki

Mr. Jean-Philip Fuzier

Topic 2 Innovative materials and technologies for concrete structures

Prof. Joost Walraven

Topic 3 Modelling of structural concrete

Prof. Peter Marti

Topic 4 Sustainable concrete structures

Dr. Steen Rostam

Topic 5 Prefabrication

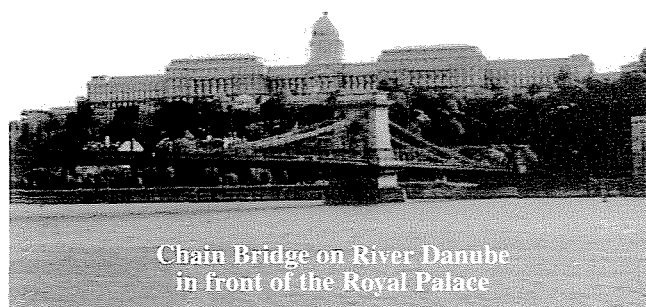
Mr. Gunnar Rise

Topic 6 Fire design of concrete structures

Mr. Niels Peter Høj

Budapest:

Budapest is the capital of Hungary in the heart of Europe, city which is beautifully situated on both sides of the Danube River has a history dating back over 2000 years. Its main characteristics reflect the atmosphere of the end of the 19th century when the millennium of the Hungarian State was celebrated. As Budapest is a traffic junction in Eastern Central Europe, it can be easily reached by air, train, car or hydrofoil. May is generally pleasant and sunny in Hungary with



occasional short periods of rain. Temperature ranges from 15 to 25°C.

View from the Symposium Venue

Symposium Venue:

The Symposium Venue is located in the heart of Budapest, at the Central Building of the *Hungarian Academy of Sciences*, with an amazing view of the Danube river bank and the hills of Buda.

Address: H-1051 Budapest, Roosevelt tér 9.

Social events:

For delegates, younger delegates and accompanying persons interesting and pleasurable events will be organized.

Accompanying Persons' Programme:

Monday: Opening Session + guided visit in Budapest, Tuesday: one day trip to the spectacular Danube bend North of Budapest, Wednesday: visit of the Parliament + Closing Session

Post-Symposium tours:

Post-Symposium tours are offered on the Symposium homepage.

Symposium Secretariat:

"Keep Concrete Attractive" Symposium Secretariat
Hungarian Group of *fib*

c/o Budapest Univ. of Technology and Economics

H-1111 Budapest, Muegyetem rkp. 3.

Phone: +36-1-463 4068 Fax: +36-1-463 3450

e-mail: fibSymp2005Budapest@eik.bme.hu

website: www.eat.bme.hu/fibSymp2005

Registration forms, hotels, accompanying persons' programmes, other information:

www.eat.bme.hu/fibSymp2005

BÚCSÚ ULLRICH ZOLTÁNTÓL (1937 – 2004)



Néhány napja kaptuk a megrendítő hírt, hogy kollégánk és atyai barátunk, Ullrich Zoltán életének 67. évében több esztendő nehéz, nagy türelemmel és lelki erővel viselt betegsége után 2004. október 29-én elhunyt. Bár mi, munkatársai mindannyian tudtuk, hogy milyen súlyos betegséggel küzd hosszú ideje hősiesen – és az utóbbi időkben néha láthattuk rajta a fizikai fáradtság, levertség jeleit is – mégis megdöbbentett bennünket a hír. Halála előtt szinte az utolsó pillanatig dolgozott köztünk cégünk kollektívájának legrégebbi, hasznos tagjaként, és jó kedélye, kiegyensúlyozott nyugalma mindvégig töretlen maradt. Ő valóban megmutatta nekünk saját példájával, hogy igaz lehet a sokszor közhelyként hangoztatott mondás, amely szerint ha az ember lelke erős, akkor a testi szenvedés nem gyűrheti le.

