

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**

CCC 2007

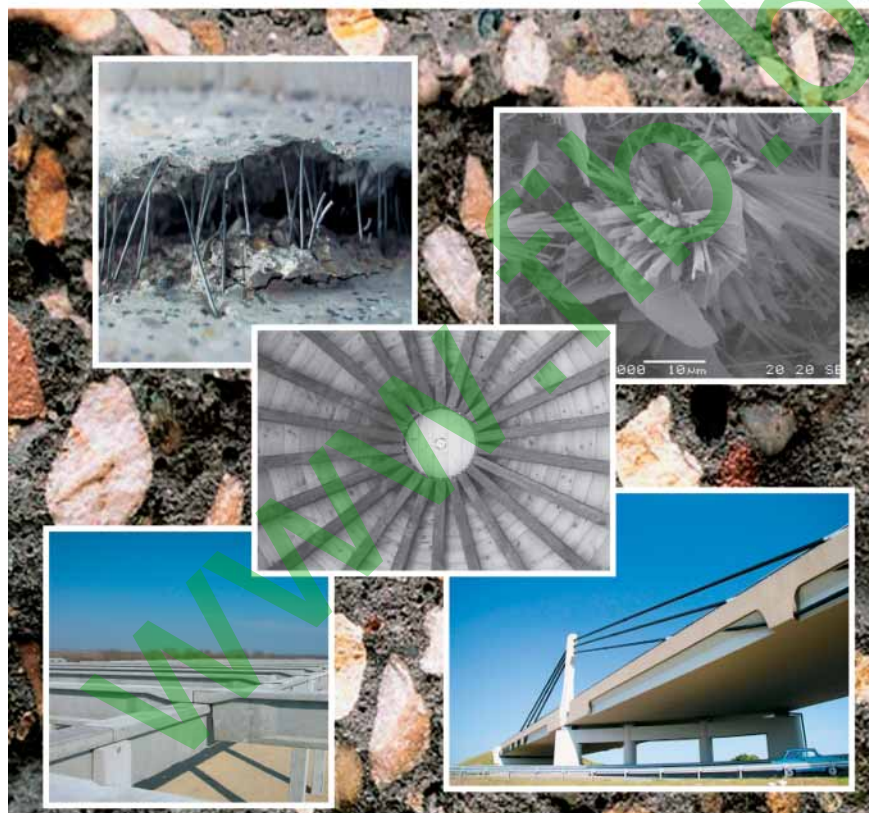
First Announcement and
Call for PapersCentral European
Congress on
Concrete Engineering

VISEGRÁD 2007

Hungary



FOUNDING MEMBERS

The 3rd Central European Congress on Concrete Engineering

Innovative materials and technologies for
concrete structures

Lontai András – Nagy András –
Mihalek Tamás

**Az M7 autópálya szakaszos
előretolással épült hídjai**

34

Dr. Balázs L. György –
Dr. Kausay Tibor

**Betonkészítés beton- és
téglahulladék újrahasznosí-
tásával**

1. Újrahasznosított
adalékanyagok

38

Dr. Erdélyi Attila – Csányi Erika –
Dr. Kopeckó Katalin –
Dr. Borosnyói Adorján –
Fenyvesi Olivér

**Acélszálás betonok
tönkremenetele: fagyasztás
– olvasztás és sózás**

1. Tudományos háttér, mód-
szerek összehasonlítása

45

Fehérvári Sándor

**Alagúttüzek hatása a beton
falazatra**

56

**Második évtizedébe lépett
az ÉPKO**

63

SZEMÉLYI HÍREK

Dr. Magyarai Béla

65. születésnapjára

64

Two fib medals

64

**Új anyagok és technológiák
a vasbetonépítésben
2007. szeptember 17-18.
Visegrád**

2007/2

IX. évfolyam, 2. szám

VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat
a *fib* Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES

Journal of the Hungarian Group of *fib*

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Belzúsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia
Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1218 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4872 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 180 000 Ft+áfa

belső borító: 140 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlap:

„Új anyagok és technológiák”

Kongresszus

Készítette: Dr. Borosnyói Adorján

TARTALOMJEGYZÉK

34 Lontai András – Nagy András – Mihalek Tamás
**Az M7 autópálya szakaszos előretolással
épült hídjai**

38 Dr. Balázs L. György – Dr. Kausay Tibor
**Betonkészítés beton- és téglahulladék
újrahasznosításával**

1. Újrahasznosított adalékanyagok

45 Dr. Erdélyi Attila – Csányi Erika – Dr. Kopeckó Katalin
– Dr. Borosnyói Adorján – Fenyvesi Olivér
**Acélszálás betonok tönkremenetele:
fagyasztás – olvasztás és sózás**

1. Tudományos háttér, módszerek összehasonlítása

56 Fehérvári Sándor
Alagúttüzek hatása a beton falazatra

63 **Második évtizedébe lépett az ÉPKO**

64 SZEMÉLYI HÍREK

Dr. Magyarai Béla 65. születésnapjára

64 **Two fib medals**

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Swietelsky Építő Kft., DDC Kft., ÉMI Kht.,
Hídépítő Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hidtechnika 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

AZ M7 AUTÓPÁLYA SZAKASZOS ELŐRETOLÁSSAL ÉPÜLT HÍDJAI



Lontai András



Nagy András



Mihalek Tamás

Az M7 autópálya Zamárdi – Balatonszárszó – Ordacsehi közötti 34,3 km hosszú szakaszán számos híd épült – az egyszerű cső-áteresztől kezdve, a monolit és előregyártott tartós alul- és felüljárókon át a kisebb völgyeket áthidaló szekrényes keresztmetszetű, feszített vasbeton hidakig. Ez utóbbiak építéséről adunk rövid tájékoztatás ebben a cikkben.

Kulcsszavak: szakaszos előretolás, betoló csőr, pillérek, centrikus feszítés, szabadkábelek

1. BEVEZETÉS

Az M7 autópálya balatoni szakaszán az 1870 m hosszú, szabadbetonozással épített köröshegyi völgyhíd mellett négy kisebb völgyhíd is készült, szakaszos előretolási technológia alkalmazásával.

A 2005-ben átadott Balatonszárszó-Ordacsehi szakaszon két völgyhíd épült: az „S16” (1. és 2. ábra) és az „S27”. A 2007-ben elkészülő Zamárdi-Balatonszárszó szakaszon is két hidat építettek: az „S7” és az „S14”



1. ábra: S16 elkészült híd

2. A SZAKASZOS ELŐRETOLÁSOS ÉPÍTÉSI TECHNOLÓGIA RÖVID ISMERTETÉSE.

Ennél az építési módszernél az egyik hídfő mögött egy ún. gyártópádat alakítunk ki (2. ábra). Itt a felszerkezet geometriájának megfelelő zsaluzatot építünk. A híd minden betonozási egysége ebben a zsaluzatban készül el és emelő-toló sajtó segítségével kerül a végleges helyére. Mialatt a felszerkezet a gyártópadból a végleges helyére csúszik, minden keresztmetszetnek lesz olyan helyzete, mint amikor támasz felett van, de olyan is, amikor mezőközépen. Ezért az alsó és a felső vasbeton lemezben is feszítést alkalmazunk, hogy negatív és pozitív nyomatékokra is megfeleljen. A feszítőkábeleket úgy helyezük el, hogy a feszítőerő eredője a keresztmetszet súlypontjában legyen.

A technológia fontos eleme a szerelőcsőr. Ez egy acél tartószerkezet, amit a híd első elemére rögzítünk. Az acélszerkezetnek kisebb az önsúlya a vasbeton hídnál képest, így a betolás alatt csökkenteni lehet a hídszerkezet elején kialakuló



2. ábra: Gyártó pad és betoló csőr az S16 hídnál

nyomatékokat. Amikor a híd eléri a végleges helyét, a csőrt le kell szerelni.

Az építési egységek hossza általában a nyílás hosszának a fele. A szakaszos előretolási technológia alkalmazásának előnye, hogy ugyanazok a folyamatok sokszor ismétlődnek, így jól szervezhető. Egy zöm építésének ideje 7 nap lehet.

Az alépítményeket is fel kell készíteni a technológiára. A saruzsámolyok helyén csúszkákat kell kialakítani. A csúszkák tetején teflon lemez található, ami lehetővé teszi, hogy a híd a tolóerő hatására átcsússzon rajta, miközben a függőleges terhekre támaszkodik.

3. „S7”, „S14” ÉS „S16” JELŰ VÖLGYHIDAK

3.1 A hidak általános adatai

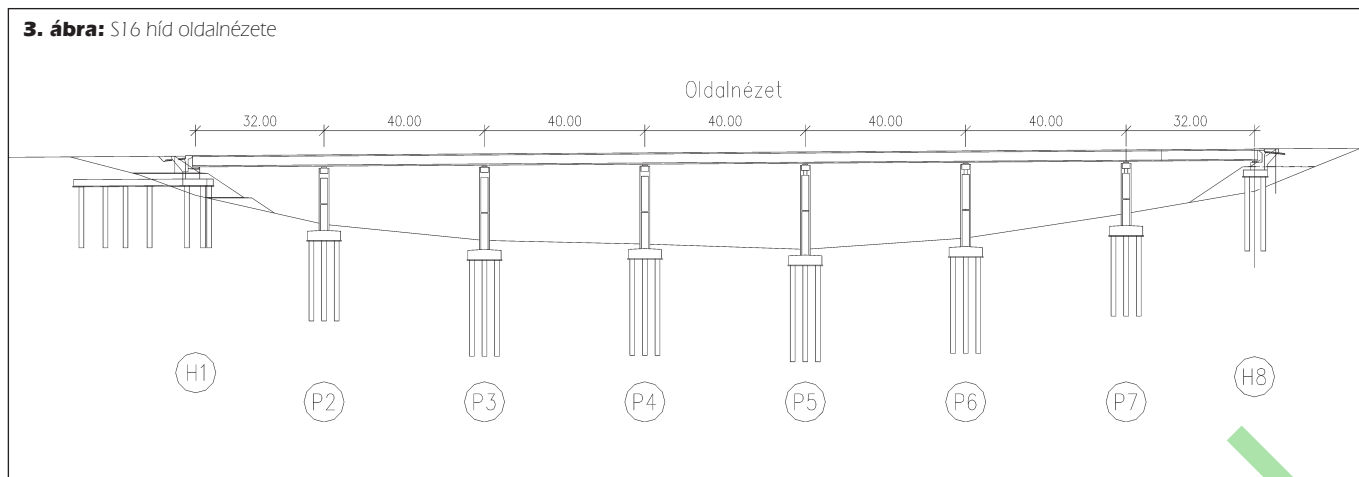
Mind a három híd szerkezeti rendszere azonos. Egymástól függetlenül épülő egycellás, feszített vasbeton felszerkezet vezeti át az autópálya jobb és bal pályáját a völgy felett (3. ábra).

Az 1. táblázatban összefoglaljuk a völgyhidak alapadatait.

3.2 Alapozás

A hidak hídfőit és pilléreit Ø1200 átmérőjű fűrt vasbeton cö-

3. ábra: S16 híd oldalnézete



löpökkel alapoztuk. A cölöpöket vasbeton összefogó gerendák dolgoztatják együtt. A cölöpök végleges hosszát a próbatérhések eredményei után határoztuk meg.

3.3 Alépítmény

A híd két végénél a hídfők kialakítása eltérő a szereléstechnológia miatt. A betolás szempontjából biztonságosabb hegynek felfele tolni, mert így nem áll fent annak a veszélye, hogy a híd elindul a lejtőn. Ezért az alacsonyabb hídfőnél alakítjuk ki a tolotámaszt és a gyártópadot. Ezen a hídfőn vannak a hidak fix támaszai is, mert így a gyártópad cölöpjeit a végállapoti vízszintes erők felvételére is felhasználhattuk.

A hidak pillérei is egycellás vasbeton szerkezetek. A pillérek fejgerendájának kialakításánál figyelembe kell venni a technológia miatt szükséges helyigényeket. Itt kell elhelyezni betolás közben a csúszkát, és helyet kell biztosítani a sarura helyezéskor működtetett emelősjátóknak is.

3.4 Felszerkezet

A felszerkezetek egycellás, feszített vasbeton szekrénytartók. A hidak többszámú gerendák. A kocsi pályák 2,5 %-os keresztirányú esésben vannak. A felszerkezet hosszirányban gyártási



4. ábra: S16 híd keresztmetszete

1. táblázat: A völgyhidak adatai

Név	Hossz [m]	Támaszköz [m]	Szélesség [m]	Szerkezeti magasság [m]	vonavezetés	Magassági vonavezetés
S7	166	17+3x36+19	14,38	2,5	egyenes	em 2,5%
S14	304	32+6x40+32	16,15	2,8	3000 m bal ív	es 2,4 %
S16	264	32+5x40+32	16,15	2,8	egyenes	em 0,61%

egységekre van osztva az építéstechnológiának megfelelően.

A szerelés közbeni igénybevételekre az alsó és felső lemezben párhuzamos 15 pásmás feszítőkábeleket, a végállapoti igénybevételekre külső feszítést, 4 x VT-CMM 04-150-es kétszer extrudált kábeleket alkalmaztunk (4. ábra).

4 „S27” JELŰ VÖLGYHÍD

4.1 Általános adatai

Az S27 jelű műtárgyban az osztott útpályás kialakításnak megfelelően egymás mellett két hídszerkezet épült – keresztmetszete eltér az előző hidakétól. Az autópálya ezen a szakaszon $R_j = 1500$ m sugarú jobb ívben egy völgy felett halad. A műtárgyak a magassági vonalvezetés szerint $R = 25\ 000$ m-es homorú ívben fekszenek.

Az autópálya tervezési sebességének megfelelően a pálya 6%-os egyirányú keresztelésben épül (5. ábra). Az alkalmazott vízszintes sugár miatt a vezetés-biztonsági előírások szélesített hídszerkezet tervezését írták elő. A két híd teljes szélessége: 23,08 ill. 23,58 méter.

A híd támaszközei az autópálya tengelyében $32,0 + 3 \times 40,0 + 32,0$ m., teljes hossza: 184 m. A pillérek sugárirányban helyezkednek el.

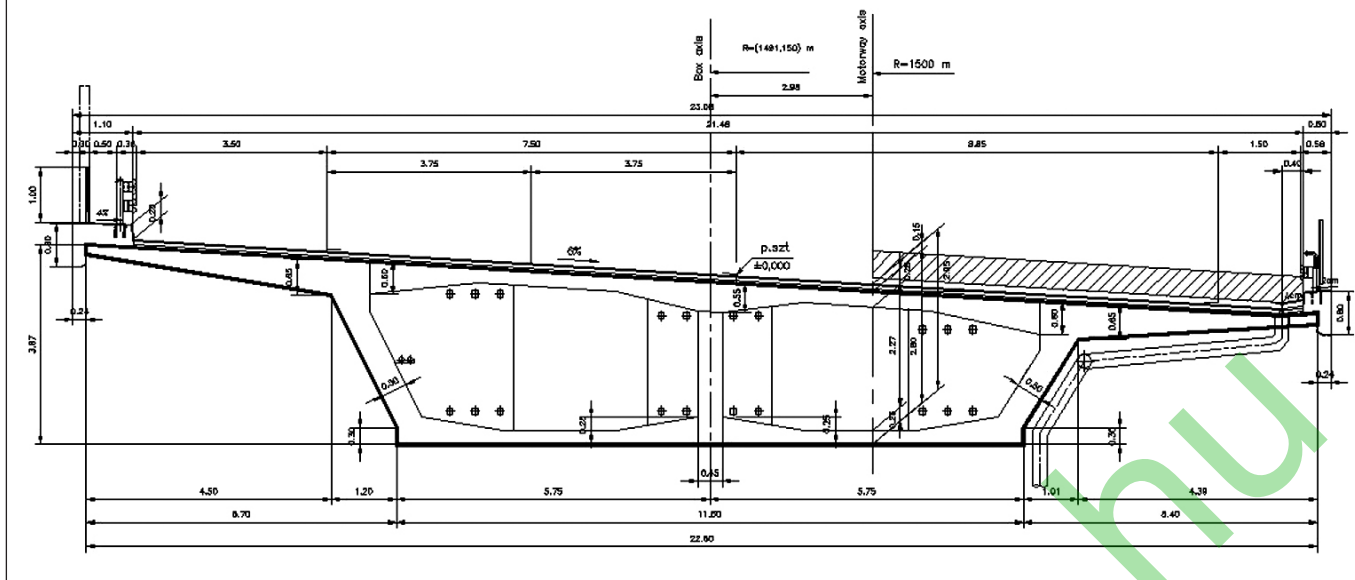
A felszerkezet szerkezeti magassága az autópálya tengelyében 15 cm burkolattal 2,95 m.

4.2 Alapozás

A völgyhíd hídfőit $\varnothing 1200$ mm, a pilléreket $\varnothing 1500$ mm átmérőjű fúrt vasbeton cölöpökkel alapoztuk. A cölöpalapozás néhány adata:

A H1 hídfőnél 11-11 db cölöp készült két sorban, a H6 hídfőnél 14-14 db cölöpöt, három sorban helyeztünk el. A cölöpök felett 2,50 méter vasbeton összefogó lemeztömb készült. A fenti cölöpelrendezést alkalmazva fokozatos közelítéssel határoztuk meg a szükséges cölöphosszakot, ezzel lehetővé tettük a híd támaszainál azonos süllyedések kialakulását.

5. ábra: S27 híd keresztmetszete



4.3 Alépítmények

Hídfők

A hídfőknél a cölöpöket összefogó lemeztömbre tömör felmenő falazat készült, ehhez csatlakoznak a töltést lezáró szárnyfalak. A H1 és a H6 jelű hídfőn D160 típusú, gumiprofil betétes vízzáró dilatációs szerkezetet terveztünk.

Pillérek

A pillérek felmenőfalai állandó keresztmetszetű, üreges kialakítású, kétcéllás zárt dobozok. A külső rövidfalak 40 cm, a hosszfalak és a közepső harántfal 30 cm vastagok.

A pillértestek 5,2 m-es szakaszokban kúszó zsaluzattal készültek. A pillértestekben egy közbenső vasbeton lemezt helyeztünk el. Feladata az üreges pillér merevségének növelése volt.

A támaszoknál mindhárom borda alatt MAURER típusú fazéksarukat terveztünk. A magas bordák alatt egyirányban mozgó saruk vannak, a másik két borda alatt kétirányban elmozduló saruk találhatóak.

4.4 A felszerkezet statikai és szerkezeti rendszere

A felszerkezet egyszekrényes, kétcéllás, ferde szélső bordás, két oldalon konzolokkal kialakított keresztmetszettel készült. A gyártási technológia célszerűsítése érdekében a két felszerkezet – bal-, és a jobb szekrény – azonos sugarú ívben fekszik.

Mindkét híd ötnyílású, többtámaszú, folytatólagos, feszített vasbeton felszerkezet. Az építés szakaszos előretolással technológiával történt.

Az előretolás után a gyártórészen újabb szakasz készült el és ezt hozzáfeszítettük az előretolt szerkezethez. A híd helyére érkezése után helyeztük el a végleges hídsarukat

A szakaszos előretolás során ún. centrikus feszítést alkalmaztunk a szerkezet alsó és felső lemezében és a konzollemezben.

Egy feszítőkábel 19 db 0,6"-os pászmból áll (6. ábra). Ezt a kábelt feszítés után kiinjektáltuk. A végleges helyére tolt szekrénytartón - a használati terhek okozta igénybevételek fel-



6. ábra: S27 híd feszítése

vételére - további ún. szabad-kábeles feszítést is alkalmaztunk. E kábelek 4 – 4 db VT-CMM 04-150 típusú, kétszer extrudált pászmaötegből állnak.

A támaszok fölé kerülő zömök áttört keresztartóval vannak merevítve. Ezek a keresztartók egyúttal a szabadkábelek felső irányváltoztató helyei is. A szekrénytartó szélső bordái a támasz feletti szakaszon a jelentős nyíróerők miatt vastagabbak. Mindkét szekrénytartónál ezek a támasz feletti elemek azonos - L = 20,00 m - hosszúak.

A közbenső elemek a szekrény tengelyében a bal pályánál 20,079 m, a jobb pályánál 19,438 m hosszúak.

A nyílásközépre kerülő elemekben a centrikus feszítés lehorgonyzó bordáin kívül a szabadkábelek részére két darab alsó irányváltoztató borda is készült.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az M7 autópálya balatoni szakaszán négy feszített vasbeton, betolt völgyhíd készült. Ez a technológia lehetővé teszi, hogy gyorsan és költséghatékonyan építhessünk hosszú hidakat. Ezt a technológiát kb. 50 m nyílásig lehet jól alkalmazni.

A négy betolt híd kivitelezője:
Az S7, S14, S16 hidak tervezője
Az S27 híd tervezője:

Hídépítő Zrt.
Pont-TERV Zrt
Hídépítő Zrt

6. HIVATKOZÁSOK

- DSI-Dywidag System International: Dywidag bonded Post Tensioning Systems – Multiplane Anchorage (MA) (1998)
- Göhler, B (2000): Incrementally launched bridges (Design and Construction)
- VORSPANN TECHNIK GmbH (1993): „Externe Vorspannung” VTM-CMM System
- Wellner, P. Mihalek, T. (2000), „A magyar–szlovén vasútvonal völgyhídjai-3. A völgyhidak tervezése”, VASBETONÉPÍTÉS 2000/2, pp.53-61.

NEW BRIDGES ON M7 MOTORWAY IN HUNGARY CONSTRUCTED BY INCREMENTAL LAUNCHING TECHNOLOGY András Lontai - András Nagy - Tamás Mihalek

In this article we wrote about the main technical characteristics of four new bridges built on the M7 Motorway. The length of the bridges varies between 166 and 304 m, and the width between 14,38-23,58 m. The superstructures of the bridges are with one or two cell hollow-box girder (two with straight and two with curved axis). The bridges were constructed by means of incremental launching method.

The superstructures were produced on constructing decks behind the abutments in 18 (or 20) m units, and pushed towards the middle of the bridge to the final position.

The box-girders were reinforced by prestressing tendons led both in the upper and lower slabs, and with external tendons applied inside the box.

The substructures of the bridges consist of bored piles with the diameter 1200 and 1500 mm, RC pile-cap and pier-walls with rectangular cross section. On the top of the piers there are structural beams. During the building phases the pushing equipments, in the final stage the bridge bearings were placed on them.

Lontai András (1954) okl. szerkezetépítő mérnök. 1982-ben végzett a Budapesti Műszaki Egyetemen. Jelenleg a Pont-Terv Zrt. szakfőmérnöke. Részt vett számos nagy híd tervezésében, beleértve a Duna és a Tisza felett épült hidakat is. Fő szakterülete a különféle technológiával épülő utófeszített vasbeton hidak szerkezeti, valamint az acél és feszített beton nagyhidak technológia tervezése. A Magyar Mérnöki Kamara Hidász Szakosztályának és a **fib** Magyar Tagozatának tagja.

Nagy András (1973) okl. építőmérnök. 1998-ban végzett a Budapesti Műszaki egyetemen. Diplomamunkáját az Oszakai Műszaki Egyetem hídszerkezetek tanszékén készítette. 1998-tól a Pont-TERV Zrt munkatársa, irányító tervező. Fő szakterülete a vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezése. Részt vett több Duna és Tisza híd, és a Köröshegyi völgyhíd tervezésében.

Mihalek Tamás (1950) okl. szerkezetépítő mérnök. Tervezési pályáját a Hidépítő Vállalatnál kezdte, monolit és előregyártott gerendás hidak tervezése mellett technológiai tervezésben is részt vett. Jelenleg a Hidépítő Zrt. vezető tervezője. 1988-ban részt vett a Magyarországon először Berettyóújfaluban szakaszos előretolós technológiával épített híd tervezésében. 1996 óta irányításával tervezi a Hidépítő Zrt. Műszaki Osztálya a cég által épített beton hidakat. Vezető tervezője volt Magyarország legnagyobb feszített vasbeton vasúti hídjának, az 1400 m hosszú nagyrákosi völgyhídnak és az M7 autópályán épült 1870 m hosszú köröshegyi völgyhídnak is. Fő érdeklődési területei: a feszített vasbeton hidak tervezése, a szerkezeti anyagok lehetőségeinek és az alkalmazott építés-technológia hatása a szerkezetek működésére, ezek figyelembevétele az erőtani számítások során. A **fib** Magyar Tagozatának tagja.

BETONKÉSZÍTÉS BETON- ÉS TÉGLAHULLADÉK ÚJRAHASZNOSÍTÁSÁVAL

1. ÚJRAHASZNOSÍTOTT ADALÉKANYAGOK



Dr. Balázs L. György - Dr. Kausay Tibor

A *fib* Magyar Tagozata Beton- és Vasbetonépítési Műszaki Irányelvet dolgozott ki a bontási, építési és építőanyag-gyártási hulladék beton adalékanyagként történő újrahasznosítására. A cikk a műszaki irányelvet mutatja be, és a betonkészítéshez alkalmas beton- és téglahulladék tulajdonságaival, az újrahasznosított adalékanyagú betonok és betontermékek gyártásának és alkalmazásának műszaki feltételeivel foglalkozik.

Kulcsszavak: újrahasznosítás, beton, könnyűbeton, betonelem, adalékanyag, hulladék, törmelék, betontervezés, közetfizika

1. BEVEZETÉS

Magyarországon a hasznosítás szempontjából jelentős mennyiségű, figyelemre méltó, általában nem veszélyes építési, bontási és építőanyag-gyártási hulladék keletkezik, amelynek hasznosítását a környezetvédelemre tekintettel is elő kell segíteni. Az Országos Hulladékgazdálkodási Terv szerint a mainál lényegesen hatékonyabb hasznosítás érdekében „a hasznosítást és a megelőzést támogató jogszabályokat kell alkotni; el kell készíteni az építési és bontási hulladék kezelésének részletes szabályait; meg kell oldani a másodlagos nyersanyag minőségi (felhasználhatósági) osztályba sorolását; felül kell vizsgálni az építőipari, útépítési, építési szabványokat; a műszaki irányelveket, vizsgálati, minősítési módszereket módosítani kell; az állami és önkormányzati pályázatokban előnyben kell részesíteni a hasznosítható építési hulladék felhasználását...”

A bontási, építési és építőanyag-gyártási hulladékok újrahasznosításának egyik területe a betonok, vasbetonok, esetleg feszített vasbetonok készítése, amelyet az európai beton és adalékanyag szabványok ugyan támogatnak, de a hulladékok adalékanyagként, betonkészítéshez való újbóli felhasználhatóságának feltételeivel nem foglalkoznak. Az MSZ EN 206-1:2002 betonszabvány kimondja, hogy „az adalékanyagok lehetnek természetesek, mesterségesek vagy korábbi szerkezetekből újra hasznosított anyagok”. Az MSZ EN 12620:2003 betonadalékanyag (homokos kavics, kavics), MSZ EN 13139:2003 habarcs-adalékanyag (homok), MSZ EN 13043:2003 aszfalt-adalékanyag (zúzottkő), MSZ EN 13055-1:2003 könnyű adalékanyag termékszabványok érvénye is kiterjed a bontott, újrahasznosított adalékanyagokra. E termékszabványok szerint az olyan adalékanyagokat, amelyek alkalmazására nincs kellő tapasztalat (mint például a bontott adalékanyagokra), gondosan meg kell vizsgálni, és kedvező vizsgálati eredmény esetén is szükség lehet ezek mindenkor alkalmazási területére vonatkozó külön szabályozás elkészítésére. Ezek az adalékanyag termékszabványok az európai építési irányelvekkel (direktívákkal) való harmonizálást tárgyaló ZA.1 mellékletükben megjegyzik, hogy valamennyi adalékanyag követelményrendszere további követelményekkel kiegészíthető, például az európai szabvánnyal együtt érvényes nemzeti előírás alakjában. Meg kell jegyezni, hogy az MSZ EN 206-1:2002

betonszabvány nemzeti alkalmazási dokumentuma, az MSZ 4798-1:2004 szabvány sem tárgyalja a bontott, újrahasznosított adalékanyagok betonkészítéshez való felhasználhatóságának feltételeit, ezért ennek szabályozására sürgető feladat volt nemzeti szabályozást kidolgozni.

Ezek a körülmények indokolták és formálták az „Építési törmelék – mint hazai másodnyersanyag – betonadalékanyagként való hasznosításának feltételei betonelemek gyártásánál” című 2001-2003. évi kutatás-fejlesztési témát, amelynek kidolgozására az *Épületfenntartási K+F Alapítvány* (dr. Biró Kálmán és Somogyi Gábor) az Oktatási Minisztérium (K+F) és a Környezetvédelmi Minisztérium szponzorálása mellett adott megbízást a *Betonopus Bt*-nek (dr. Kausay Tibor). A kutatás-fejlesztési témában a bontott építési hulladék előkészítését és a kísérleti betonelemgyártást a *Kiss és Társa Budafoki Építőipari és Szolgáltató Kft.* (Kiss Pál Béla) végezte. Vizsgálatokkal a *CEMKUT Kft. Betonlaboratóriuma* (dr. Szegőné Kertész Éva) és a *BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék* (Nemes Rita és Emszt Gyula) működött közre.

Ilyen előzmények után, közel egy évi munkával dolgozta ki a *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozatának (elnök: dr. Balázs L. György egyetemi tanár, tanszékvezető) 20 fős munkabizottsága (vezető: dr. Kausay Tibor) a „Betonkészítés bontási, építési és építőanyag-gyártási hulladék újrahasznosításával” című, BV-MI 01:2005 (H) számú Beton- és Vasbetonépítési Műszaki Irányelvet, amely 2005. augusztusában jelent meg, dr. Hornyák Margitnak, a Környezetvédelmi és Vízügyi Minisztérium hulladékgazdálkodási és technológiai főosztályvezetőjének ajánlásával. A munkabizottság tagja volt még: Alvincz András, dr. Boromisza Tibor, Deres Szabolcs, Dubróvszky Gábor, dr. Erdélyi Attila, Fejes István, Hikisch Lóránt, dr. Karsainé Lukács Katalin, Kiss Pál Béla, dr. Liptay András, Nemes Rita, Pankhardt Kinga, dr. Rác Kornélia, Somogyi Gábor, Tápai Antal, Vadász Enikő, Várkonyi Erzsébet, Várkonyi Gábor. A műszaki irányelv tárgya a bontási, építési és építőanyag-gyártási beton és téglahulladékok betonadalékanyagként való alkalmazása, és az ezek felhasználásával – az MSZ 4798-1:2004 szerinti betonoknak megfelelő minőségben – készített betonkeverékek és betontermékek műszaki feltételei, teljesítőképessége, megfelelősége és alkalmazása (1. ábra).

BETON- ÉS VASBETONÉPÍTÉSI MŰSZAKI IRÁNYELV

**Betonszítés
bontási, építési és
építőanyag-gyártási hulladék
újrahasznosításával**

ISBN 963 420 846 0

BV-MI 01:2005 (H)

1. ábra: A műszaki irányelv borítója

A műszaki irányelv az Európai Gazdasági Közösség által kiadott 89/106/EGK Tanácsi Irányelv függelékében meghatározott hat alapvető követelménynek, valamint az erre vonatkozóan 94/C 62/01 számon 1994. február 28-án közzétett értelmező dokumentumnak, továbbá az épített környezet alakításáról és védelméről szóló, többször módosított 1997. évi LXXVIII. törvény (ún. „Építési Törvény”) 31. § (2) bekezdése c) – i) pontja szerinti, a hazai építményekre előírt alapvető követelmények figyelembevételével készült. A műszaki irányelvnek az építéshez felhasználható betonanyagokra és termékekre vonatkozó feltételei az építményekre előírt alapvető követelmények érvényre juttatását célozzák, következképpen a műszaki irányelv vonatkozó fejezetei a törvény 41. § (2) bekezdése c) pontjának megfelelő jóváhagyott nemzeti műszaki specifikáció értékűek, amelyek alapján a szóban forgó, a műszaki irányelv követelményeit kielégítő betonanyagokra és termékekre a törvény 41. § (4) bekezdése szerinti megfelelés igazolás kiadható. A megfelelés igazolás annak írásos megerősítése, hogy a bontási, építési és építőanyag-gyártási hulladék felhasználásával e műszaki irányelv szerint készített és vizsgált beton és betontermék az irányelvben foglaltaknak megfelel, és a tervezett felhasználásra alkalmas.

A műszaki irányelv a fogalmak meghatározásával, a betonszítéshez alkalmas alapanyagok, az újrahasznosított adalékanyagú beton, a bontási és építési hulladék adalékanyagú betontermékek, az építőanyag-gyártási hulladék adalékanyagú beton, vasbeton és feszített vasbeton termékek, az újrahasznosított adalékanyagú transzportbetonok gyártásának és alkalmazásának műszaki feltételeivel – beleértve a követelményeket és a vizsgálatokat – foglalkozik. Mellékletekben tárgyalja

a bontási és építési hulladékok kezelésére és hasznosítására vonatkozó jogi és egészségügyi rendelkezéseket, a tárgyi hulladékok feldolgozásának főbb gépészeti megoldásait, az újrahasznosított adalékanyagot tartalmazó beton környezeti besorolását, számpéldákat mutat be a beton nyomószilárdságának értékelésére, foglalkozik a termékánúsítással, az újrahasznosított adalékanyagú beton alakváltozásával, közli a hivatkozott szabványok, műszaki előírások, irodalmak, jogszabályok bibliográfiai adatait.

A cikkben a *hulladék* szót a *törmelék* szinonimájaként használjuk.

2. ÚJRAHASZNOSÍTOTT ADALÉK- ANYAGÚ BETON

A műszaki irányelv felfogásában újrahasznosított adalékanyagú beton az olyan MSZ 4798-1:2004 szerinti beton, amelynek kötőanyaga MSZ EN 197-1:2000 és 2004. évi módosítása, vagy MSZ 4737-1:2002, vagy MSZ EN 14216:2004 szerinti cement, és adalékanyaga egészében vagy részben, e célra feldolgozott bontási, építési vagy építőanyag-gyártási beton- vagy téglahulladék. Az újrahasznosított adalékanyagú beton C8/10 – C45/55 nyomószilárdsági osztályú közönséges beton, vagy LC8/9 – LC25/28 nyomószilárdsági osztályú könnyűbeton. Lehet továbbá ÚT 2-3.207:2003 útügyi műszaki előírás szerinti CB 2 szilárdsági osztályú (lényegében C4/5 MSZ 4798-1:2004 szerinti nyomószilárdsági osztályú) cementstabilizáció, vagy ÚT 2-3.201:2006 útügyi műszaki előírás szerinti CP 3/2 szilárdsági osztályú (lényegében legalább C20/25 nyomószilárdsági osztályú), a kétrétegű beton útpályaburkolatok alsó, teherviselő betonrétegeként alkalmazott beton is.

3. ÚJRAHASZNOSÍTOTT ADALÉK- ANYAG

A bontási, az építési, valamint az építőanyag-gyártási hulladékot kellőképpen fel kell dolgozni ahhoz, hogy adalékanyagként beton készítésére fel lehessen használni (2. ábra). A jó minőségű újrahasznosított adalékanyag előállításához nélkülözhetetlen az elkülönített (szelektív) bontás. Az építőanyag-fajtánként elkülönített hulladékot több fokozatban megfelelő szemnagyságúra kell törni, közben az idegen anyagoktól, vasbeton illetve feszített vasbeton esetén a betonacéltól, illetve feszítőhuzaltól és pászmától meg kell tisztítani, majd frakciókra kell osztályozni. A frakciókat elkülönítetten kell tárolni és szállítani. Az osztályozott, újrahasznosított adalékanyagot frakciónként és mérlegelve kell a betonkeverőgépbe juttatni. Az építőanyag-gyártási betonhulladék feldolgozása és adalékanyagkénti hasznosítása általában abban a betongyárban történik, ahol keletkezett. Az építőanyag-gyártási betonhulladék feldolgozása ugyanúgy igényli a törést, osztályozást, finomrész leválasztást, mint az építési és bontási hulladék, az előkészítési folyamatból csak a tisztítás takarítható meg. Az építőanyag-gyártási betonhulladék vizes osztályozása (mosása) a betongyárban könnyebben megvalósítható, mint egy mobil feldolgozó üzembn.

Az újrahasznosított adalékanyag feleljen meg a betonadalékanyagokra vonatkozó MSZ EN 12620:2003 szabvány, vagy a könnyű adalékanyagokra vonatkozó MSZ EN 13055-1:2003 szabvány előírásainak, valamint az MSZ 4798-1:2004 beton-szabványban foglaltaknak.

Az újrahasznosított adalékanyag a műszaki irányelv alkalmazásában beton-, egyes beton/tégla- vagy vegyes



2. ábra: Bontási hulladék előkészítése (Kiss és Társa Budafoki Építőipari és Szolgáltató Kft.)

tégla/beton- vagy téglahulladék. Az ezekből előállított adalékanyagok összetétel szerinti csoportba sorolása az újrahasznosított adalékanyag 4 mm feletti szemmagyságú szemeinek építőanyagok szerinti összetétele alapján történhet (1. táblázat).

Az 1. táblázat összetétel szerinti csoportjainak határértégeit a 3. ábra szemlélteti. A téglahabarc arányt hatnak ($t/h = 6$) feltételeztük.

A bontott adalékanyagokat és a bontott adalékanyagú betonokat kiszáritott állapotban sűrűségi jellemzőik alapján a 2. táblázat szerint csoportosítjuk. Tapasztalatok szerint a testsűrűség és a halmazsűrűség alapján a *betonhulladék* közönséges adalékanyag, a *vegyes beton/téglahulladék* ritkán közönséges adalékanyag, általában könnyű adalékanyag, a *vegyes téglabetonhulladék* és a *téglahulladék* könnyű adalékanyag minősül. E különbség az újrahasznosított adalékanyagú beton tervezése szempontjából is fontos.

Az újbóli felhasználáshoz és az azt megelőző betontervezéshez meg kell határozni *valamennyi bontási és építési hulladék* adalékanyag *építőanyag-fajták szerinti összetételét* és *idegen anyag tartalmát* szemrevételezéssel, *testsűrűségét* (MSZ EN 1097-6:2001), *halmazsűrűségét* (MSZ EN 1097-3:2001), *vízfelvételét* (MSZ EN 1097-6:2001), *látszólagos porozitását*, *szemmagyságát*, illetve *szemmegoszlását* (MSZ EN 933-

1:1998), *finomsági modulusát* (MSZ 4798-1:2004), *0,02 mm alatti szemeinek térfogatszázalékát* ülepítéssel (MSZ 18288-2:1984), a *felületről vízzel leoldható szulfát és klorid tartalmát* (MSZ 18288-4:1984), *szemalakját* tolómérővel (MSZ EN 933-4:2000), illetve *kifolyási tölesérrrel* (MSZ EN 933-6:2003 és MSZ 18288-3:1978), *fagyállóságát* (közönséges adalékanyag esetén: MSZ EN 1367-1:2000, könnyű adalékanyag esetén: MSZ EN 13055-1:2003 szabvány C melléklete), és szükség esetén a közönséges adalékanyag *olvasztósó-állóságát* (MSZ EN 1367-1:2000 szabvány B melléklete).

Az *építőanyag-gyártási hulladék* eredete ismert, ezért esetében – ha felhasznált mennyisége az adalékanyag legfeljebb 10 tömegszázaléka – elegendő lehet az idegen anyag tartalom, a testsűrűség, a szemmagyság, a finomsági modulus és a szemalak meghatározása. Az egyéb, fenti jellemzőket az eredeti beton, vasbeton vagy feszített vasbeton termék tulajdonságai adják meg.

A felhasználás előtt meg kell határozni az újrahasznosított adalékanyag rövid idejű mértékadó vízfelvételét az MSZ EN 1097-6:2001 szerint.

3.1 Kőzetfizikai tulajdonságok

Az MSZ EN 12620:2003 szabvány 5. fejezete az adalékanyagok – fizikai tulajdonságok szerinti – alkalmazási feltételeinek

1. táblázat: A betonadalékanyagként újrahasznosítható bontott anyagok rendszere

Bontott adalékanyagok csoportjai	Beton (b)	Tégla (t)
	összetevők aránya 4 mm szemmagyság felett, tömegszázalék	
	$b_{\min} - b_{\max}$	$t_{\min} - t_{\max}$
Betonhulladék	85 - 100	0 - 13
Vegyes beton/téglahulladék	50 - 85	13 - 43
Vegyes téglabetonhulladék	15 - 50	43 - 73
Téglahulladék	0 - 15	73 - 86

Megjegyzés: Szélső esetben a betonösszetevők legkisebb értékéhez (b_{\min}) a téglá- és habarcsösszetevők legnagyobb értéke ($t_{\max} + h_{\max}$), illetve legnagyobb értékéhez (b_{\max}) a téglá- és habarcsösszetevők legkisebb értéke ($t_{\min} + h_{\min}$) tartozik, tehát $b_{\min} + t_{\max} + h_{\max} = 100$ tömegszázalék, illetve $b_{\max} + t_{\min} + h_{\min} = 100$ tömegszázalék.

E két szélső eset között a gyakorlatban számos egyéb összetétel előfordulhat, ilyenkor a betonösszetevők (b), a tégláösszetevők (t) és a habarcsösszetevők ($h=t/6$) közötti kapcsolat alakja: $1,167 \cdot t = 100 - b$, tehát például, ha valamely vegyes téglabetonhulladék esetén $b = 30$ tömegszázalék, akkor $t = 60$ tömegszázalék és $h = 10$ tömegszázalék, és összegük 100 tömegszázalék.

2. táblázat: A bontott adalékanyagok és a felhasználásukkal készült betonok csoportosítása sűrűségi jellemzőik alapján, kiszáritott állapotban

	Bontott adalékanyag		Beton testsűrűség 28 napos korban kg/m ³
	Testsűrűség kg/m ³	Halmazsűrűség kg/m ³	
Közönséges adalékanyag	2000 < ρ_t < 3000		
Könnyű adalékanyag	$\rho_t \leq 2000$	$\rho_h \leq 1200$	
Közönséges beton			2000 < $\rho_t \leq 2600$
Könnyűbeton			800 $\leq \rho_t \leq 2000$

szabályozását nemzeti hatáskörbe utalja. Meg kell állapítani az újrahasznosított közönséges beton és beton/tégla vegyes adalékanyag *közetfizikai tulajdonságait* (3. táblázat), és mértékadó *közetfizikai csoportját*, és a *könnyű adalékanyagok minősülő vegyes hulladék és téglahulladék adalékanyag halmaz-szilárdságát* (MSZ EN 13055-1:2003 szabvány A mellélete, 1. eljárás) is.

A testsűrűsége alapján közönséges adalékanyagok minősülő *bontási és építési betonhulladék* és esetleg *bontási és építési vegyes beton/téglahulladék adalékanyagot* az MSZ 4798-1:2004 szerint a Los Angeles aprózódás, a mikro-Deval aprózódás és a magnézium-szulfátos kristályosítási aprózódás vizsgálat eredménye alapján a 4. táblázat szerint *közetfizikai csoportba kell sorolni*. A 3. táblázat *közetfizikai csoport* beosztása igazodik az MSZ EN 12620:2003 szabvány és az ÚT 2-3.601:2006 *útügyi műszaki előírás követelmény rendszeréhez*. A bontási és építési hulladék adalékanyag akkor sorolható be valamely *közetfizikai csoportba*, ha a Los Angeles, a mikro-Deval és a magnézium-szulfátos kristályosítási vizsgálatot ugyanazon szemmagyságú laboratóriumi mintából (frakcióból) származó vizsgálati mintákon végezték el, és a vizsgált anyag a *közetfizikai csoport minden követelményét egyidejűleg kielégítette*. Az újrahasznosított adalékanyag *közetfizikai csoportjának jele* – figyelem felhívásként és megkülönböztetésül a természetes kőanyagok *közetfizikai csoportjának jelétől* – legyen Kf_{ii} .

A *közetfizikai csoportba sorolást* az MSZ 4798-1:2004 szabvány 6.1.3. szakasza, illetve az ÚT 2-3.601:2006 *útügyi műszaki irányelv* 4.1.1. szakasza szerinti ún. „*alternatív-vizsgálatok*” alapján kell elvégezni. Ehhez a laboratóriumi min-

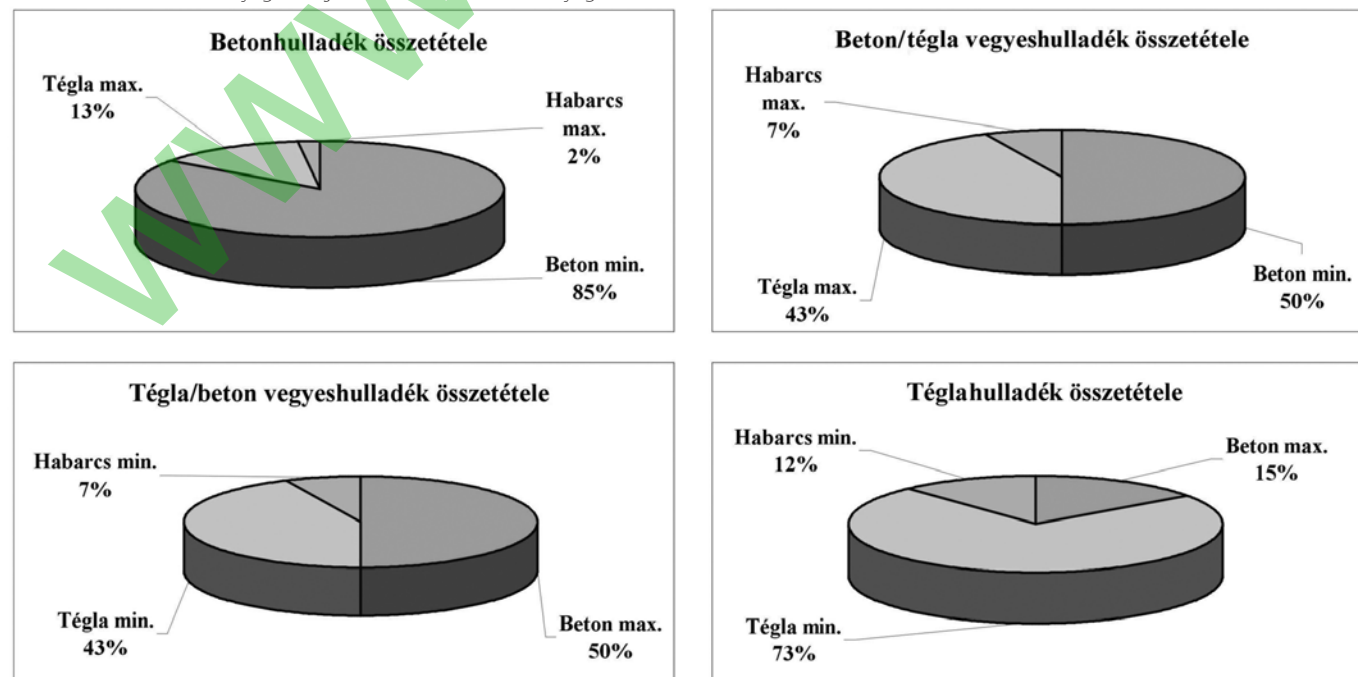
tábol a Los Angeles aprózódási vizsgálat MSZ 18287-1:1990 szerinti, a mikro-Deval vizsgálat MSZ 18287-6:1984 szerinti, a szulfátos kristályosítási aprózódás vizsgálat MSZ 18289-3:1985 szerinti szemmagyságú és tömegű vizsgálati mintáját kell elkészíteni (laboratóriumi törés nélkül, osztályozással), és ezeken a vizsgálati mintákon kell – *alternatív-vizsgálatként* – a Los Angeles vizsgálatot az MSZ 18287-1:1990 szerinti, a mikro-Deval vizsgálatot az MSZ 18287-6:1984 szerinti, a szulfátos kristályosítási vizsgálatot az MSZ 18289-3:1985 szerinti vizsgálati feltételek mellett elvégezni.