Ullrich Zoltán 1937-ben született Budapesten. Édesapja példáját követve műszaki pályára készült, előbb a Kvassay Építőipari Technikumban tanult és érettségizett, majd tanulmányait a Műegyetemen folytatta, ahol 1961-ben általános mérnöki oklevelet szerzett. Már az egyetem megkezdése előtt, nyári gyakorlatként dolgozni kezdett a KÉV-METRÓ vállalatnál, ahová a diploma megszerzése után immár pályakezdő mérnökként tért vissza, és ez maradt az első és egyetlen munkahelye halála napjáig. A cég neve, tulajdonosa, körülményei időről időre többször változtak, de ő mindvégig a folytonosságot képviselte 43 éven át.

Már kezdő mérnökként eljegyezte magát az akkoriban meginduló metró építésével, és halála előtt is egy egy ilyen tárgyú tenderen dolgozott. Munkája eredményét láthatjuk a Kelet-nyugati és a Észak-déli metróvonalak alagútjait és állomás műtárgyainál és felsorolhatatlanul sok más mélyépítési műtárgynál. A ranglétrán fokozatosan emelkedve eleinte a mélyvezetési metróépítés különböző területein dolgozott munkahelyi mérnökként és szakvezetőként, majd technológusként. Később az itt szerzett tapasztalatokat hasznosítva előkészítő mérnökként

majd csoportvezetőként, osztályvezetőként a metróépítési munkák műszaki előkészítésével foglalkozott. 1977-ben posztgraduális gazdasági mérnöki diplomát is szerzett és ezirányú ismereteit hasznosítva vállalkozási főmérnökként vett részt a vállalat irányításában. A rendszerváltás után, az új keretek közt is azonnal feltalálta magát, nélkülözhetetlen munkát végzett az átalakulás műszaki-gazdasági szervezésében a cég főmérnökeként. 2000-ben nyugdíjba vonult, ezt azonban kevesen vehették észre, mert munkáját változatlan intenzitással folytatta nyugdíjaként is. Az ő nevéhez fűződött ekkortól a cég minőségbiztosítási rendszerének felépítése és bevezetése majd irányítása egészen haláláig. Szakmai munkája mellett mindig szeretettel és türelemmel foglalkozott a fiatal műszakikkal is, tapasztalataival, tanácsaival segítette a munkába lépő újabb és újabb generációkat. Ő fogta össze és koordinálta a cégnél a nyári gyakorlaton résztvevő egyetemista és főiskolás hallgatók munkáját is.

Számos szakmai szervezetnek volt tagja, magánemberként és a cég képviselőjeként is részt vett a *fib*, a KTE, az Alapozó Vállalkozók Szövetsége, a Mérnöki Kamara, a Magyar Metró Társaság, az Egyesület a Földalatti Terek Hasznosítására munkájában.

Mindig nagy szeretettel beszélt családjáról, feleségéről, fiáról és leányáról majd idővel öt unokájáról, akik a biztos, nyugodt családi háttérrel jelentették számára. Bár ő szinte sosem hozta szóba, akik jól ismerték tudhatták, hogy több ökomenikus és karitatív szervezetben is sokat dolgozott mások javára, mély és őszinte vallásos meggyőződésének megfelelően. Személyiségétől, habitusától távol állt a látványos sikerek vagy anyagi előnyök kergetése, csendben tette a dolgát saját belső értékrendjének megfelelően.

Szakmai és emberi teljesítménye példaként áll előttünk, hiányát nap mint nap érezzük, emléket megőrizzük.

Meszlényi Zsolt

DR. TARICZKY ZSUZSÁNNA KÖSZÖNTÉSE SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



1939. december 13-án Budapesten született. 1958-ban jeles eredménnyel a Budapesti Fazekas Mihály Gimnáziumban érettségizett, majd diplomát szerzett a Budapesti Műszaki Egyetem Építésmérnöki Karának esti tagozatán 1969-ben. 1978-ban a Budapesti Műszaki Egyetem Építőipari Minőségvizsgáló szakmérnök szakán Szakmérnöki diplomát szerzett, majd a nagyszilárdságú helyszíni betonok technológiai kérdéseiről készített disszertációját 1982-ben védte meg.

1962–1970 között az Építéstudományi Intézet minősítő tagozatán, majd jogutódjánál az Építőipari Minőségvizsgáló Intézet Anyagvizsgáló Osztályán dolgozott, mint kutatási segéderő, majd vizsgáló mérnök.

1970–1972 között a Vízügyi Építő Vállalat külön kérésére a Tisza II. Építkezésen laborvezető technológusként dolgozott, majd még két üzemelő betongyár működtetése volt a feladata.