A *közetfizikai csoportba soroláshoz* szükséges Los-Angeles, mikro-Deval, szulfátos kristályos vizsgálatok európai szabványai az ún. „*referencia-vizsgálatokat*” 10-14 mm szemmagyságú vizsgálati mintákon végeztetik el. A bontási és építési hulladék adalékanyag tulajdonságait a „*referencia-minta*” helyett magán az eredeti osztályozott hulladék adalékanyag frakción, illetve annak vizsgálati mintáján, az ún. „*alternatív-mintán*” kell elvégezni, amire az MSZ 4798-1:2004 szabvány is lehetőséget ad. Az „*alternatív-vizsgálatok*” a fent hivatkozott, visszavont, de megállapodás esetén alkalmazható (*Magyar Szabványügyi Testület*, 2003.), régi vizsgálati szabványok szerint végzendők.

A beton nyomószilárdsági osztálya MSZ EN ISO 9001:2001 szerinti minőségügyi rendszerben működő gyártóhelyen kivételesen egy osztállyal túlléphető, ha:

- a kérdéses adalékanyagú beton laboratóriumi vizsgálatokkal próbatesteken meghatározott átlagos nyomószilárdsága, illetve nyomószilárdsági osztálya eléri a betonnak az erő-tani számítás, termékszabvány, műszaki irányelv (szakági előírás) szerint szükséges átlagos nyomószilárdságát, illetve

3. ábra: A betonadalékanyagként újrahasznosítható bontott anyagok rendszere



nyomószilárdsági osztályát, megfelel a környezeti osztálynak, és a beton tartósságát kísérletekre alapozott szakértői vélemény alapján igazolják,

- valamint a kérdéses adalékanyagú beton felhasználásával készült *termék* megfelel a vonatkozó termékszabvány vagy műszaki irányelv szerinti szilárdsági (nyomó, hajlító, hasító) követelménynek, és a termék tartósságát kísérletekre alapozott szakértői vélemény alapján igazolják.

Ha a bontási és építési hulladék adalékanyag fagyállóságának megítélése során nem elégszünk meg az MSZ EN 1367-2:1999 szerinti magnézium-szulfátos aprózódás vizsgálat eredményével, akkor a hulladék adalékanyag MSZ EN 12620:2003 szerinti közvetlen fagyállóság vizsgálata során Magyarország éghajlatát kontinentálisnak kell tekinteni. Eszerint, ha az adalékanyag felhasználásával készülő beton környezeti osztálya XF1, akkor az adalékanyag fagyállósági osztálya legalább F_2 vagy MS_{25} , ha a beton környezeti osztálya XF2, XF2 (BV-MI), XF3, XF3 (BV-MI) vagy XF4, akkor az adalékanyag fagyállósági osztálya F_1 vagy MS_{18} legyen.

A bontási és építési betonhulladék és esetleg bontási és építési vegyes beton/téglahulladék adalékanyag megengedett tömegaránya a teljes adalékanyagban a közetfizikai csoportnak és a beton nyomószilárdsági osztályának függvényében a 4. táblázat szerinti.

Az újrahasznosított adalékanyag a 4. táblázatban szereplő értékeknél nagyobb részarányban akkor tartalmazhat bontási és építési beton vagy beton/tégla vegyes hulladékot, ha labo-

ratoriumi betonkísérletekkel igazolják, hogy a beton nyomószilárdsági osztálya az előírt értéknek megfelel. Ugyanakkor a 4. táblázat adatainak alkalmazása nem ad felmentést a beton előírt nyomószilárdsági osztályának teljesítése alól.

Ha a bontási és építési hulladék adalékanyag minősége a gondos feldolgozás ellenére sem felel meg a műszaki irányelvnek, vagy a vonatkozó európai adalékanyag szabvány követelményének, vagy beton, illetve könnyűbeton készítés céljára az MSZ 4798-1:2004 szabvány szerint nem alkalmas, esetleg a betonkeverék pórusmentesen nehezen dolgozható be, akkor a bontási és építési hulladék adalékanyag tulajdonságait a 4. táblázat adatainak figyelembevételével, természetes adalékanyag hozzákeverésével szabad javítani, illetve az ilyen hulladékot természetes adalékanyaghoz szabad hozzákeverni. Ilyenkor a javított adalékanyag keverék megfelelőségét elsősorban a felhasználásával készített beton, illetve beton-, vasbeton, feszített vasbeton termék tulajdonságainak megfelelőségével kell igazolni, beleértve az időállóságnak és a tartósságnak való megfelelőséget is.

Az építőanyag-gyártási hulladék eredete ismert, és gondos kezelés mellett minősége megbízható, ezért esetében a fizikai, mechanikai és kémiai, valamint a közetfizikai vizsgálatokat és a közetfizikai csoportba sorolást csak akkor kell elvégezni, ha a betonüzemben a saját (ott keletkező) építőanyag-gyártási hulladékot az újrahasznosítás során az eredeti adalékanyaghoz 10 tömegszázaléknál nagyobb mennyiségben keverik hozzá, vagy ha a vizsgálatok szükségességét egyéb szempontok indokolják.

3. táblázat: A betonhulladék és közönséges (nem könnyű) vegyes beton/téglahulladék adalékanyagok közetfizikai csoportjai

Tulajdonság és vizsgálati módszer	A vizsgálható szemmagyság tartomány ^a mm	Közetfizikai csoportok <i>alternatív-vizsgálatok</i> esetén						
		$Kf_u^f-0^{d/D}$	$Kf_u^f-A^{d/D}$	$Kf_u^f-B^{d/D}$	$Kf_u^f-C^{d/D}$		$Kf_u^f-D^{d/D}$	
					$Kf_u^f-C1^{d/D}$	$Kf_u^f-C2^{d/D}$	$Kf_u^f-D1^{d/D}$	$Kf_u^f-D2^{d/D}$
Los Angeles aprózódás, tömeg% MSZ 18287-1	3-80	$a_{LA15}^{d_1-d_2} \leq 15$	$15 < a_{LA20}^{d_1-d_2} \leq 20$	$20 < a_{LA25}^{d_1-d_2} \leq 25$	$25 < a_{LA30}^{d_1-d_2} \leq 30$	$30 < a_{LA35}^{d_1-d_2} \leq 35$	$35 < a_{LA40}^{d_1-d_2} \leq 40$	$40 < a_{LA45}^{d_1-d_2} \leq 45$
Mikro-Deval aprózódás, vizes eljárás, tömeg% MSZ 18287-6	3-20	$a_{MD10}^{d_1-d_2} \leq 10$	$10 < a_{MD15}^{d_1-d_2} \leq 15$	$15 < a_{MD20}^{d_1-d_2} \leq 20$	$20 < a_{MD25}^{d_1-d_2} \leq 25$	$20 < a_{MD25}^{d_1-d_2} \leq 25$	$25 < a_{MD30}^{d_1-d_2} \leq 30$	$25 < a_{MD30}^{d_1-d_2} \leq 30$
Kristályosítási veszteség $MgSO_4$ oldatban, tömeg% MSZ 18289-3	2-80	$a_{Mg5}^{d_1-d_2} \leq 5$	$5 < a_{Mg10}^{d_1-d_2} \leq 10$	$10 < a_{Mg15}^{d_1-d_2} \leq 15$	$15 < a_{Mg18}^{d_1-d_2} \leq 18$	$18 < a_{Mg21}^{d_1-d_2} \leq 21$	$21 < a_{Mg25}^{d_1-d_2} \leq 25$	$25 < a_{Mg30}^{d_1-d_2} \leq 30$
A beton ^b legnagyobb nyomószilárdsági osztálya, amelynek készítéséhez ezt a bontási és építési hulladék adalékanyagot önállóan fel szabad használni (lásd az 5. táblázatot)		C35/45	C30/37	C25/30	C20/25	C16/20	C12/15	C8/10

^a A vizsgálható szemmagyság-tartomány, amely a vizsgálati minták szemmagyságát öleli fel.

^b A testsűrűsége alapján közönséges adalékanyagnak minősülő beton vagy beton/tégla vegyes anyagú bontási és építési hulladék adalékanyaggal készülő beton adalékanyagának elsősorban a 4 mm feletti része bontási és építési hulladék. A 4 mm alatti rész sok esetben részben vagy egészben természetes eredetű homok (és esetleg hozzáadagolt finomszemű kiegészítő anyag).

A közönséges beton nyomószilárdsági osztálya víz alatti tárolás esetén, az MSZ 4798-1 szerint $f_{ck,cyl}/f_{ck,cube}$	A bontási és építési beton- és vegyes beton/tégla-hulladék adalékanyag megengedett tömegaránya a teljes adalékanyagban, tömegszázalék						
	A bontási és építési beton- és vegyes beton/tégla-hulladék adalékanyag mértékadó közt fizikai csoportja						
	Kf_u-0	Kf_u-A	Kf_u-B	Kf_u-C1	Kf_u-C2	Kf_u-D1	Kf_u-D2
C8/10	100	100	100	100	100	100	100
C12/15	100	100	100	100	100	100	70
C16/20	100	100	100	100	100	70	30
C20/25	100	100	100	100	70	30	×
C25/30	100	100	100	70	30	×	×
C30/37	100	100	70	30	×	×	×
C35/45	100	70	30	×	×	×	×
C40/50	70	30	×	×	×	×	×
C45/55	30	×	×	×	×	×	×
C50/60	×	×	×	×	×	×	×

Jelmagyarázat: × Bontási, építési és építőanyag-gyártási hulladék alkalmazása nem ajánlott

3.2 Szemszerkezeti tulajdonságok

Valamennyi újrahasznosított adalékanyag, illetve frakció szemmagysága – az MSZ 4798-1:2004 szerint és összhangban az MSZ EN 12620:2003 szabvánnyal – az 5. táblázat szerinti legyen.

Az 5. táblázatban a $G_{F,85}$, $G_{F,85/20}$, $G_{C,85/20}$, $G_{C,90/15}$, $G_{C,80/15}$, $G_{C,85/15}$ jel az adalékanyag MSZ EN 12620:2003 szabvány szerinti szemmagysági osztályának a jele (F : fine = finom, C : coarse = durva, például $85/20 = a D$ ellenőrző szitán áthullott megkövetelt legkisebb, azaz 85 tömegszázalék, per a d ellenőrző szitán áthullott megengedett legnagyobb, azaz 20 tömegszázalék).

Az adalékanyag szemmegoszlási görbéje lépcsős is lehet. Az MSZ 4798-1:2004 szerint a hiányzó szemeknél finomabb szemek mennyisége a keveréknek 30-40 tömegszázalékát, illetve a hiányzó szemeknél durvább szemek mennyisége a keveréknek 60-70 tömegszázalékát tegye ki. (A lépcső az összes áthullott anyag mennyiség (35±5) tömegszázalék közötti tartományában helyezkedjék el.) A lépcső kezdőpontja a 8 mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag esetén a 0,5 mm-es, a 12 mm és 16 mm legnagyobb szemmagyságú adalékanyag esetén az 1 mm-es, a 20 mm, 24 mm és 32 mm legnagyobb szemmagyság esetén a 2 mm-es, a 48 mm és 63 mm legnagyobb szemmagyság esetén a 4 mm-es szemmagyságnál, végpontja mindig a $0,4 \cdot D$ mm-hez legközelebb eső szabványos szemmagyságnál legyen.

Az újrahasznosított adalékanyag különböző testsűrűségű frakcióknak lehet a keveréke, amely esetben a szemmegoszlás

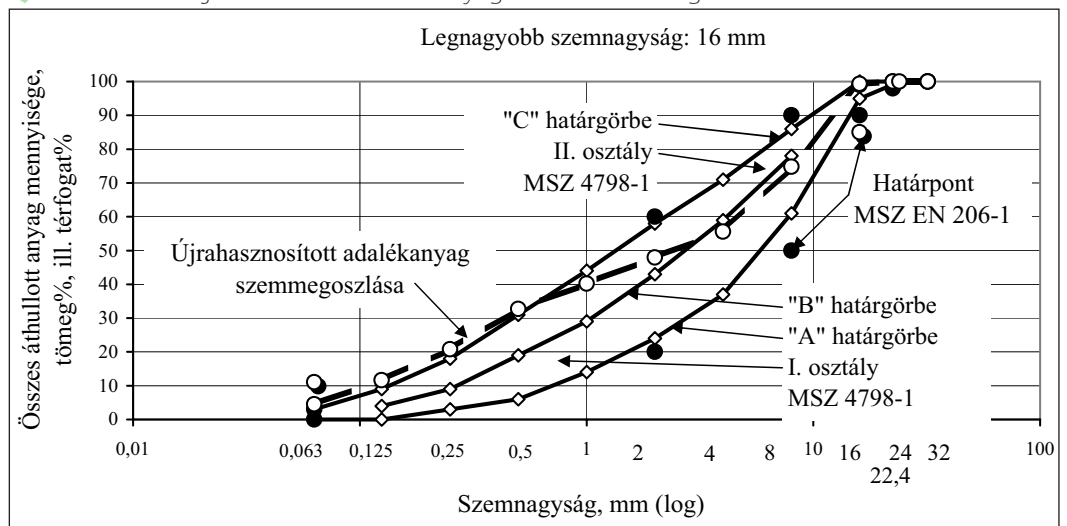
tömegszázalékban előírt értékei térfogatszázalékban értendők (4. ábra).

Az újrahasznosított adalékanyag 4 mm feletti szemének MSZ EN 933-4:2000 szerinti – a hosszúság és vastagság tengelyaránya alapján (például szemalak tolmérővel) meghatározott – szemalak-tényezője a C8/10 – C16/20 beton és LC8/9 – LC16/18 könnyűbeton nyomószilárdsági osztályokban legfeljebb SI_{40} osztályú (a lemezes szemek mennyisége legfeljebb 40 tömegszázalék), a C20/25, illetve LC20/22 és ezeknél nagyobb nyomószilárdsági osztályokban legfeljebb SI_{20} osztályú (a lemezes szemek mennyisége legfeljebb 20 tömegszázalék) legyen. (SI : shape index = szemalak-tényező.)

A szemmegoszlási görbék eltolódhatnak a lépcsős szemmegoszlás tartománya felé, az esetleg nagyobb finomrész igény miatt. Erre példa a 4. ábrán található (szaggatott vonal).

A jelen cikk II. részében az újrahasznosított adalékanyaggal készülő betonok betontervezési kérdéseivel és tulajdonságaival foglalkozunk. A II. rész tartalmazza a Hivatkozásokat és a Jelöléseket jegyzékét is.

4. ábra: Példa az újrahasznosított adalékanyag keverék szemmegoszlására



5. táblázat: Az újrahasznosított betonadalékanyag szemmagysága

Megnevezés és osztály	Névleges szemmagysághatár			Ellenőrző szita		Példa mm/mm
	Legkisebb (d)	Legnagyobb (D)	Feltétel	Szita-nyílás mm	Áthullott anyag tömeg-százaléka	
	szemmagyság, mm					
Finom hulladék $G_f 85$	$d = 0$	$D \leq 4$	-	0,063	0-10 ^a ; 0-5 ^b ; 0-3 ^c	0/1 ^a 0/2 ^b 0/4 ^c
				$D/4$	20 – 60	
				$D/2$	50 – 90	
				D	85 – 99	
				$1,4 \cdot D$	95 – 100	
Finom hulladék frakció $G_f 85/20$	$d > 0$	$D = 4$	-	0,063	0 – 3	1/4 2/4
				$d/2$	0 – 10	
				d	0 – 20	
				4	85 – 99	
				$1,4 \cdot D$	95 – 100	
Hulladék frakció $G_c 85/20$	$d = 2$	$4 < D \leq 11,2 (12)^d$	Szűk frakció $D/d \leq 6$	0,063	0 – 3	2/8 2/12
				$d/2$	0 – 5	
				d	0 – 20	
				$D/1,4$	25 – 70	
				D	85 – 99	
Hulladék frakció $G_c 90/15$	$d = 2$	$11,2 (12)^d < D \leq 20$	Nyújtott frakció $6 < D/d \leq 10$	0,063	0 – 3	2/16 2/20
				$d/2$	0 – 5	
				d	0 – 15	
				$D/2$	25 – 70	
				D	90 – 99	
Durva hulladék frakció $G_c 80/15$	$d \geq 4$	$D \geq 8$	Szűk frakció $D/d \leq 2$	0,063	0 – 3	4/8 8/16 16/32
				$d/2$	0 – 5	
				d	0 – 15	
				$D/1,4$	25 – 70	
				D	80 – 99	
Durva hulladék frakció $G_c 85/15$	$d \geq 4$	$D > 8$	Nyújtott frakció $D/d > 2$	0,063	0 – 3	4/16 8/24 8/32
				$d/2$	0 – 5	
				d	0 – 15	
				$D/2$	25 – 70	
				D	85 – 99	
Hulladék keverék	$d = 0$	$D \leq 63$	Az MSZ 4798-1:2004 szabvány NAD M1. – NAD M8. ábra szerint ^e			

^{a, b, c} A 0/1; 0/2; 0/4 mm szemmagyságú homok 0,063 mm nyílású szitán áthulló megfelelő megengedett tömegszázaléka

^d A zárójelben feltüntetett nyílású szita használata megengedett

^e Ha az adalékanyag különböző testsűrűségű részhalmozok (frakciók) keveréke, akkor a szemmegoszlási görbét térfogatszázalékban kell meghatározni

ACÉLSZÁLÁS BETONOK TÖNKREMENTELEI: FAGYASZTÁS – OLVASZTÁS ÉS SÓZÁS

1. Tudományos háttér, módszerek összehasonlítása



Dr. Erdélyi Attila – Csányi Erika – Dr. Kopecskó Katalin – Dr. Borosnyói Adorján – Fenyvesi Olivér

Többféle szigorúságú fagyasztási-olvasztási módszerrel vizsgáltuk nem légbuborékos, 50-60 N/mm² nyomószilárdságú, 28 napig vízben utókezelt, majd több évig laborlevegőn tárolt, szálnélküli és acélszálás betonok fagy- és sózásállóságát. Ellenőriztük a cementkő ásványtani változásait, a kloridtartalmat, a fajlagos villamos ellenállást és a vízzáróságot is. Megállapítottuk, hogy a növekvő acélszálás tartalom csökkenti ugyan a lehámlást és a tömegvesztésedet, de ebben a szilárdsági kategóriában nem teszi fagyállóvá a nem légbuborékképző adalékszerrel készített betont.

Kulcsszavak: acélszálás beton, tartósság, fagy- és sózásállóság, fajlagos villamos ellenállás

1. BEVEZETÉS

Jelen OTKA kutatási munkában (OTKA T 32883) – folytatásaképpen az előző, az acélszálás betonok szívósságával foglalkozó OTKA T 016683 számon támogatott kutatásnak (lásd pl. Erdélyi, 1993) – ugyanezeknek a betonoknak tartósságát vizsgáltuk és értékeltük. E betonokat szándékolatlan légbuborékképző (LP) szer nélkül és közepesen szulfátálló (bélapátfalvi CEM I 42,5; alumínát modulus AM \approx 1,2–1,3) tiszta portlandcementtel készítettük. Így egyrészt szulfátállóságuk nem volt kérdéses (vizsgáltuk ezt, itt nem közöljük, de kifogástalanak bizonyult), másrészt a légbuborék nélküli beton alkalmas volt arra, hogy az acélszálás hatását a fagy- és sózásállóságra önmagában kimutathassuk (acélszálás mennyisége: 0, 25, 50, 75 kg/m³, azaz mintegy 0,3; 0,6; és 1,0 V%).

Különböző sóoldatos fagyasztási-olvasztási módszereket alkalmaztunk (prEN 12390-9:2002 szerinti lemezahámlasztásos eljárás), illetve fejlesztettünk ki: félig sóoldatba merített fekvő hasábok, ciklus-csoportonként 90°-kal elforgatva, ún. A-szigorúbb-, illetve végig elforgatás nélkül fekvő hasábok, ún. B-kevesbé szigorú-módszer. E módszerek hatékonyabbak, mint a szokásos, teljesen sóoldattal fedve fagyasztott-olvasztott próbatestek esete, mert az A és B módszerek esetében az oldat fölötti betonrészbe szén-dioxid és oxigén jut be, az oldat pedig kapillárisan felszívódik és a NaCl a pórusokban feldúsul. Mindez együttesen az ágyazó cementkő-mátrix tönkremenetelét és az acélszálás korrózióját gyorsíthatja.

A fagyasztás-olvasztás okozta tönkremenetelt tömegvesztéssel és az ultrahang (UH) terjedési sebességének változásával, egyúttal különféle csatoló anyagok (víz, bentonit szuszpenzió, kenőszappan, gél, vazelin, gépszír) befolyását tisztázva mutattuk ki. A mechanikai tönkremenetel a fagyasztott-olvasztott hasábok E_0 kezdeti rugalmassági modulusának, a megmaradó szívósságot megjelenítő σ - ϵ diagramoknak és a nyomó-, illetve hasító-húzószilárdságoknak változásával jellemezhető. Az acélszálás korrózióját, azaz a sóoldattal telített nedves vagy száraz, porózus cementkő eletrolitikus átjárhatóságát, tehát a klorid- és egyéb ionok vándorlási diffúzió sebességét az acélszálás és anélküli betonok fajlagos villamos ellenállása (ρ , Ω m) befolyásolja; ezt többféle esetre mértük és elemeztük.

Az elhasított próbatestek és a beágyazott acélszálás állapotát

fényképeken rögzítettük. Külön vizsgáltuk az erőteljes hámlás vélhető okait röntgendiffrakto-metriával és derivatográfiával, továbbá a kloridion tartalmakat a különböző fagyasztási-olvasztási módszerek esetén. Kloridion-behatolási profilokat (Cl⁻, m% cementre, illetve betonra vonatkoztatva a felszíntől értendő mélység függvényében) nem mértünk, mert a szakirodalom ezeket az eredményeket és modelleket (pl. DuraC-rete) a különböző módon sóoldatnak kitett betonok esetére a legkorszerűbb mérési módszerekre építve részletesen ismerteti és elemzi.

A tartósságnak egyik szükséges, de nem elégséges feltétele a vízzáróság: ezt fagyasztott és nem fagyasztott próbatesteken mértük, 6 bar nyomáson.

2. A FAGY- ÉS SÓZÁSÁLLÓSÁGRÓL ÁLTALÁBAN

2.1. Elméleti és szakmai háttér

Elterjedt vélekedés építőmérnöki körökben, hogy a jégmentesítő, síkosság elleni sózás NaCl-dal csak a vasbetétek rozsdásodása révén árt a vasbetonnak, különösen a feszített betonnak, mert a keletkező rozsdá (vasoxidok, vashidroxidok) térfogata mintegy hatszorosa is lehet az eredeti vas (acél) térfogatnak és ez repeszt le a betonfedést (a vasbetét természetesen tönkre-megy). Azt is tudjuk, hogy a vasbetét felülete mindaddig passzívált állapotban van, amíg környezetében pH>9; klorid jelenléte esetén pedig mindaddig, amíg a Cl⁻/(OH⁻) arány 0,6 alatti.

A fagy- és sózásállóságot (acélszálás betonokat kivéve) mindig vasalatlan próbatesteken vizsgálják (a rozsdanyomás tehát kizárva), és a beton tönkremenetelét a víz (a sóoldat) megfagyásakor a mintegy 9 V%-os térfogatnövekedéssel, esetleg a réteges megfagyással magyarázzák. Ilyen az útbetonok esete, és ehhez hasonló a helyzet az egyoldali sóoldat réteg alatt fagyasztott, peremezett lemezek vizsgálata esetén is (prEN 12390-9:2002).

Az MSZ EN 206-1 szerint egyébként sózott, vízzel általában kritikus mértékig (Fagerlund, 1997) telítődő, vízszintes, vasbetétet tartalmazó térburkolatra XD3 és XF4 irandó ki, azaz

$v/c \leq 0,45$; szilárdság $\geq C35/45$; $c \geq 340 \text{ kg/m}^3$; $L \geq 4 \text{ V} \%$.

A tönkremenetelt a nyomás alatti, túlhűtött víz mozgásával a kapillárisokban (Powers elv), illetve kiszáradás lehetősége esetén a kristályosodó NaCl nyomásával is magyarázzák. E legutóbbi azonban fagy nélkül is hat porózus, kőszerű anyagokban, ha folyamatos a NaCl oldat utánpótlás és a kapilláris felszívás. A kapilláris vízfelszívás lényeges eleme egyes módszereknek v.ö. CDF – módszer: Capillary suction of Deicing solution and Freeze–thaw test. (Setzer, Fagerlund, Janssen, 1996). E módszer, az iménti prEN 12390-9:2002 szerinti lemezhámlasztással együtt azért a legszigorúbb, mert folyamatos kapilláris sóoldat utánpótlás lehetséges, szemben a végig, teljesen folyadékkal fedett, egyazon oldatban tárolt fagyasztott, más vizsgálati módszerek próbatestjeivel (a kapillárisan fölfelé szívó és a hűtőfolyadékban alul hámlasztó CDF módszer a legszigorúbb).

Eddig nem vizsgált, külön kérdés, hogy csak a fenti tényezők hatnak-e, vagy van (lehet) valami cementkémiai szerepe az oldatban lévő Na^+ kationnak is.

2.2. Jelen OTKA kutatás tárgya

Ebben az OTKA T 32883 sz. kutatásban többféle (mindig 3 %-os sóoldatos) vizsgálati módszerrel hasonlítottuk össze különféle (0, 25, 50 és 75 kg/m^3) acélszál-adagolású betonok tömegvesztését, az E_0 rugalmassági modulusnak és a szilárdságnak a változását, a fajlagos villamos ellenállást (Ωm) különböző (száraz, sötétített stb.) állapotban. A fagyasztási- és egyéb vizsgálatok után elhasított próbatestek kémhatását, pH értékét (színezés fenolftalein indikátorral) és mindkét anyagrészt derivatográfiásan és röntgendiffrakcióval is elemeztük, a vegyi és szilárdsági stabilitást jelentő portlandit tartalom szempontjából. Mértük az egyes minták kloridtartalmát is, a szakirodalomban rendszeresen említett kritikus kloridtartalommal való egybevetés végett. A kloridtartalom számértékeire az acélszálak jelenléte miatt is szükség volt.

2.3. A fagyasztás és sózás okozta tönkremenetelre vonatkozó néhány szakirodalmi adat

A delfti műszaki egyetem vezetésével az EU Compass (2006) fantázianevű kutatási programjában (COMpatibility of Plasters And renders with Salt loaded Substrates in historic buildings) a legkorszerűbb műszerekkel (pl. nukleáris mágneses rezonancia) vizsgálták a porózus (kő szerű) anyagok, nevezetesen pl. többretegű vakolatok tönkremenetelét NaCl oldatok hatására, fagy nélkül, egyoldali ismétlődő száradás majd nedvesedés hatására.

Fő megállapításaik voltak:

– A NaCl kristályosodása irreverzibilis tágulásokat okoz. A

szilárd só oldódáskor zsugorodik, a kristályosodáskor pedig tágul (duzzad), és ez a duzzadás irreverzibilis: néhány ciklusra már tönkremenetelt okoz. Ha kristályosodási inhibitor adagolnak a sóhoz, akkor nincs irreverzibilis duzzadás, mert a só nem a pórusfalhoz tapadva (azt magával nyúlásra kényszerítve) kristályosodik (ha a párolgás – kiszáradás – lehetséges), hanem a pórusfalat nem érintve növekednek a kristályok. Ha nincs inhibitor, már két száradási és nedvesedési ciklus után 0,5 % a maradó duzzadás, NaCl és mész-cement habarcs anyagok esetén (Lubelli, Hees, Huinink, 2006). Betonban ennél jóval kisebb maradó duzzadás várható, de a jelenség ugyanaz (halmozódó duzzadás).

– A só (NaCl) elsősorban a pórusstruktúra megváltozási helyén kristályosodik ki, a finomból a durvába való átmenet helyén. A tönkremenetel akkor is bekövetkezik, ha a só-kristályok nem töltik ki a ($10 \mu\text{m}$ -nél nagyobb) pórusokat. A pórusméret változás oka lehet pl. a többretegű felhordás is (illetve véleményünk szerint pl. a zsaluzott külső betonkéreg nagyobb víz- és finomrész tartalma). A sótranszport megakadályozható víztaszító bevonatokkal (Rooij, Groot, 2006).

– A sóoldat száradás-nedvesedés váltakozása hatásosabb, mint a próbatestek sóoldatban való folyamatos tárolása. A kidolgozott gyorsított kristályosodási vizsgálat alkalmas ú.n. sózásálló vakolatok ellenőrzésére (Wijffels, Lubelli, 2006).

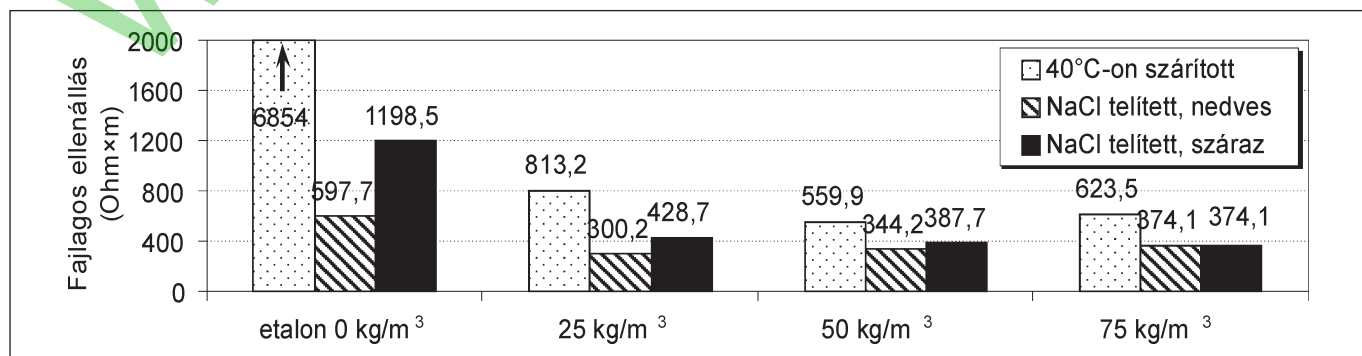
Tengervíznek kitett betonok vizsgálata során megállapították (Polder, Rooij, 2005), hogy a beton fajlagos villamos ellenállása erősen függ a nedvességtartalomtól, továbbá a tiszta portlandcement betonok mélyvízi hosszú tilités után $100\text{--}200 \Omega\text{m}$, a kohósalak tartalmú betonok viszont $400\text{--}1000 \Omega\text{m}$ villamos ellenállásúak voltak, tehát a heterogén cement kedvezőbb.

Saját OTKA kísérletünk CEM I 42,5-ös (közepesen szulfátálló) cementtel készített szárított, majd sóoldattal telített, végül újra szárított (különböző acélszál tartalmú) betonjainak fajlagos ellenállását részben már ismertettük (Erdélyi, Borosnyói, 2005a; Erdélyi, Borosnyói, 2005b). A további részleteket jelen tanulmányunkban összegezzük (6.5.3 fejezet és 1. ábra).

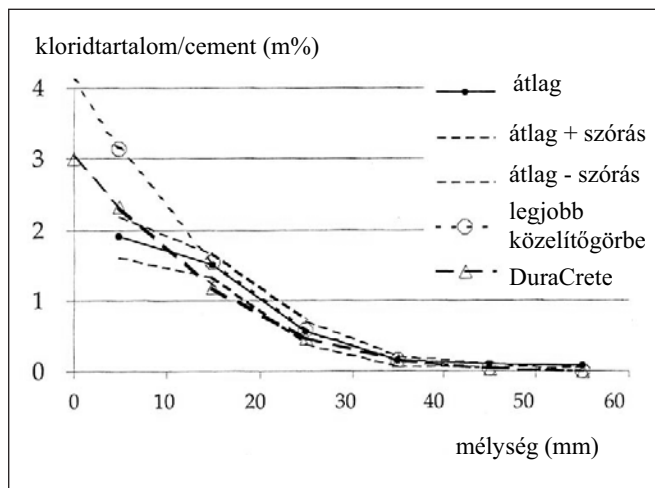
Azt is megállapították (Cao, Chung, 2002), hogy a fagyasztás-olvasztás irreverzibilisen növeli a fajlagos villamos ellenállást és a károsodás során halmozódó mikrorepedések így is kimutathatók.

Holland kutatók mérései szerint a klorid behatolás (2. ábra) mintegy $25\text{--}30 \text{ mm}$ mélységben csökken az vasbetétre kritikusnak tartott $0,4 \text{ m} \%$ klorid/cementarány alá. Ez a betonfedés szempontjából lényeges adat. A kiszáradás mértékével együtt nő a villamos ellenállás és csökken a kloridionok diffúziós sebessége is (Polder, Rooij, 2005).

Az eddigieket összegezve megállapítható, hogy az ismételt kiszáradás lehetővé teszi a kristályosodás okozta irreverzibilis



1. ábra: Fajlagos villamos ellenállás különböző fizikai állapotok és acélszáltartalom esetén C45/55 NA-jelű betonok ($v/c = 0,42$; $c = 400 \text{ kg/m}^3$ CEM I 42,5), 0, 25, 50, 75 kg/m^3 acélszál-tartalom (Erdélyi, 2004)



2. ábra: A klorid-behatolás mértéke (holland tengeri zsilip betonja) (Polder, Rooij, 2005)

tönkremenetelt, illetve a nagyobb villamos ellenállás és csökkenő diffúziós tényező révén a teljes kiszáradás – ha ilyen lehetséges – a továbbiakban lassítja a kloridion behatolást.

Ennek lényegét már saját kísérleteink megkezdése előtt ismerve döntöttünk amellett, hogy egyrészt a most már szabványos prEN 12390-9:2002 lemez-lehámlesztásos, másrészt nyugvó sóoldatban végzett kétféle módszert alkalmazzuk:

A-módszer: 8 ciklus után a félig sóoldatban fekvő hasábokat 90°-kal elforgattuk, - tehát 32 ciklus alatt mind a négy oldaljuk egyszer fölfelé párologhatott, alulról viszont az oldat felszívódhatott, így a só feldúsulhatott, akár kristályosodhatott is (ez volt a szigorúbb, ún. négyszer forgatásos módszer). A tömegveszteségek is igazolják, hogy az A-módszer a szigorúbb (3.a és 3. b ábra).

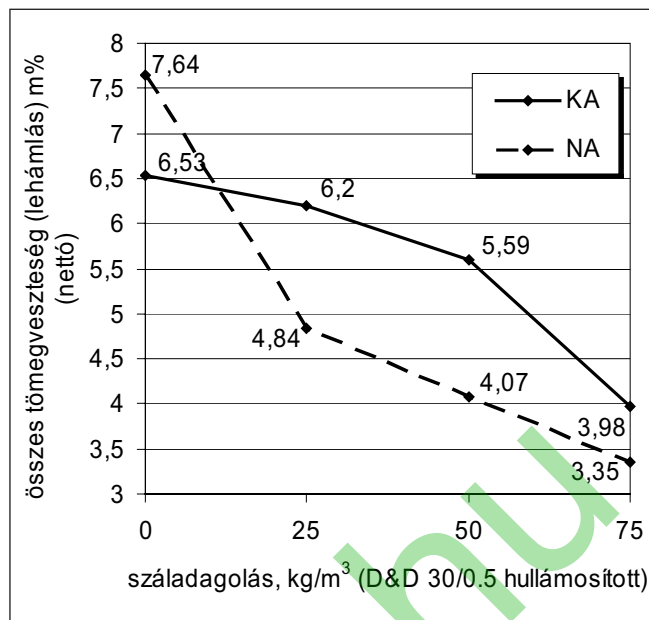
B-módszer: a félig sóoldatban fekvő 75×75×150 mm-es (nagyobb egységből levágott) hasábokat 32 cikluson át mozdatlanul hagytuk (ez a kevésbé szigorú módszer).

Legfontosabb (újfajta, az A és B-módszernél szigorúbb) vizsgálatunk azonban az említett prEN 12390-9:2002 szerinti 150×150×50 mm-es peremezett, hőszigetelt beton lemezeknek vágott 150 mm²-es felületén 56 ciklussal fagyasztott, az előírt 7, 14, 28, 42, ciklus után kicserélt 3 %-os NaCl oldat okozta szakaszos és halmozott lehámlás mérése volt.

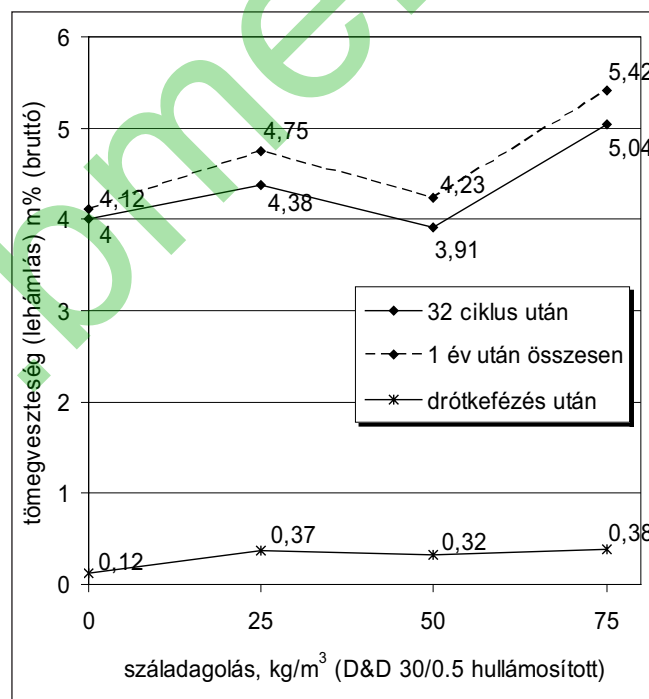
2.4. Külföldi adatok betonba ágyazott acélszálak rozsdásodási lehetőségeire klorid ionok jelenlétében

A 2002-es osztrák *Faserbeton Richtlinie* az acélszálak korrózióját illetően megállapítja, hogy „csak a felszínre kikerkező szálak rozsdásodhatnak, mert a beton passzíváló hatásterületéből kiesnek. Ha az acélszálak a szokásosak (húzott, forgácsolt stb.) akkor ez a rozsdás nem okoz lehámlást, és kontakt korrózió sem jön létre az egyes szálak között.” (ÖVBB, 2002). A felületen keletkező rozsdás tehát sem a teherbírást, sem a használhatóságot nem rontja – de a betonfelület látványát hátrányosan befolyásolhatja (látszóbeton) – kivéve, ha az acélszálak horganyozottak.

A rozsdafolt nélküli felület elérése érdekében ipari padlóknál ezért azt javasolják, hogy a jó bedolgozhatóság miatt szükséges mézsköliszt puhább viselkedését felhordott kemény habarcs vagy rászórt keményadalékos kéreggel és 3 tányéros propelleres simítógéppel tegyék kopásállóvá, folt- és számlen-tessé (Orgass, Dehn, 2002). Az acélszálal látszóbeton tehát külön felületkezelést igényel.

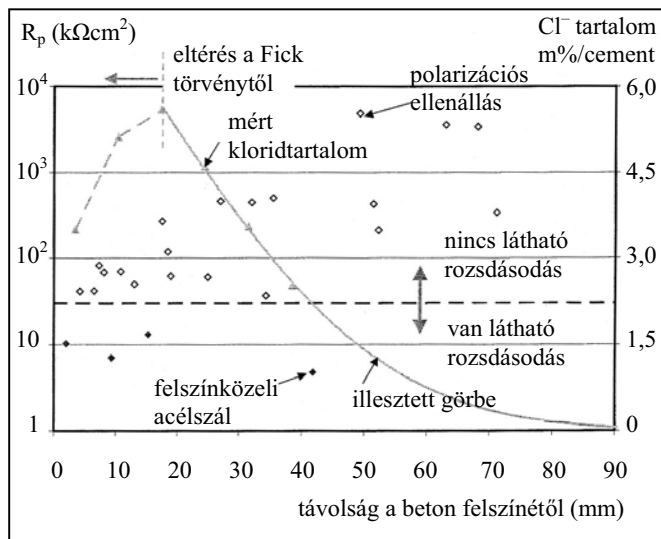


3.a ábra: Tömegveszteségek 32 ciklusú forgatásos fagyasztás után a száltartalom függvényében. (A-módszer, a fagyasztási ciklusok után további 3 hónapig lehámlott tömegekkel együtt) (Erdélyi, Borosnyói, 2005b)

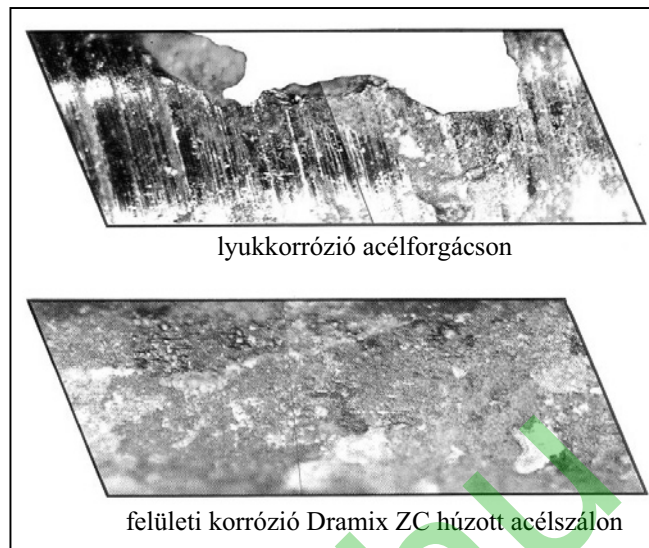


3.b. ábra: Tömegveszteség 32 ciklus után (3% NaCl oldatban, forgatás nélkül, B-módszer) (Erdélyi, Borosnyói, 2005b)

Kimondottan a *betonba ágyazott acélszálak korróziós lehetőségeit* tárgyalja az Aacheni Műszaki Egyetem két kutatási jelentése (Dauberschmidt, 2004). A két éven át egyik felületükön klorid oldattal kezelt, különböző szálakat tartalmazó betongerendákon nyugalmi potenciált, polarizációs ellenállást, elektrokémiai impedanciát és áramsűrűségi görbéket, továbbá a felszíntől való távolság függvényében klorid tartalmakat, illetve elektronmikroszkóppal rozsdanyomot mértek. A legkor-szerűbb módszerekkel mért Rp [kΩcm²] polarizációs ellenállás, látható rozsdanyom (elektronmikroszkóppal), a klorid/cement (m%) és a kitett felszíntől való távolság (mm) közti összefü-gés a 4. ábrán látható (Dauberschmidt, 2004). A mérésekből végül hullámosított huzalra 2,1–4,7 m %; kampóvégűre 3,1 – 3,9 m% és simára 3,4–4,7 m% klorid/cement rozsdásodást okozó arány adódott, tehát a sokat emlegetett kritikus 0,4 m% klorid/cement arány acélszálakra nem érvényes. A betonfelü-letekhez közelebbi (pH<13) környezetben átlagosan 3,6 m%



4. ábra: A polarizációs ellenállás, a klorid-tartalom, a felülettől való távolság és a rozsdásodás mértékének összefüggése (Daubers Schmidt, 2004)



6. ábra: Forgácstolt, illetve húzott acélszál korróziója betonban (0,4-0,5 mm repedésszélességig előreperesztett acélszálás beton próbatestek vizsgálata, az Nr. X41-es nemzetközi formula szerinti sós környezetben) (Bekaert, 1988)

klorid/cement a kritikus rozsdásodási határ, $\text{pH} > 13$ esetén pedig 5,2 m%.

A huzal gyártása során befektetett hidegalakítási munka mennyiségének nöttével (a kohászatban fogyás-százalék) a húzott szálak korrózióállósága nő: ezért nem mindegy a szá-laknak a fogyástól függő szakítószilárdsága sem. A csökkenő átmérőjű húzógyűrűkön való dróthúzás során a huzalkéregben nyomófeszültség keletkezik és a felület igen tömör lesz. Az aachenihez hasonló (Daubers Schmidt, 2005) kutatás sem másutt, sem Németországban nem volt még.

Svéd kutatóintézetben vizsgálták a DRAMIX húzott acél szálak rozsdásodását, tehát az acélszálás beton tartósságát tengerparti és más kitéti viszonyok között (Bekaert, 1998). Megállapításaik:

- 12 év során a cink bevonatú EX-jelű, húzott acélszálak nem okoztak rozsdanyomot, még látszóbeton felületen sem, szemben a csak húzott felületű, DRAMIX szálakkal, amelyek még lamellázva-ragasztva is csoportosan a felszínre kibukkanhatnak (5. ábra, jelen kísérleti betonok röntgen felvételei)
- A húzott szálakon csak felületi rozsdá – a hengerelt hasított szálakon lyukkorrózió keletkezett (6. ábra).
- Egy tengervízzel fröcskölt zónában 5 évig lévő közönséges vasbetonban a 30 mm betonfedésű $\varnothing 10$ mm-es fővasbetéten a felületi rozsdá aránya 25 %-os volt, húzott acélszálás betonban (a vasbetéten) csak mintegy 20 %-os, lemezből hasított szálakon ennek mintegy háromszorosa (7. ábra). Ennek oka a szálak repedéstágasság-korlátozó hatása,

másrészt valószínűleg az acélszálak O_2 fogyasztása.

- 0,25 mm-nél kisebb repedésben a húzott acélszál nem rozsdásodik. Ennek oka az, hogy vibráláskor a szálak, akár csak az adalékszemesék körül kb. 50 μm vastag, $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -ben igen dús réteg keletkezik, amely erősen lúgos és passziváló hatású.
- A hideghúzással készült acélszálakon keletkező rozsdá nyomása várhatóan nem okoz károsodást, mert a növekvő térfogat összesen kicsi.

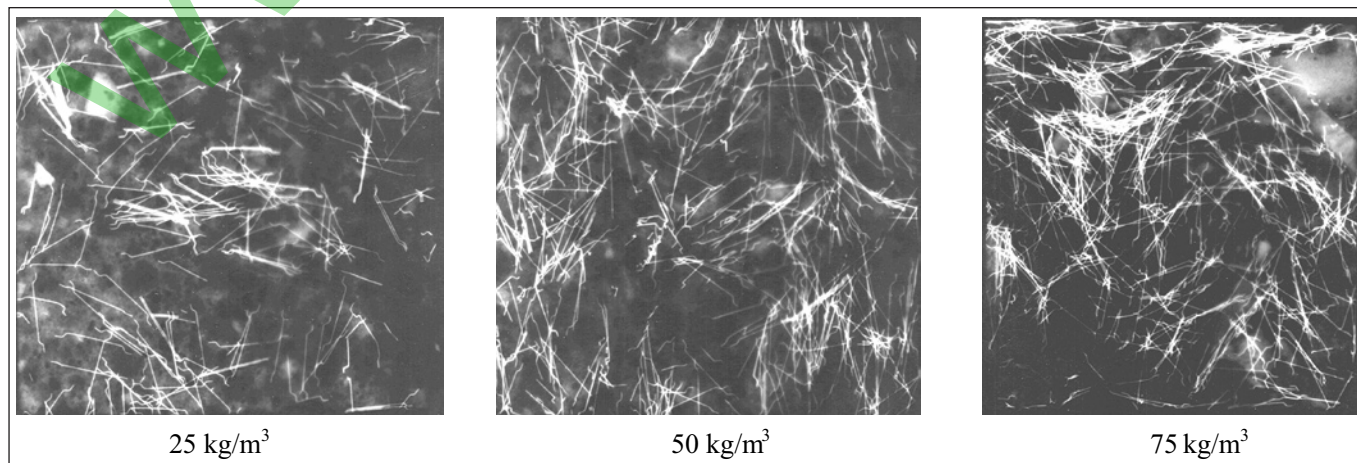
3. SÓ- ÉS FAGYÁLLÓSÁG: HÁM-LASZTÁSOS VIZSGÁLATOK (prEN 12390-9:2002)

3.1. A kiindulási betonok

3.1.1. Áttekintés, kell-e légbuborék, vagy sem?