1972. augusztusában a Hidépítő Vállalathoz került, hogy szervezze meg a vállalat minőségellenőrző rendszerét. Jelenlegi jogutódjánál, mint a Hidépítő Részvénytársaságnál, mint műszaki főtanácsos dolgozik. Munkája személyek oktatása e speciális terület ismereteire, irányítás, betontechnológiák készítése, az előállító üzemek ellenőrzési rendszerének kialakítása, kapcsolattartás.

Legnagyobb munkái a hidépítés helyszínen előregyártott hídtagoknak, a magyarországi szabadon szerelt-, szabadon betonozott-, és betolt technológiájú hídjaihoz betontechnológia kidolgozása.

Foglalkozott a beton lemezek vákuumkezeléssel történő bedolgozásával és a Metro I-II. szakasz vízzáró betonjaival.

Mivel a Hidépítő Részvénytársaság fő tevékenysége vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek építése, kidolgozta a betonüzemek alkalmasságának felméréséhez egy felmérő adatlapot, mely tartalmazza a szállító minden fontos információját, tevékenységét.

Figyelemmel kísérte az alapanyag szállítók termékeinek minőségét.

A cég minőségellenőrzési tevékenységét az általa kidolgozott minőségellenőrzési tervgyűjtemény segíti.

Tartja a kapcsolatot a szakmai laboratóriumokkal, néhány évig a NAT auditoraként is dolgozott.

Az MSZT Cement és Beton Műszaki Bizottságában képviseli a Hidépítő Részvénytársaságot, ill. a Magyar Betonszövetséget.

Szakmai munkájának tapasztalatait oktatás, cikkek és előadások keretében ismertette.

Oktatások:

- hidépítő szakmunkás, művezető-, minőségellenőrök-, vezetőink tovább képzése
- KPM KIG laboráns és asszisztensképző,
- cementgyárak, betonüzemek részére betontechnológia ismertetése,
- a Magyar Betonszövetség felkérésére előadások.

Az 1977-ben, Kassán rendezett feszített vasbeton konferencián német nyelven tartotta előadását az első magyarországi szabadon szerelt híd kivitelezését megelőző kísérleti munkájáról.

1981-ben a VI. Nemzetközi Melment – Symposiumon Münchenben tartott előadást a Melment L 10 betonadalékszer alkalmazásáról és az első magyarországi szabadon betonozott hídról.

Szakmai tapasztalatait 1969. óta rendszeresen publikálta (Építés – Minőség, Égszi gyorsjelentés, Beton újság, Vasbetonépítés, Építési piac, Hidépítők lapja.)

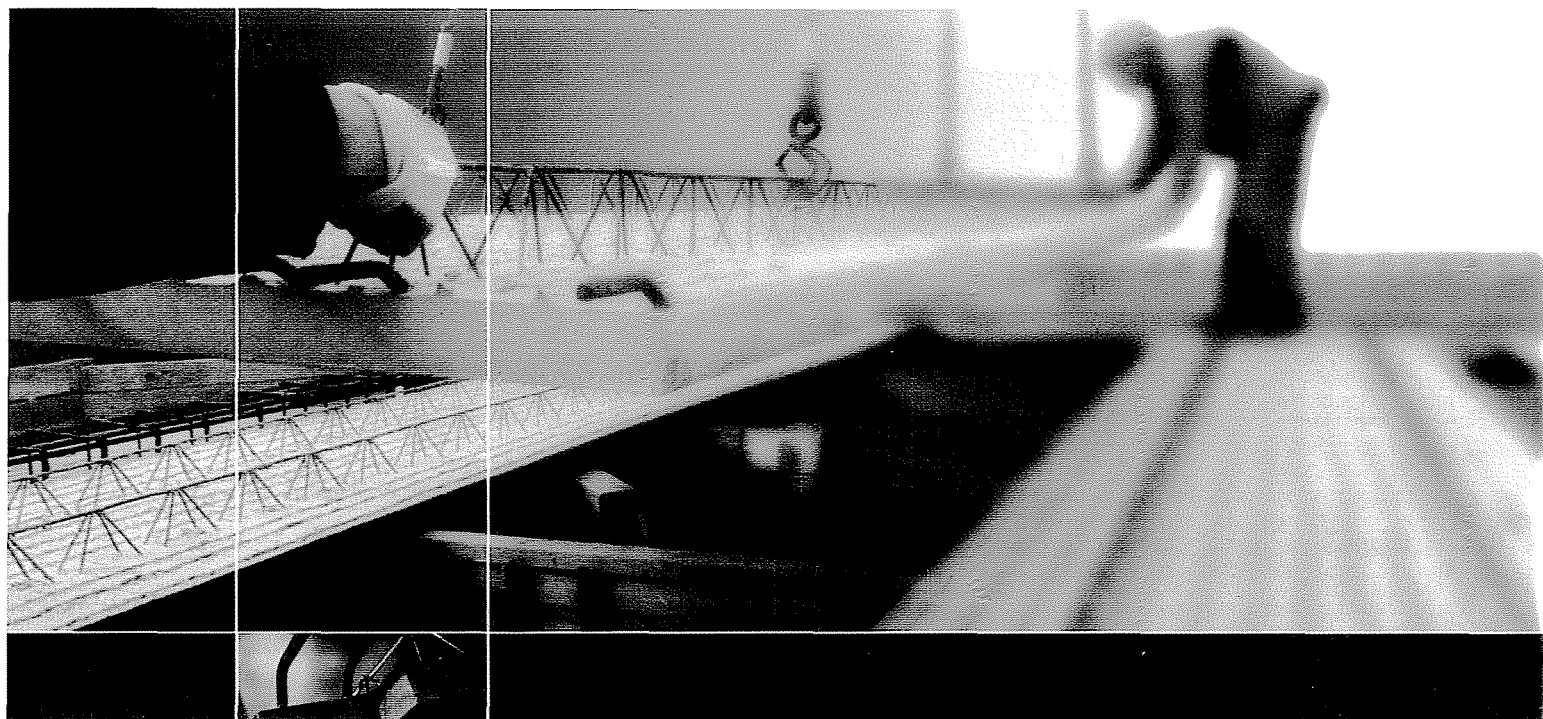
Szakmai szövetség belső tagságok: a *fib* Magyar Tagozata, KTE Mérnöki szerkezetek szakosztálya, Szilikátipari Tudományos Egyesület, Magyar Betonszövetség.

Születésnapja alkalmából további sikereket és jó egészséget kívánunk.

B. L. Gy.

Profipanel Födémrendszer

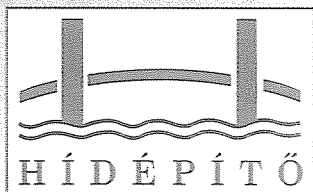
MEGOLDÁS MAGAS SZINTEN



A Profipanel födemelem előregyártott vasbeton kéregpanel, amelyből monolitikus felbetonnal vasbeton födém készíthető, amely

- műszakilag és statikailag a monolit vasbeton födémmel azonos megoldás,
- változatos geometriai alakzatok megvalósítását teszi lehetővé.
- Gyors, rugalmas kiszolgálása szükségtelessé teszi a tárolást, mivel a megadott beemelési időre érkeznek a panelek az építkezés helyszínére.
- Beépítése a szokásos 16 művelet helyett csak 10 műveletből áll, így 53 %-os munkaidő megtakarítás érhető el.
- Szélessége 2,40 méterig, hosszúsága 10,00 méterig terjedhet, vastagsága a terhelési adatok, és a méret függvényében 5,0 illetve 6,0 cm, azaz a termék tág teret biztosít az építészeti ötletek megvalósításának.
- A födém alsó felülete, a gyártás során használt acélzsálynak köszönhetően, nem igényel vakolást, ezzel a legköltségesebb és legnehezebb feladat spórolható meg.

További információ kérhető
a Wienerberger Téglaiipari Rt.
információs vonalán (1) 464-7526
vagy a www.wienerberger.hu honlapon
illetve a profipanel@wienerberger.hu e-mail címen.



1138 Budapest, Karikás Frigyes u. 20.
Levélcím: 1371 Budapest 5 Pf.: 458
Telefon: 465-22-00 • Fax: 465-22-22
e-mail: vig@hid.hu