Az $50 \times 150 \times 150$ mm-es próbatesteket régebbi OTKA munkánk (T 016683: Acélszálerezítésű betonok szívóssága) során már e célra készített $75 \times 150 \times 700$ mm-es gerendákból szeleteltük le, és ezeket a vágott felület érdekében az előirt vastagságra, 50 mm-re vékonyítottuk (L1-től L15-ig számozott lemezek).

Kiindulásul szándékosan nem légbuborékképző adalék-



5. ábra: Dramix szálak eloszlása a kísérleti betonokban (röntgen felvételek)

szerrel készített betont választottunk, mert kérdésünk az volt, hogy az 50-60 N/mm² 28 napos átlagos nyomószilárdságú (~C35/45), nem légbuborékos betont mennyire teszi fagy- és sózásállóbbá az acélszál.

Meggyőződésünket, hogy t.i. ebben a szilárdsági kategóriában szükség van légbuborék rendszerre, igazolva látjuk (v.ö. EN 206-1:2000; L ≥ 4 térf.%, illetve Erdélyi, 1996). Ezt támasztják alá az e célú osztrák kísérletek is, acélszál nélküli, de LP és nem LP, illetve szilikaporos és anélküli, a miénkkel összehasonlítható szilárdságú betonnal (Nischer, 2000). Az említett (a miénkhez hasonló) C₃A-ban szegény cementtel (v/c= 0,48; c=350 kg/m³ nem LP; f₂₈ = 52 N/mm²) készített beton 14 ciklus után már 900 g/m²-t hámlott, és ezért abba is hagyták a vizsgálatot; míg az LP beton (c= 430 kg/m³; v/c = 0,42; f₂₈ = 41 N/mm² 49 ciklus után csak 41 g/m²-t veszített. Az összehasonlító szilikaporos nem LP beton f₂₈ = 85 N/mm² szilárdsága ellenére 72 g/m²-t hámlott. Jelen cikkünkben nem térünk ki arra, hogy mi az oka a szilikaporos nagyszilárdságú beton vártnál rosszabb fagyállóságának (Feldrappe, Müller, 2004).

3.1.2. Jelen tartóssági vizsgálatok megkezdése előtti szilárdsági adataink

A régebbi eredményeket az összetartozó 1.a, 1.b és 1.c táblázat tartalmazza: a KA (v/c = 0,54, c = 300 kg/m³) betonok 55-62 N/mm² nyomószilárdságúak, az NA betonok pedig (v/c = 0,42; c = 400 kg/m³) 60-72 N/mm² köztiek. Ez 1 éves korban megfelelne C35/45, illetve ≥ C40/50 szilárdsági osztálynak.

Egyébként azonos betonösszetétel esetén, a I. (DRAMIX) szállal kapott összes kockaszilárdsági eredmény átlaga 62,3 N/mm², a II. (D&D hullámosított) szállal kapottaké pedig 64,7 N/mm². A különbség kicsi, amit más szakirodalmi eredmények is alátámasztanak (Balázs, 1999).

A mintegy 360 napos, 1:1 oldalarányú próbatestek (a 150×300 kettévágott hengerek felső fele) hasító szilárdsága a szokásos $2F/(\pi dh)$ képlettel számolva (2-2 db átlaga) az 1.b

táblázatban található. Hasításkor 15 mm széles, 4 mm vastag, kemény farostlemez alátétcsíkokat használtunk. Azt is megadtuk, hogy a henger nyomószilárdságának hány %-a a hasító-húzószilárdság. Ezt az anyagvizsgálók kb. 1/20-ra, azaz 5 %-ra szokták felvenni. A hasító-húzószilárdság és nyomószilárdság %-os aránya egyfajta szívóssági számnak tekinthető.

75 kg/m³ száladagolással a hasító-húzószilárdságok már 4 N/mm² fölé (NA-II.-75 jelű próbatestnél 5 N/mm² fölé) emelkednek és így a szál nélküli (etalon) és csak 25 kg/m³ száltartalmú esetekre érvényes átlagos 3 N/mm² körüli hasító-húzószilárdságokhoz képest a %-os javulás lényeges: 50 %, vagy több. De nem többszöröse, ahogyan a terméktájékoztatók gyakran említik.

A hasító-húzószilárdság és nyomószilárdság arányok 6 % körüliek, a 75 kg/m³-es adagolásnál 7 % körüliek, illetve a felettek, tehát a nagyobb száladagolású betonok hasításra szívósabbak, abszolút és relatív értelemben egyaránt.

3.1.3. Jelen kísérleti betonok szilárdságával kapcsolatos megállapítások

- A 28 napos (vízzel telített állapotban mért) kockaszilárdságok alig függenek a száltartalomtól vagy a szálfajtától.
- A kb. 360 napos 1:1 átmérő/magasság arányú hengerek nyomószilárdságai (egyensúlyi légszáras állapotban) a száltartalommal enyhén nőnek, vagy közel azonosak.
- 300 kg/m³ cementtel is lehet 1 éves korra 55 N/mm², ill. 400 kg/m³-rel 65 N/mm² nyomószilárdságú acélszálás betont készíteni jó utókezeléssel (v/c=0,54 ill. 0,42).
- A mintegy 360 napos hasító-húzószilárdság a megfelelő nyomószilárdságnak több, mint 5 %-a, és a %-számok az acélszáltartalommal nőnek 7 %-ig, vagy a fölé: tehát az acélszálás beton hasításra a nagyszilárdságú és nagy száltartalmú tartományban növekvően szívósan viselkedik; az abszolút értékek 4-5 N/mm² körüliek lehetnek 50-75 kg/m³ acélszál-tartalomnál.

Ha összevetjük megállapításainkat az ugyanezt a kétfajta szíjat alkalmazó MKM-kísérlettel (témavezető: Balázs L. Gy.)

1.a táblázat. Kockaszilárdság, N/mm² (28 napos, végig vízben tárolva)

Sorozat	E etalon	I. acélszál, kg/m ³ (Dramix)			E etalon	II. acélszál, kg/m ³ (D&D, hullámosított))		
		25	50	75		25	50	75
KA	49	51	49	54	40	47	45	47
NA	51	56	54	54	53	56	55	57

KA: v/c=0,54, c= 300 kg/m³; NA: v/c=0,42, c = 400 kg/m³

1.b táblázat. Hasító-húzószilárdság, N/mm² és % arány (150×150 mm, kb. 360 napos, először 28 napig vízben, utána levegőn tárolt hengerek)

Sorozat	E etalon	I. acélszál, kg/m ³ (Dramix)			E etalon	II. acélszál, kg/m ³ (D&D, hullámosított))		
		25	50	75		25	50	75
KA	3,3	3,2	3,9	4,3	3,2	2,7	4,3	4,9
	5,9 %	5,5 %	6,8 %	7,3 %	6, %	4,8 %	7,2 %	7,8 %
NA	3,1	3,0	4,1	4,8	4,1	3,2	3,9	5,2
	5,1 %	4,6 %	5,8 %	6,6 %	5,9 %	5,0 %	5,4 %	7,3 %

1.c táblázat. Nyomószilárdság, N/mm² (150×150 mm, kb. 360 napos, először 28 napig vízben, utána levegőn tárolt hengerek)

Sorozat	E etalon	I. acélszál, kg/m ³ (Dramix)			E etalon	II. acélszál, kg/m ³ (D&D, hullámosított))		
		25	50	75		25	50	75
KA	56	58	57	58	54	56	60	63
NA	60	66	71	72	71	72	72	71

akkor az egyezés megnyugtató, mert:

„... a henger hasító-húzószilárdság acélszaladagolás növe-
lése esetén jelentősen nőtt...”

„... a kockaszilárdság csekély mértékben (15 %-kal) nőtt; a
D&D szálakkal valamivel nagyobb mértékben, mint a Bekaert
(Dramix) szálakkal...” (Balázs, Polgár, 1999).

4. VIZSGÁLATI EREDMÉNYEK

4.1. Hámlás (beton és acélszálak együtt)

Az erőteljes (28 ciklus = 28 nap után már 1000 g/m^2 -t is elérő) hámlás ellenére minden mintát 56 ciklusig fagyasztottunk. Itt említjük meg, hogy esetünkben 400 g/m^2 lehámlási veszteség már közel 15 m%-ot jelent. A legjobb lemezek a svéd SS137244 szabvány szerinti $\leq 1000 \text{ g/m}^2/56$ követelményt teljesítve, 28 ciklus alatt hámlasztva legalább kétszer annyi tömeget vesztek, mint a hasábok. A hámlasztás tehát szigorú vizsgálat.

A göngyöltött (halmozott) lehámlási eredményeket (g/m^2) kiszámítottuk csak a lehámlott *betonra*, csak az elszabadult (mágnessel különválasztott) *acélszalakra* (8. ábra), és az elszabadult acélszálak *tömegének megfelelő betontérfogattal növelt, ún. összes normalizált* és göngyöltött betontömegre is (9. ábra). Az összesített eredményt (a rossz peremszigetelés miatt átfolyt L11 jelű = NA25 – 1/9c próbatest durvahibásan nagy értékét kihagyva) a 2. táblázatban adjuk meg növekvő sorrendben, 28 illetve 56 ciklusra, a *képzetes, átlagos vékonyodással* együtt. Szemléletesebbek a 10. és 11. ábra szerinti oszlopdiagramok.

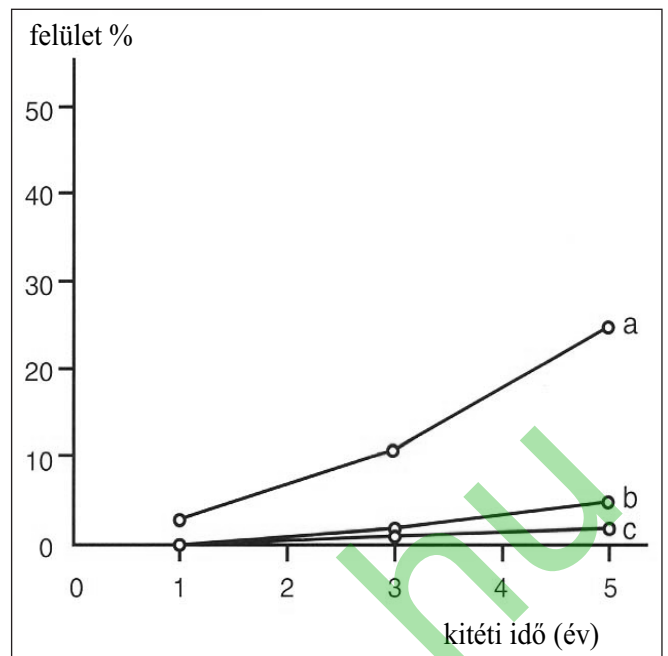
4.2. Hasított felületek

Az *elhasítás után fenolftalein oldattal* kezeltük a próbatestek hasított felületét. Az 56 ciklusos lehámlási mérték szerint legjobb és legrosszabb 3-3 lemeznek a fényképét itt közöljük (1-6. fénykép).

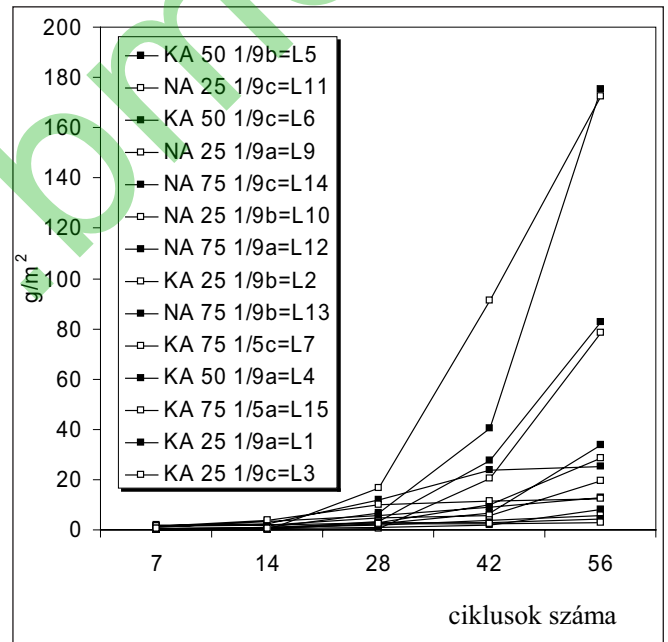
A képekből világosan kitűnik, hogy a legkevésbé hámlott lemezeken csak vékony a Ca(OH)_2 nélküli szürke kéreg és vastag az ép Ca(OH)_2 -ban dús, lila színű (jelen fényképeken sötétebb tónusú), nagyobb pH értékű mag. A legrosszabbaknál az 50 mm-es eredeti vastagságból egyrészt sok hiányzik, másrészt ezeken (a fényképeken kifelé, balra és jobbra eső), azaz a *hámlasztott oldalon* igen mély (vastag) a szürke, Ca(OH)_2 tartalmát veszített kéreg. Itt a féldarabok egymás felé fordított oldala vizsgálatkor a *lemez alja* volt és ezt az oldalt műanyag-lemez és hőszigetelés borította, tehát a vizsgálat 56 napja alatt sem O_2 , sem CO_2 , sem víz nem juthatott oda. Az egymás felé forduló belső feleken látható vékony szürke kéreg tehát a *vizsgálatot megelőző* években végbement karbonátosodást jelzi. A fagyasztás kezdetekor a vizsgált felület néhány hetes, frissen vágott volt.

A lemezek lehámlott fele az egész vizsgálat alatt (7-14-28-42 ciklus után frissre cserélt) 3 %-os NaCl oldattal érintkezett, tehát ez az oldal CO_2 hiányában tovább nem karbonátosodhatott. A folyamatok további, röntgen-diffraktográfiás és derivatográfiás vizsgálatát a következő fejezetben ismertetjük.

Megmértük a *hasítóerőket*, és ezekből a kezdeti ép, 50 mm-es vastagságot alapul véve a szokásos képlettel névleges *hasító-húzószilárdságokat* számítottunk; ezek sorrendje a lemez (pl. térburkolat) *fagyasztás utáni maradó teherbírásai sorrendjét* jelenti (2. és 3. táblázat), de természetesen *nem igazolja a felület használhatósági értékét*. Az 56 ciklusig fagyasztott, peremezett, 15 db hőszigetelt próbatest közül egy a 7. fényképen

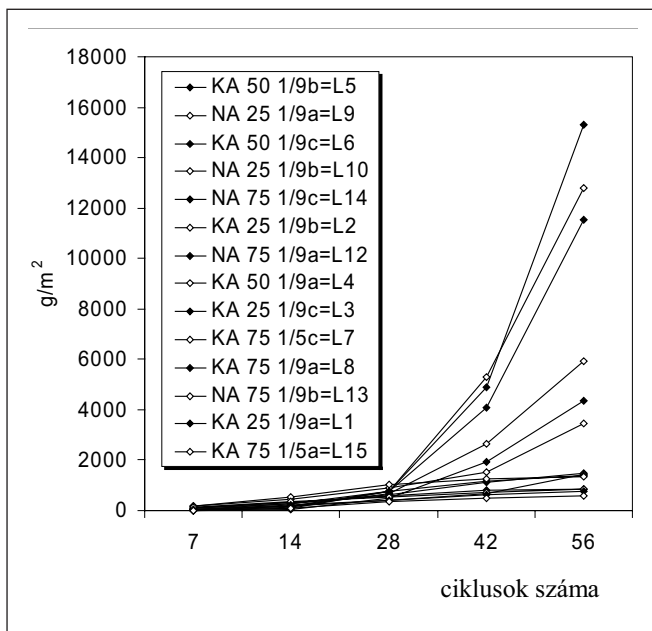


7. ábra: 10 mm átmérőjű betonacél felületi korróziója háromféle betonban (Bekaert, 1988)
a) acélszál nélküli
b) lemezből vágott szállal
c) hidegen húzott huzal-szálak



8. ábra: Göngyöltött összes fajlagos acélszál veszteség

látható. A hőszigetelő burkolatból kiemelt és a 2. táblázat szerint megfelelő, legalább 2 N/mm^2 teherbírású, és *elfogadható hámlású* (763 g/m^2), L1 jelű próbatest a 8. fényképen, *egy már el nem fogadható hámlású* (3462 g/m^2) és 2 N/mm^2 alatti ($1,3 \text{ N/mm}^2$) névleges hasító-húzószilárdságú eset (L2 próbatest) a 9. fényképen látható. A megfelelés határaként az *acélszálás*, nem fagyasztott, ellenőrző $\geq 2 \text{ N/mm}^2$ hasító-húzószilárdságot választottuk. A *szál nélküli* etalon természetesen ennél kisebb szilárdságú ($1,8 \text{ N/mm}^2$, lásd a 3. táblázatban). A *felszínre kikerkező szálak* a vizsgálati NaCl oldat leöntése és száradás (O_2 , CO_2 hatás) után természetesen rozsdásak (10. fénykép) – függetlenül attól, hogy ez az L15 jelű, egyébként a legkisebb hámlású próbatest megfelelő teherbírású maradt 56 ciklus után is ($2,8 \text{ N/mm}^2$). Ez a *belül lévő szálak* (75 kg/m^3) *változatlan hatékonyságát* mutatja. Egy fagyasztott hasáb töre és a karbonátosodás mértéke a 11. fényképen látható.



9. ábra: Göngyöltett, normalizált, számított összes fajlagos veszteség

4.3. Vízzároság: a tartósság egyik föltétele

4.3.1. A 4 éves próbatetek – cementfajta és péptartalom

Az MSZ 4715 és 4719 szerint víz fokozatra vizsgáltuk meg a betonjainkat: felrajzoltuk a vízbehatolási ábrákat és mértük a b_{max} legnagyobb ordinátát (4. táblázat). Az általában előírt ≤ 20 mm-nek – 1 kivétellel – megfeleltek a betonok, de a kisebb péptartalmú (mintegy 260 liter/m³) KA jelű betonba a 75 kg/m³ acélszál már nem mindig dolgozható be kifogástalanul, míg ez az NA jelű mintegy 300 liter/m³-es betonba kifogástalanul bedolgozható volt. A relatíve drága acélszálát csak jó betonba érdemes tenni, és 75 kg/m³ acélszálát csak nagyobb péptömeggel lehet kifogástalanul beágyazni (lásd pl. az 5. ábrán).

Az általunk vizsgált $c = 400$ kg/m³ helyett $c = 350$ – 375 kg/m³ is jó megoldás, ha 50–25 kg lisztfinom szemcsét (≤ 100 μ m) adagolnak. Ez lehet pernye, LL jelű mészköliszt, örölt kohósalak: ezek a kiegészítők a tartósságot nem rontják.

Ausztriában betonutakhoz CEM II/A-S 42,5 jelű kohósa-

2. táblázat. Fagyasztott-lehámolt lemezek hasító vizsgálatának eredményei 50 mm névleges vastagsággal számítva a hasító szilárdságok sorrendjében

Próbatest jele	Szál menny.	Beton típusa	Hasító húzó erő	Hasító húzó szilárdság	Veszteség a lehámlásból 28 ciklus után	Veszteség a lehámlásból 56 ciklus után
[-]	[kg/m ³]	[-]	[kN]	[N/mm ²]	[g/m ²]	[g/m ²]
L9*	25	NA	6,6	0,55	761	12795
L10	25	NA	9,6	0,81	692	5924
L5	50	KA	10,4	0,88	778	15239
L6	50	KA	9,6	0,89	769	11547
L3	25	KA	11,0	0,99	743	1394
L2	25	KA	15,8	1,35	908	3462
L12	75	NA	19,0	1,69	628	1488
L1	25	KA	25,0	2,17	417	763
L4	50	KA	25,0	2,21	421	1416
L15	75	KA	31,0	2,78	360	563
L7	75	KA	33,0	3,10	1024	1353
L13	75	NA	38,1	3,24	555	865
L8	75	KA	56,0	4,78	584	875
L 14	75	NA	-	-	503	4358

*: ásványtani elemzés is készült

3. táblázat. Nem fagyasztott, 10 éves ellenőrző próbatetek hasító-húzó-szilárdsága növekvő sorrendben

Próbatest jele	Hasító erő	Hasító húzó szilárdság
[-]	[kN]	[N/mm ²]
ETALON	30,0	1,8
KA 25 I./7	37,0	2,1
NA 25 I./9	49,0	2,8
KA 75 II./10c	55,0	3,0
NA 75 I./9	76,0	4,3
KA 50 II./10a	72,0	4,5

lakos cementet használnak. A szokásos 375 kg/m³ adagolás esetén ez ($S \leq 20\%$) 75 kg/m³ együttörölt kohósalakot jelent és az ilyen légbuborékos autópályabeton az XF4 követelményeknek tökéletesen megfelel. A kohósalakos CEM II cementtel készített betonok jól utókezelve jobb vízzároságúak, mint a CEM I cementtel készített betonok.

4.3.2. A 10 éves próbatetek

Az előző, OTKA T 016683 számú, Rostbetonok szívóssága c. kutatásból félretettünk néhány, 28 napig vízben, utána végig laborlevegőn tárolt próbatestet. Ezeket ellenőriztük a vízzároságot az új MSZ EN 12390-8:2001 szellemében, és azonnal (5 bar helyett) 6 bar víznyomást adtunk rá és ezt 3 nap helyett

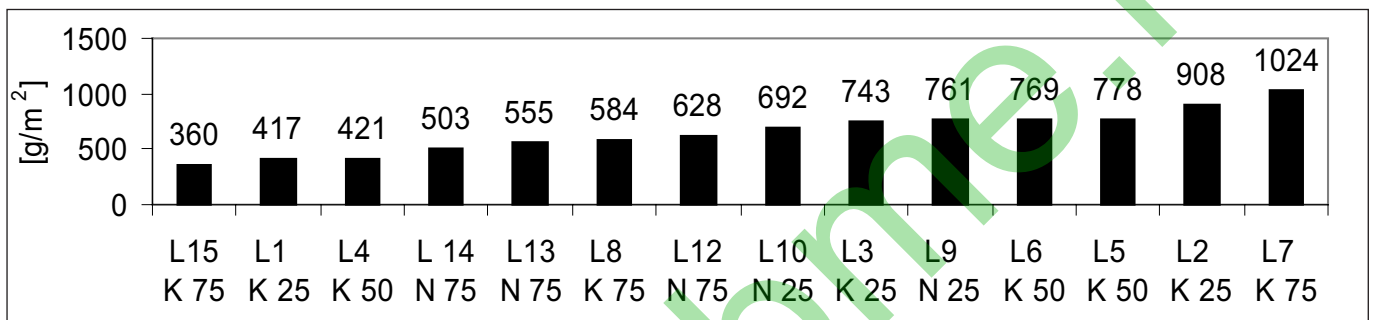
4. táblázat. 4 éves beton próbatestek vízzárósága (vz6; lépcsős nyomásnövelés, MSZ 4719)

Betonfajta	Jel	Szál [kg/m ³]	b _{max} [mm]	Megjegyzés
v/c=0,54; c=300 kg/m ³	KA E4 Etalon	0	18	V _{pép} = 289 ℓ/m ³ a KA jelű betonokban
	KA 25 I/6	25*	14	
	KA 50 I/6	50*	12	
	KA 75 I/6	75*	52	kisebb péptömeggel nem dolgozható jól be a 75 kg/m ³
v/c=0,42; c=400 kg/m ³	NA E2 Etalon	0	15	V _{pép} = 297 ℓ/m ³ az NA jelű betonokban
	NA 25 II/2	25**	22	
	NA 50 II/4	50**	18	
	NA 75 II/5	75**	18	

*: Dramix 30/0,5

** : D&D hullámos 30/0,5

Megjegyzés: MSZ 4798-1:2004 szerint XV3(H) osztályban b_{max} = 20 mm-nél ne legyen nagyobb.



10. ábra: Összes normalizált lehámlik növekvő sorrendben 28 ciklusra

6 napig tartottuk rajta. A b_{max} eredmények (mm) és a karbonátosodás mélysége (k, mm) a következők:

- KA-I 50/a (Dramix, 50 kg/m³) b_{max} = 9; k = 6-10
- KA-I 50/b (Dramix, 50 kg/m³) b_{max} = 11; k = 6-10
- KA-II 50 (D&D, 50 kg/m³) b_{max} = 8; k = 11-14.

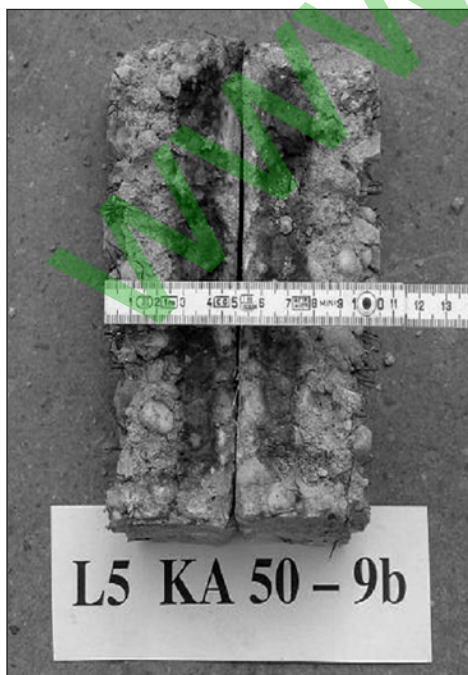
A cél itt elsősorban az elhasítás után láthatóvá tett karbonátosodott réteg kimutatása és az acélszálak felületi állapotának ellenőrzése volt, vagyis, hogy rozsdafolt keletkezett-e?

Egy eredmény a 12. fényképen látható: még a karbonátosodott kéregből kiálló, de előzőleg pépbe ágyazott D&D, hullámosított acélhuzalszálak is matt fémfényűek.

A v/c ≤ 0,6 föltételnek megfelelő idős, jól érlelt beton vízzárónak tekinthető, amiként azt a vízáteresztési együttható értéke alapján (m/s) a szakirodalom igazoltnak tekinti (Uj-helyi, 2005).

Tárgyalt betonjaink tehát az XV3 (H) kitéti osztálynak megfelelnek: b_{max} ≤ 20 mm.

Szakirodalmi adatok alapján állítható, de a mi kísérleteinkből is kitűnik, hogy a száltartalom növelése a (későbbi kori) vízzáróságot javíthatja, ha a szálak beágyazottsága tökéletes (megfelelő péptérfogat) és bedolgozási hiba (zárvány, fészek)



1. fénykép. L5 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra) (megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozitívak)



2. fénykép. L9 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra) (megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozitívak)



3. fénykép. L6 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra)
(megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozití-
vak)



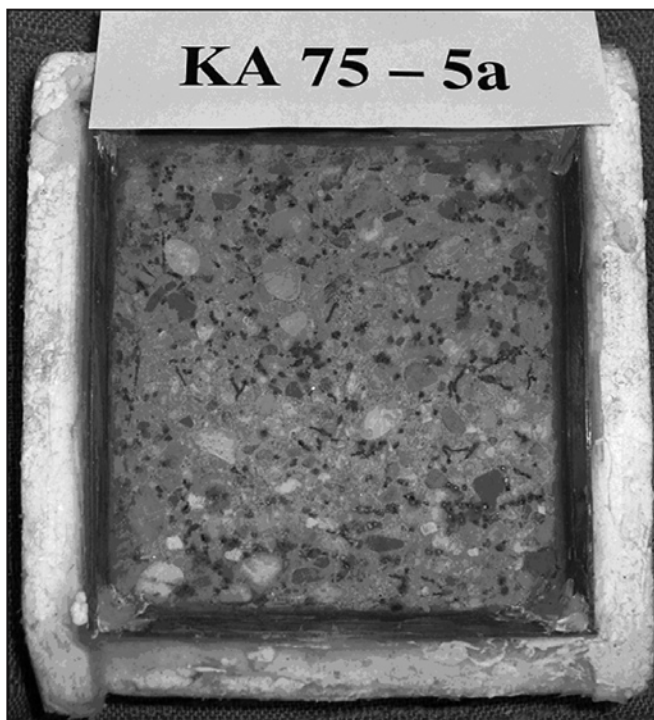
5. fénykép. L1 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra)
(megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozití-
vak)



4. fénykép. L15 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra)
(megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozití-
vak)



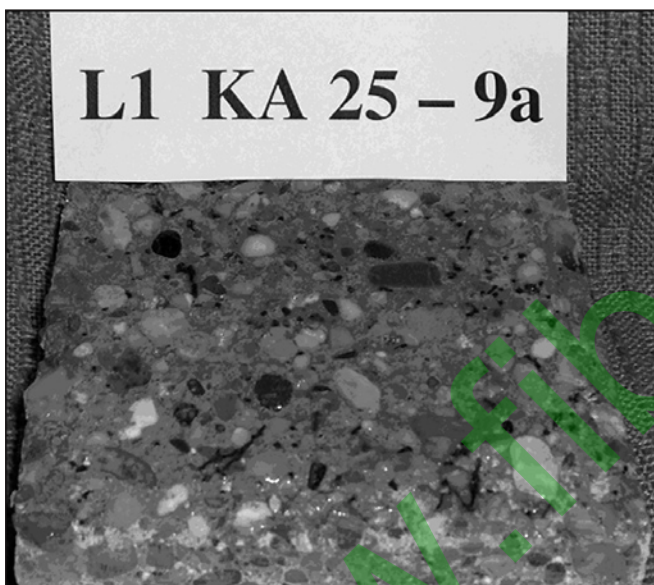
6. fénykép. L13 jelű hámlasztott próbatest (lásd 11. ábra)
(megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozití-
vak)



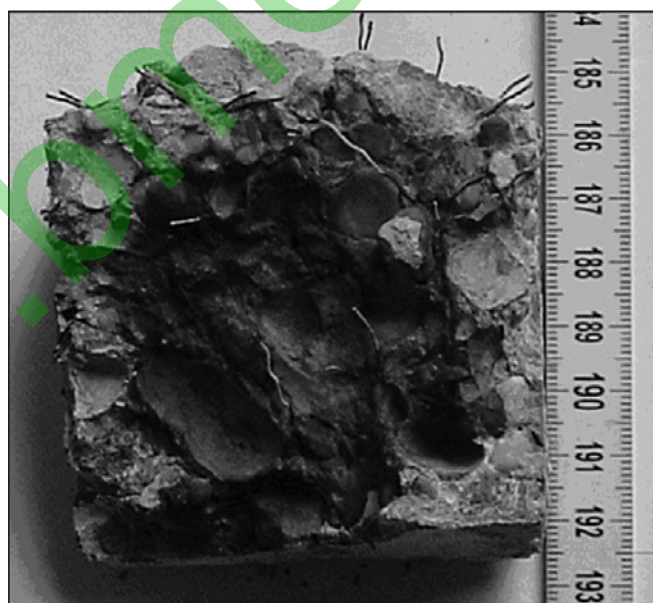
7. fénykép. Hőszigetelt, peremezett, hámlasztott próbatest



10. fénykép. Legkisebb hámlású, L15 jelű próbatest: felszínen rozsdás szálak (lásd 11. ábra)



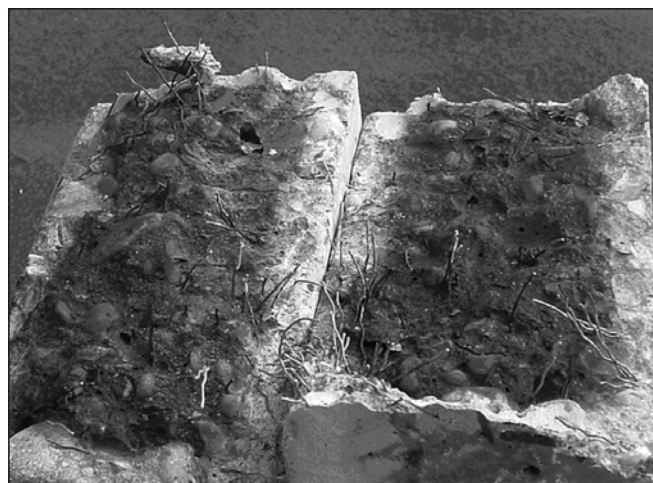
8. fénykép. Elfogadható veszteségű hámlasztott L1 jelű próbatest (lásd 11. ábra)



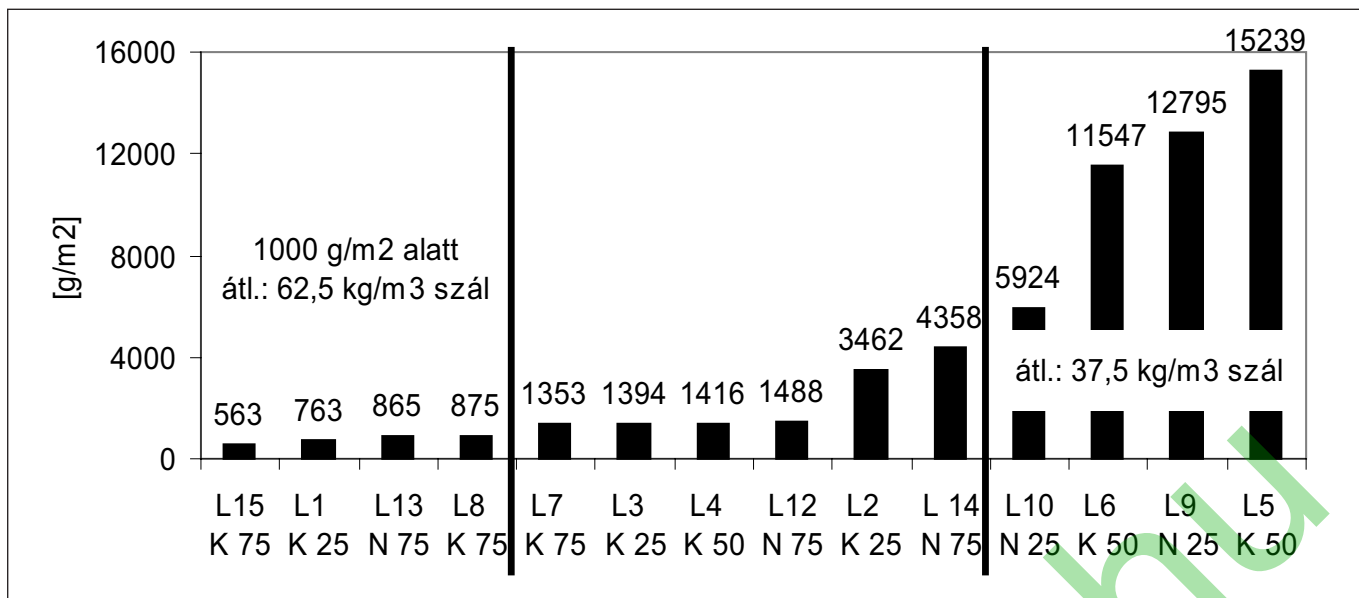
11. fénykép. A-módszerrel fagyasztott-olvasztott 75×75×150 mm-es acélszálás (75 kg/m³) betonhasáb töreite 10 éves korban hasítva (megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartomány fenolftalein pozitív)



9. fénykép. Nem elfogadható veszteségű hámlasztott L2 jelű próbatest (lásd 11. ábra)



12. fénykép. 28 napig vízben, utána 10 évig laborvegőn tárolt vízzáróssági próbatest, elhasítva: a szálak matt fémfényűek (megjegyzés: a középső, sötétebb tónusú tartományok fenolftalein pozitívak)



11. ábra: Összes normalizált lehámlás növekvő sorrendben 56 ciklusra

nincs. Ennek oka a szálaknak a *zsugorodási mikrorepedést akadályozó* viselkedése (*crack arrest*).

4.3.3. Fagyasztott–olvasztott próbatetek

A B-módszerrel (nyugvó próbatetek) 32 cikluson át fagyasztott–olvasztott KA jelű, tehát *kisebb szilárdságú* (nagyobb v/c tényezőjű, a biztonság szempontjából mértékadó) 25, 50 és 75 kg/m³ D&D hullámosított acélszáltartalmú betont 72 órán át 6 bar víznyomással vettünk igénybe. A behatolás $b_{max} = 6$ és 28

mm között volt, tehát az MSZ EN 12390-8:2001 szerinti 72 órán át 5 bar víznyomási körülményhez képest kissé szigorúbb feltételek között *fagyasztottan is vízzáró* és az MSZ 4798-1:2004 szerint ez az XV2 (H) környezeti osztálynak felel meg (max. 0,2 liter/m²/24 óra vízátthatóság).

Jelen cikk 2. részében a kísérleti eredmények értékelésével és azokból megfogalmazott javaslatokkal foglalkozunk.

A 2. rész tartalmazza a Hivatkozásokat is.

ALAGÚTTŰZEK HATÁSA A BETON FALAZATRA



Fehérvári Sándor

A zárt térben, alagutakban bekövetkező tüzesetek során jelentős energia szabadul fel. Ennek következtében olyan léghőmérsékletek alakulnak ki, amelyek jelentősen befolyásolhatják az alagút falazatát alkotó (vas)beton szerkezetek alkotóinak viselkedését. A hagyományos magasépítési szerkezetektől eltérően az alagút gyakran robusztus falazata az egyoldali, ugyanakkor jelentős hőterhelésre a hagyományostól eltérő módon reagál. Cikkünkben az alagúttűzek falazatra kifejtett terhelésével, valamint a beton alagútfalazat hőmérséklet hatására bekövetkező változásaival foglalkozunk.

kulcsszavak: alagútfalazat, tűzterhelés, tűzállóság, réteges leválás, szilárdságvesztés

1. BEVEZETÉS

Az elmúlt évtizedekben, alagútban bekövetkezett katasztrófák száma a forgalmi terheléssel közel arányosan növekedett. A balesetek során több alkalommal jelentős tűz is keletkezett az alagút belsejében, aminek oltása a speciális körülmények miatt csak lassan haladt. A szerkezetet érő hatások modellezésére a szabványos tűzgörbék alkalmazhatók. Amint azt a VASBETONÉPÍTÉS előző számában bemutattuk (Fehérvári, 2007) az alagúttűzek modellezésére elsősorban a holland RWS, a német RABT, illetve a francia szénhidrogén (módosított) tűzgörbe használata javasolt. A tervezés során a kiválasztott görbe hőmérsékleti értékeit mint léghőmérsékletet kell a keresztmetszet hőmérsékleti eloszlásának megfelelő helyre, leginkább a *főte* (az alagút „teteje”) környezetére háritani.

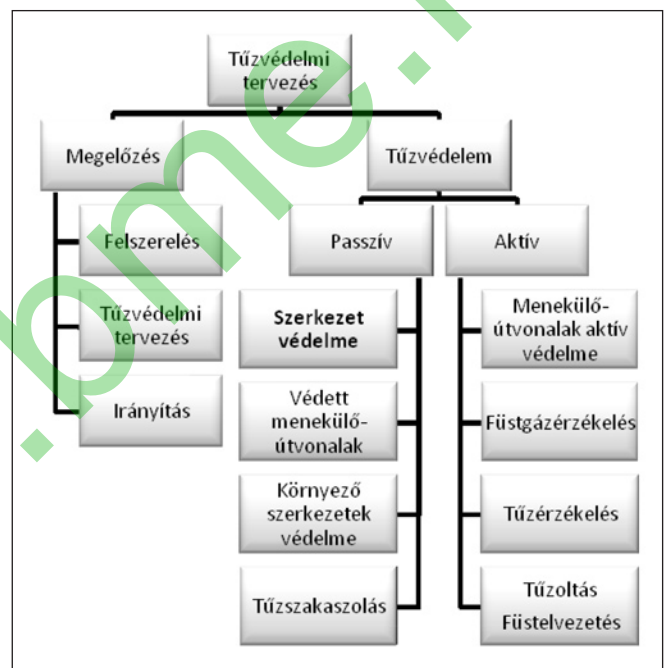
Az alagút szerkezetét érő hatások megállapítása, az alagútban zajló forgalom típusának, sűrűségének, jellegének, valamint a vonatkozó szabványos és speciális előírásrendszerből adódó tűz- és hőterhelés jellegének meghatározása után kezdhetjük meg az alagút tűzvédelmi tervezését.

2. A TŰZVÉDELEM

Egy műtárgy vagy műtárgyrendszer megépítéséhez napjainkban elengedhetetlen a teljes körű, átgondolt, megfelelően tervezett tűzvédelmi rendszer. Ennek a több tényezős rendszernek adjuk rövid áttekintését a 1. ábrán.

A folyamatábráról látható, hogy a hatékony tűzvédelmi rendszer kialakításához a tevékenységi körök komplex alkalmazására van szükség. Az életvédelmet szolgáló beavatkozások minden esetben prioritást élveznek. Ugyanakkor az alagút szerkezetének szempontjából a legfontosabb magának a szerkezet védelmének kialakítása. Mindehhez szükséges továbbá a megelőzés, a tűzvédelem egyéb aktív és passzív egyéb módzatai.

Megelőzésen az átgondolt (tűzvédelmi) tervezésről, az aktív és passzív irányító és biztosító rendszerek felszereléséről van szó. Tüzeset bekövetkezésekor annak terjedése megakadályozandó és hatásai csökkentendők. Erre szolgál a passzív (műtárgy szerkezetébe épített) és aktív (cselekvőképes) rendszerek jelenléte. Magát a műtárgy szerkezetét is - kellő mértékig - a láng- és hőhatásnak ellenállónak kell tervezni. Biztosítandók az alagútban lévő személyek meneküléséhez szükséges műtárgyrészek (összekötő-alagút, menekülőakna stb.). Meggátolandó



1. ábra: Tűzvédelmi tervezés folyamatábrája (Beard és Carvel, 2005 alapján)

továbbá a tűz áttejedése környező szerkezetekre.

A következőkben az alagút szerkezetének tűzzel szembeni ellenállásával kívánunk foglalkozni, különös tekintettel a legelterjedtebb, beton-vasbeton szerkezetű alagútfalazatokra.

3. ALAGÚTI VASBETONFALAZATOK VISELKEDÉSE TŰZ ESETÉN

Az alagút szerkezetének betonja viseli az üregnyitás következtében fellépő föld- és közetnyomásokat, továbbá az alagút belső szerkezetéről átadódó terheket. A magasépítési szerkezetektől eltérően a műtárgyat érő terhelés sem a tűz időtartama alatt, sem azt követően nem csökken, végig közel állandó szinten marad. A tűzzel érintett szerkezetnek tehát a rá háruló igénybevételeket változatlanul kell, illetve kellene viselnie függetlenül a tüztől.

- A tűzálló alagúti betonszerkezet létrehozásának feltételei:
- a tervezés (megelőzés): a szerkezet alkotóelemeinek megfelelő összeállítása, méretezése a tűzterhekre;
 - a védelem: a szerkezetnek saját anyagában vagy tűzvédő

rétegek segítségével a tűzterhelést el kell viselnie, illetve megfelelő oltóberendezések segítségével a hőterhelést aktívan csökkenteni kell;

- *a javítás:* a szerkezet esetleges sérüléseinek tüzeset utáni javíthatósága.

Amennyiben a szerkezet nem felel meg a tűz okozta több-let-igénybevételeknek, a következő lehetőségek állhatnak elő (Beard és Carvel, 2005):

- a tűz következtében a szerkezeti integritás csökkenése vagy megszűnése, ami a szerkezet összeomlásához vezethet még a mentés teljes végrehajtása előtt;
- a szerkezet jelentős károsodása, ami költséges és elhúzódó rehabilitációs munkálatokat, illetve az alagút forgalomból való kiesése miatti járulékos gazdasági károkat (pl. hosszabb, költségesebb terelőút) eredményez;
- a mentő csapatok veszélyes környezetben kénytelenek dolgozni;
- egyéb, másodlagos rendszerek, mint kábelcsatornák, ventilátorok felfüggesztései, légcatornák stb. sérülései, melyek a mentés során szintén balesetveszélyesek, valamint a kármentés költségeit tovább növelik.

A fent bemutatott lehetőségek közül az első két szcenárió megelőzése elsődleges fontosságú. Ezek elkerülése az alagút-szerkezet megfelelő védelmével biztosítható. Aktív védelmet jelenthetnek a vízködszóró berendezések, melyek az alagút falazatára vizet permetezve azt hűtik. A passzív védelemben meg kell különböztetnünk a vasbeton szerkezet anyagának „saját” védelmét, illetve a beton szerkezetre elhelyezett tűzvédő bevonatokat.

4. A VASBETONFALAZAT TŰZÁLLÓSÁGA

A betonszerkezet tűzállóságát tervezési szinten több, egymással összefüggő szempontrendszer egy időben történő alkalmazásával tudjuk biztosítani:

- *tűzterhekre történő tervezés:* mint azt már fent bemutattuk, a szerkezetet érő hatások közé a tűz okozta hő- és lángterhelés is fel kell venni, és azt külön, illetve a vele együtt ható igénybevételekkel együtt vizsgálni kell;
- *szerkezeti méretek:* a szerkezeti méreteket a tűz hatásának figyelembevételével kell kialakítani. Beleértve ebbe a megfelelő betonfedés biztosítását, a tűzterhelés jelentette többlet-igénybevételre (hőtágulás, gátolt alakváltozások) további vasalást;
- *tűzálló beton:* speciális, tűznek jobban ellenálló cement és adalékanyagok használata. Ezeknek a tűz okozta anyagvál-

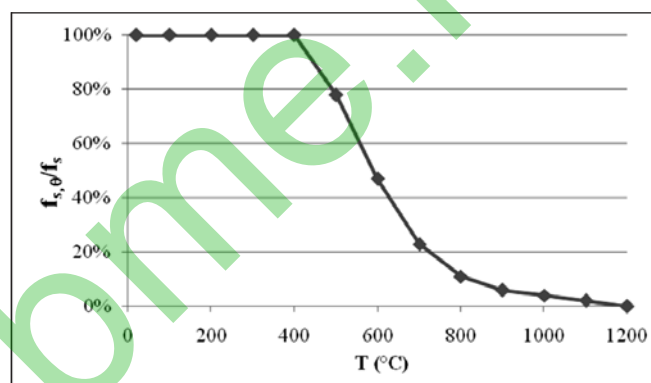
tozásoknak jobban megfelelő keverési aránya révén a beton tűzállósága javítható. Tovább növelhetjük a beton tűzzel szembeni ellenállóságát speciális kiegészítő-anyagok (pl. műanyagszál) adagolásával;

- *tűzvédő bevonat:* speciális, a teherviselésbe be nem vont, csak tűzvédelmi feladatú rétegek alkalmazása;
- *speciális igények:* csatlakozási szerkezetek, szigetelés különleges védelme.

A vasbetonfalazat viselkedését és hőterhelés miatti teherbírási-kimerülését a 2. ábrán foglaltuk össze tájékoztató formában:

A tönkremenetelt kiváltó négy ok közül kettő egyértelműen a beton, egy az acélbetét, egy pedig a kettő együttes hatására vezethető vissza.

Vizsgálva az okokat, megállapítható, hogy a szerkezeti acélok viselkedése magas hőmérsékleten kellőképpen vizsgált és jól meghatározott. Amint azt a 3. ábrán bemutatjuk, mind a betonacél, mind az acélszál szilárdsága cca. 400 °C-os hőmérsékletnél kezd rohamosan csökkenni. 1000 °C környezetében mindkét erősítési mód hatása gyakorlatilag nullára csökken.

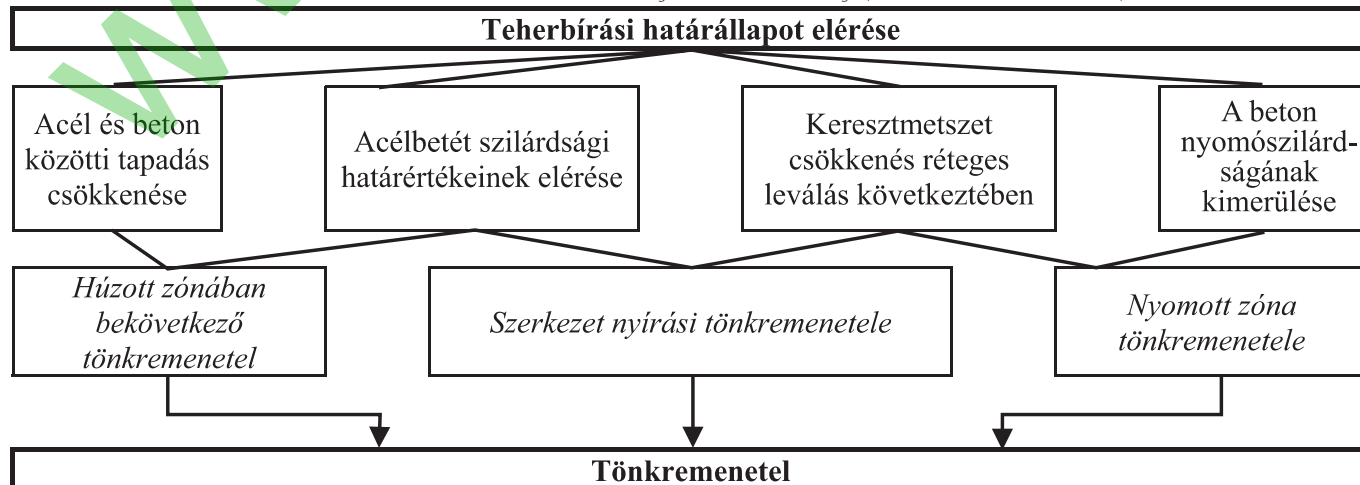


3. ábra: Betonacél relatív szilárdságcsökkenése hőmérsékletemelkedés hatására (MSZ EN 1992-1-2)

Az acél szilárdságcsökkenésén kívül az acél és beton együttdolgozására is jelentős hatást gyakorol a hőmérséklet. Irodalmi adatok szerint (ITA, 2004) a beton és acélbetétek közötti tapadás már 400 °C hőmérsékleten jelentősen csökken, míg 600 °C felett a tapadás lényegében megszűnik. Szintén a fenti kutatás megállapításai szerint az alagutak jelentős szerkezeti méretei miatt a tapadásvesztés csak speciális szerkezeti elemeknél lehet mértékadó.

Az acélbetét tulajdonságait csak kismértékben tudjuk változtatni (pl. ötvözőanyagok). A szerkezeti vasalás tűzzel szembeni ellenállása tehát csak az acél mennyiségének növelésével, elhelyezésének változtatásával vagy hőterhelésének csökkentésével (pl. betonfedés növelése) javítható.

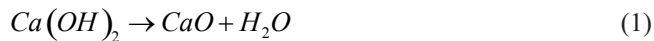
2. ábra: Tűzterhekre kitért vasbetonszerkezet elméleti tönkremeneteli módjainak sematikus ábrája (Blennemann és Girmau, 2005)



A beton szerkezetében, speciális adalékanyagaiban ezzel szemben már jelentősebb változtatásokat tudunk eszközölni.

5. A BETON VISELKEDÉSE MAGAS HŐMÉRSÉKLETEN

A beton szerkezetében, mikro- és makrostruktúrájában a hő hatására jelentős változások mennek végbe. A hőmérséklet emelkedésével párhuzamosan először a beton pórusaiban lévő víz távozik, amivel párhuzamosan bekövetkezik a kevésbé stabil hidrátok mint az *ettringit* (cementkémiai jelöléssel: $C_3A \cdot 3Cs \cdot H_{32}$) valamint a *monoszulfát* ($C_3A \cdot Cs \cdot H_{12}$) vízvesztése. A folyamatos hőmérséklet emelkedés hatására, 400 °C felett a $Ca(OH)_2$ is dehidratálódik (1) szerint:



A keletkező víz a magas hőmérséklet miatt azonnal vízgőzzé válik. A hőmérséklet további emelkedése során 575 °C környezetben (Beard és Carvel, 2005) a kvarc alapú adalékanyagok SiO_2 tartalma kristályszerkezeti átalakuláson megy keresztül, térfogata növekszik. Winterberg és Dietze (2004) megállapításai alapján az adalékanyag a kristályszerkezeti változásán kívül hő hatására tágul is

$$(\alpha_r = 5 \times 10^{-6} - 12 \times 10^{-6} \frac{1}{K},$$

anyagtól függően), ezzel szemben a cementkő hő hatására kis kezdeti duzzadás után zsugorodik

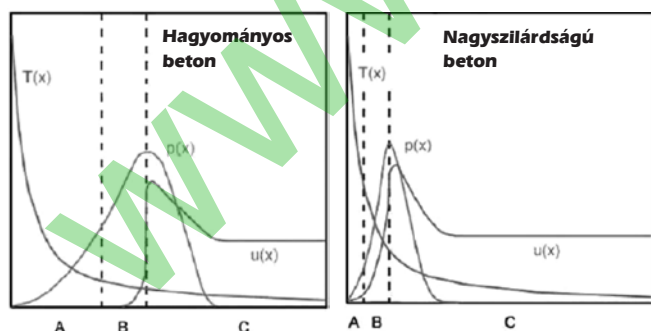
$$(\alpha_r = 8 \times 10^{-6} - 23 \times 10^{-6} \frac{1}{K}, \text{ a nedvességtartalom függvényében}).$$

Tovább növelve a hőmérsékletet, a 800 °C felett a mészkőadalékok $CaCO_3$ tartalma is felbomlik *égetett mészre* és *széndioxidra* (2) szerint:



850-900 °C-os hőmérsékleten a beton alkotóelemeiben (pl. CSH) még meglévő hidrátvizek és felszabadulnak, majd túltelített gőzzé válnak.

Fentiek következtében a beton szerkezetét terheli mind az adalékanyag duzzadása és a cement zsugorodása által terem-



4. ábra: Hőmérséklet $T(x)$, gőznyomás $p(x)$ és nedvességtartalom $u(x)$ eloszlása a keresztmetszet mentén (A: száraz zóna, B: gőzzel feltöltött zóna, C: nedves zóna) (Winterberg és Dietze, 2004)

tett relatív mozgáskülönbség, mind a pórusaiban felgyülemelő pórusvíz-gőznyomás. A gőz és gázok által kifejtett nyomás a keresztmetszet mentén változik, de nem a tűzzel terhelt felület környezetében a legnagyobb. A felületközeli rétegekben a nyílt pórusrendszer a nyomást hatékonyan csökkenti. Ugyanakkor a felülettől kis mélységben, ahol már a pórusok kiegyenlítő hatá-

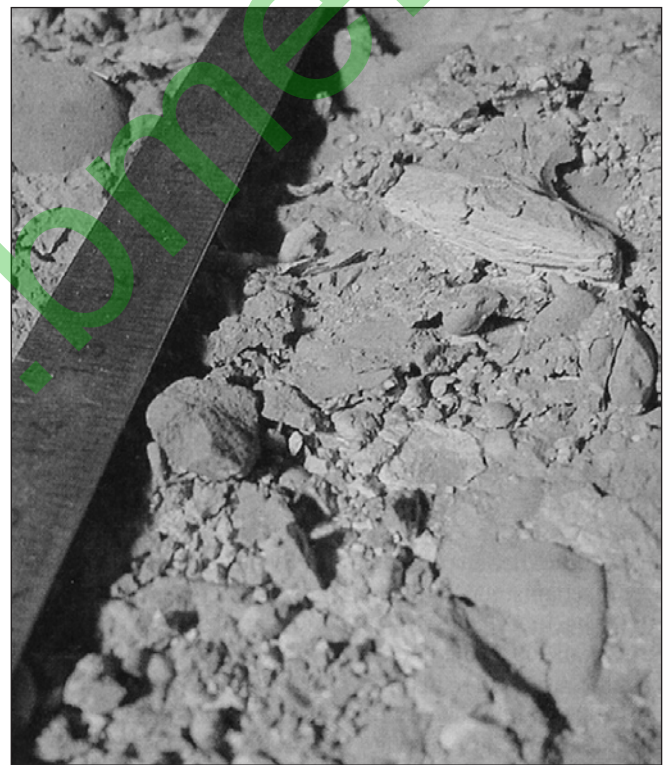
sa nem érvényesül, létrejön egy „vízgőz-gát”. Ebben a rétegben a beton pórusrendszere nagynyomású gőzzel, ill. gázzal (CO_2) (4. ábra) telítődik, ami a további gőzáramlás útját állja.

A gőzfelhalmozódás, valamint a beton szerkezetének hőtágulása tehető felelőssé a réteges leválásnak (*spalling*) nevezett jelenségért. Ekkor a betonfelület felületi rétegei lemezesen leválnak, kiperegnek a felületből.

A réteges leválás jelenségének alapvető oka a beton húzószilárdságának lokális kimerülése. A jelenség nem csak tűz hatására következhet be. Nagyon hasonló mechanizmus játszódik le a betonfelület fagyaprózódása során is. Akkor a kitérítő jég, míg tűz esetén a gőznyomás által keltett igénybevételek feszítik le a beton felszínének darabjait (5. és 6. ábra). A továbbiakban csak a tűz- és hőterhelés által okozott réteges leválással kívánunk foglalkozni.

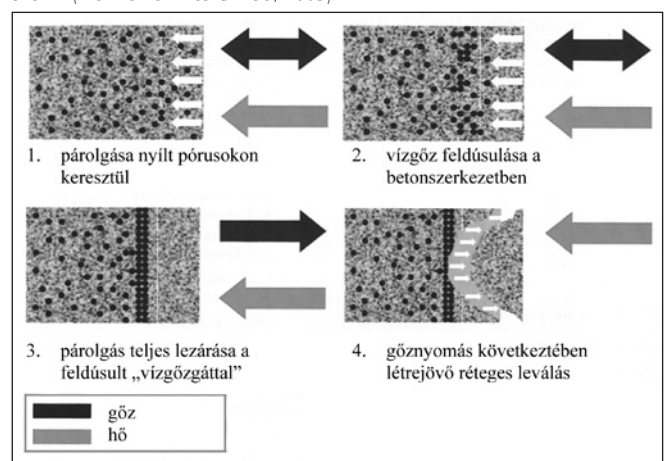
A felfűtési folyamat során Høj (2000) a következő *spalling* stádiumokat különbözteti meg:

1. *Lokális kipergés* – ebbe a kategóriába tartozik a felületi kipergés, a sarkok leválása, valamint a felületközeli adalékanyag-szemcsék kiválása.
2. *Felület hámlása* – nagyobb felületi darabok leválása, magasabb hőmérsékletű tartományokban.



5. ábra: Betonfelület réteges leválása (Wetzig, 2000)

6. ábra: Betonfelület réteges leválásának folyamata Blennemann és Girmau szerint (Blennemann és Girmau, 2005)



3. **Robbanásszerű, romboló kipergés** – magas hőmérsékleten jellemző robbanásszerű tönkremenetel. A hőterhelési szakasz maximális hőmérsékleténél, kis szerkezeti méret, kedvezőtlen összetétel és kialakítás esetén fordulhat elő. A szerkezet szempontjából a legkedvezőtlenebb jelenség, legtöbbször más káros jelenségekkel kombinálva jelentkezik.

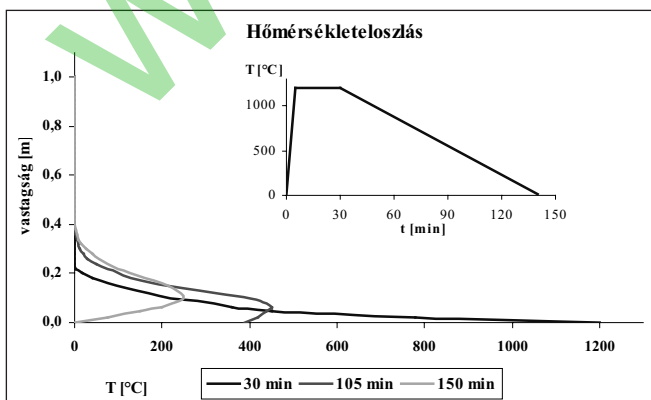
A réteges leválás vizsgálatával kapcsolatos kísérletek során megállapított eredményeket az alábbiakban foglalta össze *Høj* (2000):

- a mechanizmus kiváltó oka vitatott: mind a pórugőz-nyomás, mind a hőtágulás megindíthatja a folyamatot;
- a nagy sűrűségű, vízzáró betonok sokkal érzékenyebbek a jelenségre, mint a kis szilárdságú betonok;
- a beton receptúrája és a bedolgozás minősége fontos tényező;
- réteges leválás mind nagyszilárdságú, mind hagyományos betonnál előfordulhat;
- a beton víztartalma döntő tényező;
- az adalékanyag fajtája befolyással bír a jelenségre (kísérletileg igazolt, hogy a mészkő-adalékos betonoknál nagyobb mértékű leválás tapasztalható, mint a kvarc-adalékúaknál);
- a beton vasalása hatással van a réteges leválás mértékére, de megakadályozni nem tudja;
- meredek hőmérséklet-emelkedésű tüzek esetén a réteges leválás jelensége fokozottabban jelentkezik, mint lassú felhűtés esetén;
- a betonra hárított mechanikai feszültség mértéke befolyásolja a jelenség mértékét;
- az elem geometriája befolyásolja a jelenség mértékét;
- a *spalling* megjelenése és alakja véletlenszerű jelenség.

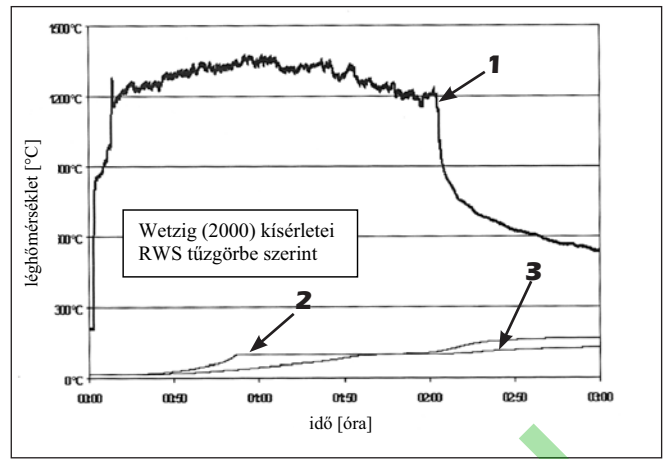
A jelenség önmagában nem hordozza a szerkezet tönkremenetelének lehetőségét. Mindössze csak a felületi rétegekről van szó. Hatása azonban összeadódik az adalékanyag lineáris hőtágulásával. További problémát okoz, hogy az acél és a beton hőtágulása a 0–400 °C tartományban közel hasonló, afelett viszont már jelentős eltéréseket mutat, ami a szerkezetben szintén többletfeszültségeket okoz (*Beard és Carvel, 2005*).

A szerkezetet ért hatások tehát a tűz felőli oldalon (ahol a jelentősebb beton-hőmérsékletek kialakulhatnak, amint azt 7-10. ábrán bemutatjuk) jelentős degradációkat idézhetnek elő. Ennek egyik változata a már említett réteges leválás jelensége, míg a másik a nyomószilárdság csökkenése.

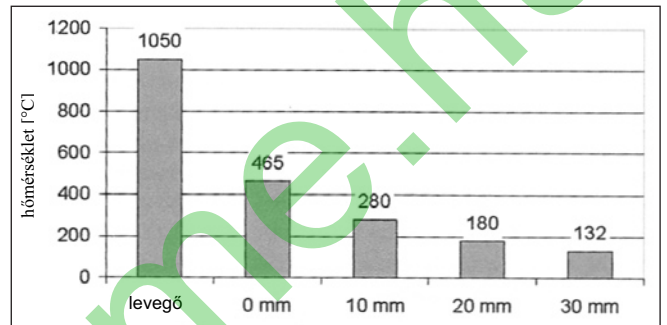
Blennemann és Girna (2005) által közölt kísérlet látható a 7. ábrán. A betonszerkezet felületének hőmérséklete megközelíti a felhűtési *RABT* görbe szerinti léghőmérsékletet (*Fehérvári, 2007*). A szerkezetben a vastagság mentén azonban gyors csökkenést mutat.



7. ábra: Keresztmetszet hőmérséklet-eloszlása, RABT görbe szerinti felhűtés esetén (*Blennemann és Girna, 2005*)

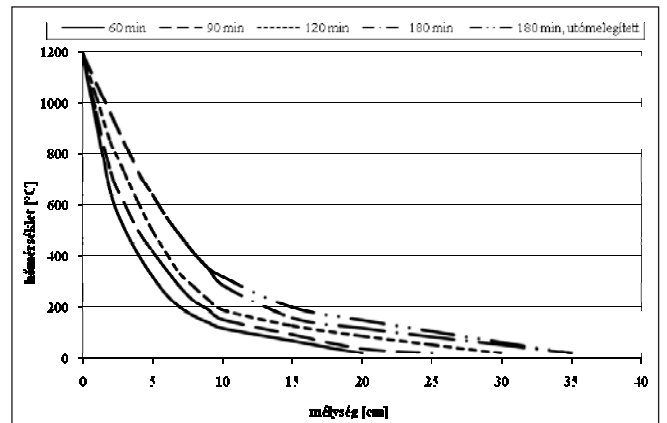


8. ábra: Levegő (1) és betonhőmérsékletek (2: 2,3 cm és 3: 3,7 cm mélységben) tűzterhelés folyamán - VSH (VersuchsStollen Hagerbach, Sargans, Svájc) eredményei (Wetzig, 2000)



9. ábra: Léghőmérséklet, valamint a beton hőmérséklete 0, 10, 20, 30 mm mélységben (*Puz, 2005*)

Hasonló eredményre jutunk, ha nem a keresztmetszeti eloszlást, hanem egy adott pont hőmérsékletének időbeni alakulását vizsgáljuk. *Wetzig* (2000) vizsgálatai eredménygörbéjén, melyet a 8. ábrán közlünk, jól megfigyelhető, hogy az ebben az esetben alkalmazott *RWS* tűz (*Fehérvári, 2007*) által terhelt



10. ábra: Hőmérséklet-eloszlás a betonban (*ÖNORM, 2005*)

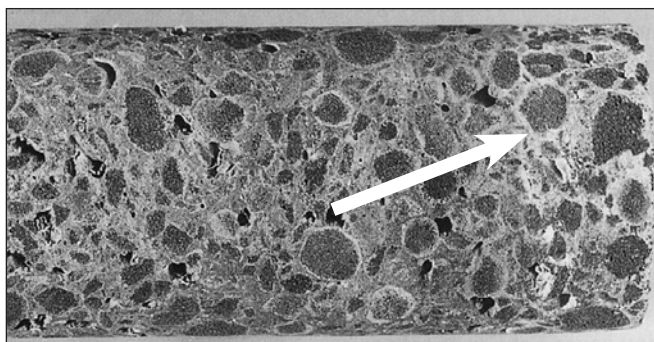
betonban a hőmérséklet 3,7 cm mélységben sem haladta meg a 200 °C-os értéket.

Szintén ehhez hasonló eredményt írt el *Puz* (2005) kísérletei nyomán (9. ábra). Ebben az esetben is a magas léghőmérsékleti értékek már kis betonfedés esetén is jelentősen csökkennek.

Az előzőekkel hasonló megállapításokat tesz az *ÖNORM* (2005) vonatkozó elírása is, mely *RWS* tűz esetén a következők szerint adja meg a keresztmetszet hőmérsékleti eloszlását (10. ábra).

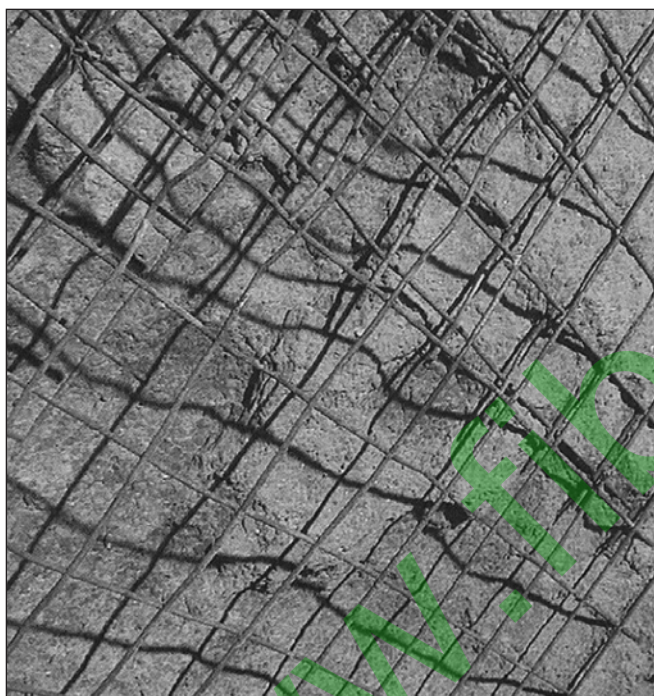
Ebben az esetben az *RWS* görbe kiegészítéseként még egy utómelegítési szakaszt is beiktattak a kísérletbe. Ennek eredményeképpen a 180 perces görbe csekély mértékben módosult.

A réteges leválás és a szilárdságvesztés jelensége tehát csupán a szerkezet tűz felőli oldalának felszínközeli rétegeinél



11. ábra: Duzzasztott agyagkavics adalékanyaggal készült beton struktúrájának változása tűzterhelés után, kifűrt magmintán (tűzterhelés az ábrán jobb oldalról érte a betont) (Wetzig, 2000)

okozhat károsodást, mint azt duzzasztott agyagkavics adalékanyagú beton esetén a 11. ábrán bemutatjuk. Ezért hibás az a megközelítés, amikor pusztán a beton próbatest teljes felmelegítésével vizsgálják a réteges leválás jelenségét. A spalling okozta keresztmetszet-csökkenés önmagában a mélyépítési szerkezetek robusztussága miatt az elem teherbírását csak minimális mértékben csökkenti. A kipergő beton darabok általában kis méretűek, leválásuk ritkán robbanásszerű.

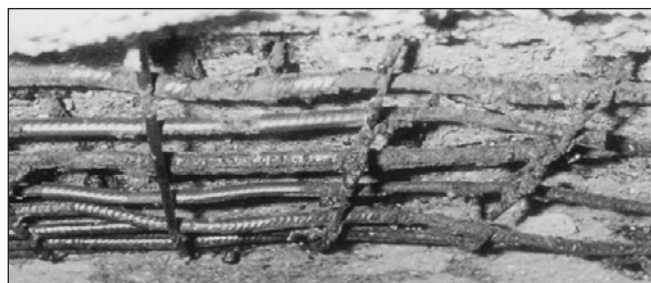


12. ábra: Betonfelület és felszínre került vasalás tűzterhelés után (Weitzig, 2000)

A réteges leválás jelenségében rejlő legnagyobb problémát és veszélyt a leválással együtt bekövetkező betonfedés-csökkenés jelenti. A betonfedés a „szokásos” feladatán kívül tűz esetén az acélbetét hőszigetelésének szerepét is betölti, hiszen mint az a 7.-10. ábrákon is látható, 3-4 cm-es szinten már (kísérlettől függően) 300-550 °C-os hőmérsékletnél magasabb értéket nem mértek. A réteges leválás jelensége miatt azonban bekövetkezik a betonfedés csökkenése, illetve eltűnése, amint azt a 12.-15. ábrákon bemutatjuk.

A tűzterhelés során „felszínre” került betonacélok szilárdsági jellemzői rohamosan csökkennek (lásd 4. ábra), hiszen már semmi sem akadályozza a magas hőmérsékletek kialakulását a közvetlenül melegített acélbetétben.

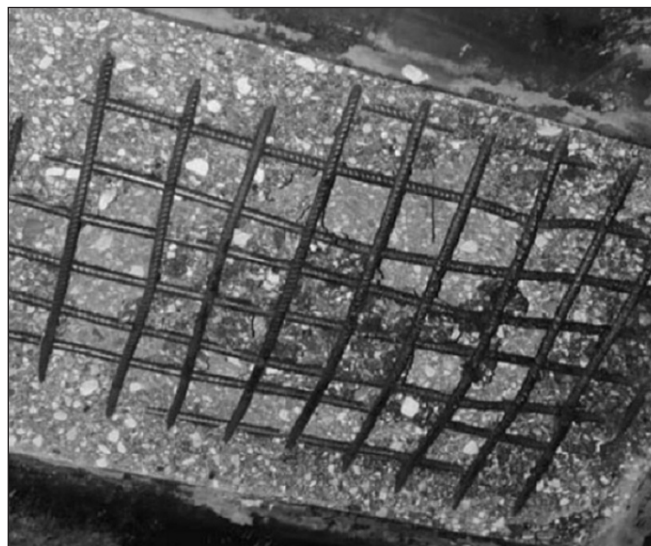
A beton nyomószilárdságának változása is - természetes módon - követi a hőmérséklet-eloszlási görbe alakulását. A tüzrel érintkező felületen a nyomószilárdsági értékek lecsökkennek (16. ábra). A keresztmetszet tüzeltől távolabb eső pontjaiban kimutatott szilárdsági értékek a tűzterhelés előtti megfelelőiktől



13. ábra: Betonfelület és felszínre került vasalás tűzterhelés után (Promat, 2005)



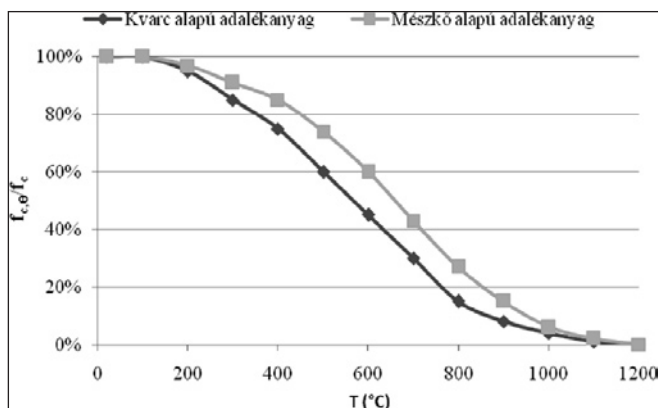
14. ábra: Betonfelület és felszínre került vasalás a Csatorna Alagútban kitört tűz után (Blennemann és Girmau, 2005)



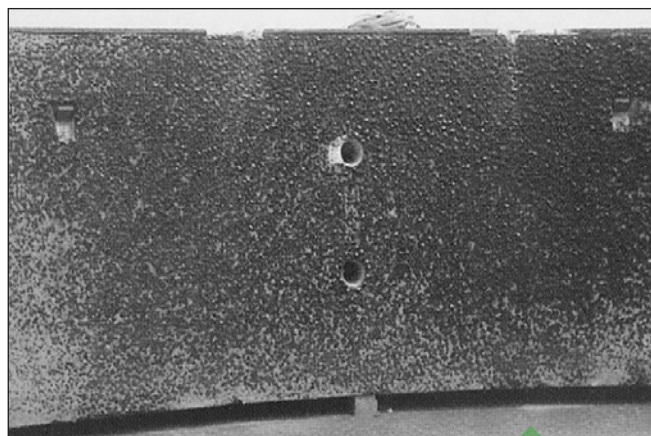
15. ábra: Kísérleti próbatest felszínre került acélbetétei tűzterhelés után (Winterberg és Dietze, 2004)

már kisebb részben térnek el. A 17-19. ábrákon nagyminta kísérlet során, RABT tűzgörbe szerint terhelt tübbing-elemek végzett vizsgálat eredményeit közöljük.

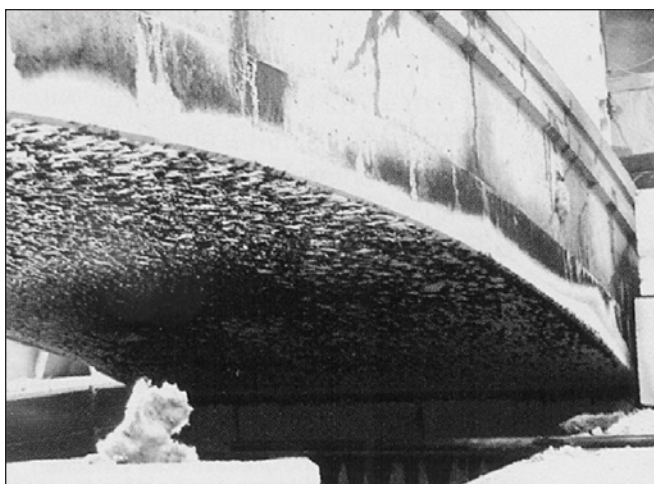
Ha a strukturális integritás biztosítható, magának a betonnak 1300 °C környékén kezdődik és cca. 1600-1700 °C közötti értéken fejeződik be az olvadása. Ekkor az alkotók (cementkő, klinkerásványok stb.) hő hatására megolvadnak. Kihülés után amorf szerkezetű anyag marad vissza, melyet a 20. ábrán szemléltetünk.



16. ábra: Beton relatív szilárdságának változása a hőmérséklet függvényében (MSZ EN 1992-1-2)



18. ábra: Tűz felőli betonfelület a szilárdság-vizsgálatokhoz vett magminták kifűrése után (Blennemann és Gimau, 2005)



17. ábra: Kísérleti elrendezés és égetett betontübbing (Blennemann és Gimau, 2005)

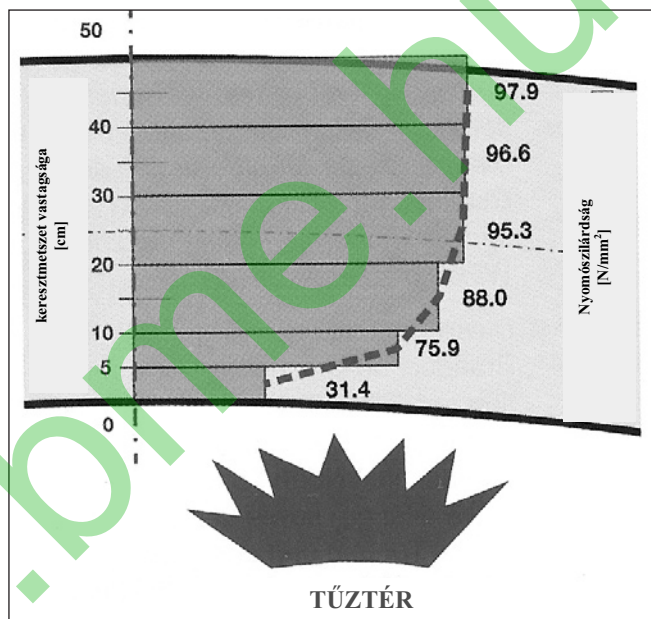
6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Cikkünkben rámutattunk a vasbeton alagútfalazatok alagúttűz okozta hőmérsékletemelkedés során tapasztalható változásaira. A szerkezet tönkremenetele szempontjából mind az acélbetétek, mind a beton viselkedése, továbbá ezek együttműködése a hőmérséklet emelkedése során lényeges. Mivel az acél szilárdságának hőmérsékleti viselkedését csak minimális mértékben tudjuk befolyásolni, a beton viselkedésének megismerésével és ezen ismeretek felhasználásával készített hatékonyabb összetételek megválasztásával lehetséges a szerkezet tűzállóságának biztosítása. Ehhez pontosan ismerni kell a betonban hő hatására lejároló folyamatokat. Gőzfejlődés révén a szerkezet felszínétől csekély mélységben nagynyomású vízgőz-gátak jönnek létre. A gőz által kifejtett jelentős feszítőerő, továbbá az adalékanyag és a cement eltérő duzzadási-zsugorodási jelensége miatt a felszín közelében a beton húzószilárdsága lokálisan kimerülhet. Ekkor a réteges leválás (*spalling*) jelenség tapasztalható. A réteges leválás során a keresztmetszet folyamatosan csökken. Ennek a csökkenésével együtt jár az acélbetéteket védő betonfedés csökkenése, majd az acélbetétek felszínre kerülése. Ekkor, a magas hőmérsékletek miatt, az acélbetétek szilárdságvesztése felgyorsul. A réteges leválás a szerkezet merevségére, illetve szilárdságára kisebb hatást gyakorol. A szerkezeti betonok összetételének alkalmas megválasztásával a réteges leválás jelensége mérsékelhető, hatása csökkenthető, ami a szerkezet strukturális degradációjának mérsékléséhez elkerülhetetlen.

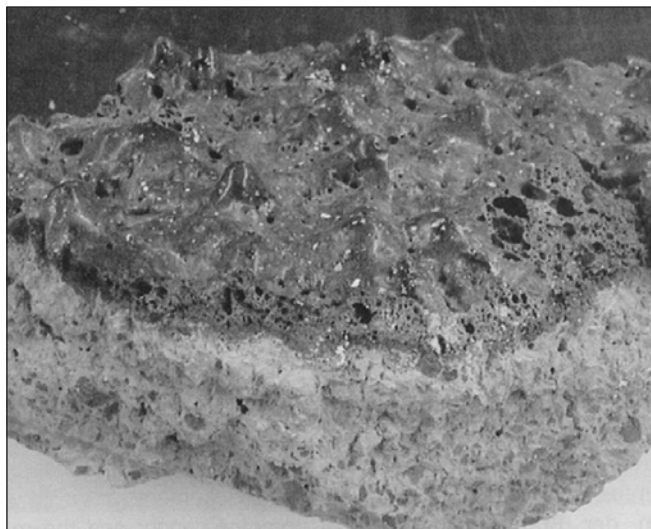
7. FELHASZNÁLT IRODALOM

Beard, A., Carvel, R. (eds.) (2005): „The Handbook of Tunnel Fire Safety”, Thomas Telford Ltd., London.

Blennemann, F., Gimau, G. (eds.) (2005): „Brandschutz in Fahrzeugen und



19. ábra: Nyomószilárdság változása a keresztmetszetben RABT tűzgörbe szerinti tűzterhelés hatására (Blennemann és Gimau, 2005)



20. ábra: Megolvadt beton (Weitzig, 2000)

Tunnell des ÖPNV”, *Alba Fachverlag*, Düsseldorf.

Fehérvári, S. (2007): „Az alagúttűz természetéről”, *Vasbetonépítés 2007/1* (Vol. XI./1.) pp 13-17.

Høj, N. P. (2000): „Fire Resistance of Concrete Segmental Lining”; *ITA Working Group No.6: Maintenance and Repair*, Draft példány, 2000. 09. 30.

ITA (International Tunnelling Association) (2004): „Guidelines for Structural Fire Resistance for Road Tunnel”; *ITA Working Group No.6: Maintenance and Repair*.

ÖNORM (2005): „*Richtlinie* : Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauewerke”; Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien.

Promat (2006): „Fire Curves”, www.promat-tunnel.com.

Putz, U. (2005): „Brandbeanspruchung von Tunnelbeton”; 45. *Forschungskolloquium des DAfStb*, 100. Jahrgang *Beton- und Stahlbetonbau*, pp. 173-176.

Winterberg, R. és Dietze, R. (2004): „Efficient fire protection system for high performance shotcrete”, *Proceedings of the Second International Conference on Engineering Development of Shotcrete*, Cairns, Queensland, Australia.

Wetzig, V. (2000): „Zerstörungsmechanismen beim Werkstoff Beton im Brandfall und Schutzsysteme / Destruction Mechanism of Concrete in Event of Fire and Protective Systems”, *Tunnel* 7/2000, pp. 19-26.

MSZ EN 1992-1-2 (2005. március): „Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése; 1-2. rész: Általános szabályok: Tervezés tűzterherre”

Fehérvári Sándor (1981), okl. építőmérnök (BME 2006). Doktorandus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken. Fő érdeklődési területe az alagúttüzek szerkezetre gyakorolt hatása, speciális mély- és alagútépítés, szerkezeti- és háttérinjektálás, mélyépítési szerkezetek építéstechnológiai és utólagos javítási kérdései. A **fib** Magyar Tagozata, a Magyar Alagútépítő Egyesület, a KTE és az SZTE tagja.

INFLUENCE OF FIRES ON THE TUNNEL CONCRETE LININGS SÁNDOR FEHÉRVÁRI

This paper is focused on the behaviour of concrete tunnel linings during the fire. In case of fire high temperatures may develop, which are normally modelled by large West-European laboratories and standards with fire characteristic curves. High temperatures effect structural changes in the RC tunnel linings. By increasing temperatures the components of the concrete loose their hydrate water (which will boil immediately) and CO₂ gas develops. Gas and vapour contents of the concrete make a high pressure barrier near to the surface of the structure. This pressure zone and the different expansion parameters of the aggregate and the cement matrix together effect local tension failures, so called spalling. This failure effects minor decrease in compressive strength and in the rigidity but it can be dangerous on the reinforcement because of direct fire as a consequence of degradation of the thermal insulating concrete cover. We pointed out that the most endangered parts of the concrete structures are the upper few centimetres. Therefore, by mix design of the concrete of the tunnel linings it is necessary to focus the attention to prevent spalling, or at least reduce its effect.

MÁSODIK ÉVTIZEDÉBE LÉPETT AZ ERDÉLYI MAGYAR MŰSZAKI TUDOMÁNYOS TÁRSASÁG NEMZETKÖZI ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KONFERENCIÁJA (ÉPKO)

A *fib* MT évek óta nagyon jó kapcsolatot tart fenn az EMT ÉPKO-val (EMT=Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, ÉPKO=Nemzetközi Építéstudományi Konferencia). Ezért is öröm számunkra, hogy a nemes célokat követő konferenciát immár tizenegyedik alkalommal tartották meg Csíksomlyón 2007. május 31. és június 3. között. A konferencia elnöke ezúttal is dr. Köllő Gábor Palotás László díjas, kolozsvári egyetemi tanár volt, a védnökök egyike dr. Farkas György egyetemi tanár.

Az ünnepélyes megnyitó után plenáris ülés volt változatos témákkal. A szekcióülések témakörei a következők voltak: Betonszerkezetek, földrengésvédelem. Épületszerkezetek, épületfelújítás. Vasút-, híd-, útépités.

A *fib* MT tagjai közül jelen volt Dalmy Dénes, Farkas György, Guzmics János, Kegyes Csaba, Lovas Antal és Tassi Géza. A konferencián dr. Balázs L. György, a *fib* MT elnöke nem tudott részt venni, mert az adott időpontban a *fib* Com 9 Vasalási és feszítési anyagok és rendszerek bizottság ülésén volt. A következő *fib* MT tagok tartottak előadást. A plenáris ülésen Lovas Antal előadást tartott a BME Építőmérnöki Karának oktatási tevékenységéről és terveiről. Ugyanott hangzott el Farkas György előadása (Farkas Gy., Huszár Zs., Szalai K., 2007). Szekcióülésen két előadás szerepelt (Kegyes, 2007, Tassi, 2007).

A konferencia kiadványa értékes, jól mutatja, hogy erdélyi-bánáti-partiumbeli kollegáink jelentős mértékben járulnak hozzá az immár EU tag Románia műszaki fejlesztéséhez, egyben a magyar anyanyelvű, határokat átfogó mérnöktársadalom

szakmai értékeinek gazdagításához. A magyarországi résztvevők részéről megnyilvánult az a nemes szándék, hogy műszaki tudományos tevékenységüknek a konferencián prezentált részével erősítsék a *fib* MT által is szorgalmazott együttműködést.

Mondhatjuk, hogy már hagyományosak az ÉPKO turisztikai és kulturális programjai. Ezek különösen az anyaországból érkezett résztvevőknek jelentenek igen sokat. A szervezők építőmérnöki érdekesekkel is hozzájárultak a kirándulás sikeréhez. Homoród-Ilona völgy volt az első állomás, ahol szabad ég alatt ízletes tízóraiival vendégelték meg a résztvevőket. Farkaslaka mellett a 2005. augusztusi rendkívüli árvíz helyszínét tekintettük meg, Kiskadácson a Nyikó patak elsodort, majd újjáépített fedeles hidját láttuk. Siménfalva után Rugófalván voltunk a patinás református templomban. A csaknem teljesen magyarul beszélő Székelyudvarhely Küküllő szállójában kapunk jó ebédet. Ez is alkalmat adott hasznos eszmecserekre. A Hargita gerincén át, Hargitafürdőt érintve tértünk vissza Csíksomlyóra.

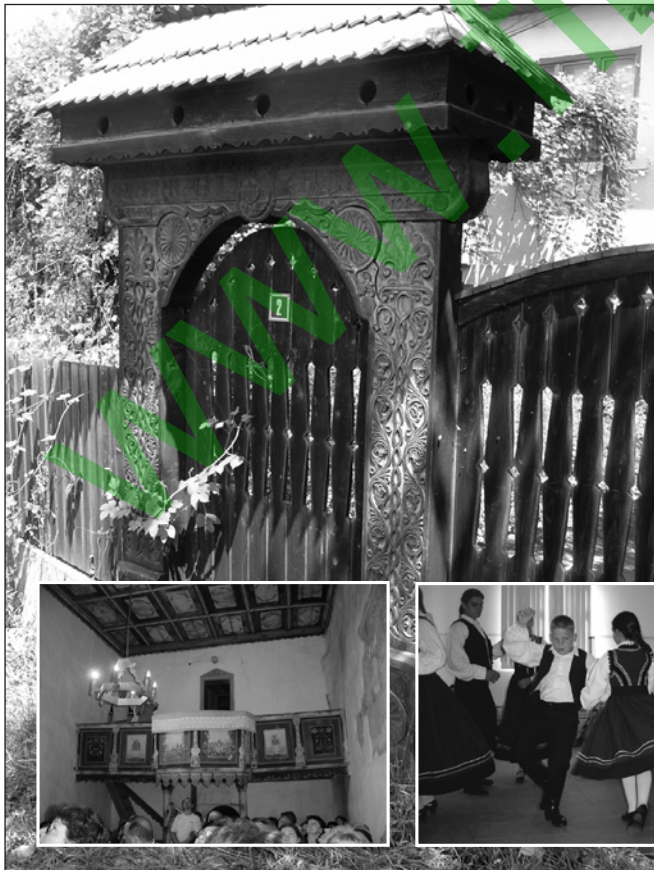
A csíksomlyói Jakab Antal Tanulmányi Házban kaptunk kedves üzenetet a székelyföldi néptáncból és népzeneből. A csíkszeredai műkedvelő Borsika táncegyüttes nem nagy létszámú, de annál lelkesebb csoportja mutatott be szép kalotaszegi és mezősegi táncszámokat énekaruk nyújtotta, szépen hangzó dallamokra. A bemutató megkapó színfoltja volt a felnőttekkel együtt nagyszerűen mozgó gyermek táncospár. Bíró Enikő csengő szóló énekszámait tették teljessé az előadást.

A Csíksomlyón rendezett XI. EMT ÉPKO is igazolta, hogy érdemes és szükséges folytatni az ennek keretében tervezett tevékenységet. A *fib* MT ehhez további sok sikert kíván erdélyi barátainknak és a rendezvények valamennyi pártfogójának.

HIVATKOZÁSOK

- Farkas Gy., Huszár Zs., Szalai K. (2007): „A hazai hidállomány EC terhekre való megfelelőségének vizsgálatához előkészítő kutatás eredményei.” *Konferencia Kiadvány*, XI. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, pp. 40-47.
- Kegyes-Brassai O., Kegyes Cs. (2007): „Közlekedés okozta rezgések hatása a falazott szerkezetek földrengés állóságára. *Konferencia Kiadvány*, XI. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, pp. 104-107.
- Tassi G. (2007): „Vasbeton tartók repedéseinek számítási problémái.” *Konferencia Kiadvány*, XI. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, pp. 180-185.

Dr. Tassi Géza



SZEMÉLYI HÍREK

DR. MAGYARI BÉLA 65. SZÜLETÉSNAPIJÁRA



Magyari Béla Soltvadkertben született 1942. június 6-án. Kiskunhalason járt középiskolába. Budapesten, az ÉTI-ben dolgozott technikus munkakörben. Tanulmányait közben a BME Építőmérnöki Karán, a szerkezetépítő szakon folytatta, s 1969-ben lett okleveles mérnök. 1969-76-ig Kecskeméten, a Bácsép-nél a tervezési és technológiai osztályt vezette. 1976-90-ig a később Dutép-nek nevezett vállalatnál osztályvezetőként a laboratóriumot és a minőségellenőrzést irányította. 1990-2006-ig az Innomat kft. ügyvezetője volt, jelenleg az Innoir Kft.-nél tölti be ezt a funkciót.

1978-ban szerzett egyetemi doktori címet, és 1982-ben nyerte el a műszaki tudomány kandidátusa fokozatot.

Mellékfoglalkozásban statikus tervezőként dolgozott a Bács-Kiskun Megyei Tervező Vállalatnál és a Mezőber BKKM kirendeltségénél. Önálló tervezői tevékenységet a Bácsép-nél is folytatott. 1990-től homlokzati elemek gyártmányterveit is készítette. – 1972 óta igazságügyi építési szakértő. 14 szolgálati szabadság tulajdonosa, részben társként, és számos újítás is fűződik nevéhez.

Tudományos tevékenységére jellemző, hogy kutatásai szinte mindig a gyakorlati megvalósítást szolgálták. Számos hazai publikáció mellett cikkei jelentek meg külföldi

folyóiratokban ill. konferencia-kiadványokban. IABSE, FIP, **fib** szimpóziumokon tartott előadást. Tudományos értekezések, tanulmányok bírálója volt.

Széleskörű szakmai tevékenységét nehéz lenne e helyen részletezni. Kutató munkájának főbb területei a betonacélok toldásához és a szálerősítésű betonokhoz kapcsolódtak. Foglalkozott paneles épületek tűzkáraival és gázrobbanás tartószerkezeti következményeit célzó kutatásokkal is. Tudományos vizsgálatait jelentős részben nagyléptékű laboratóriumi kísérletekkel és rendkívül nagy számú anyagvizsgálattal alapozta meg. 25 jelentősebb épületstatikus tervezője. Több mint ezer igazságügyi szakértői véleménye kiterjedt az építőipar szinte minden területére. Számos kutatási-fejlesztési tanulmányt készített az iparszáma több fontos területen.

Munkája során számos elismerésben részesült. Ezek jelentős részben feltaláló és újító tevékenységét díjazták. 1996-ban innovációs nagydíjjal összefüggő elismerő oklevelet kapott. 1998-ban Betonépítészeti Díjban részesült a budapesti Duna-ház létrehozásában végzett alkotó munkájáért.

Az ÉTE és SZTE-ben való tagsága mellett a **fib** MT keretében végez értékes szakmai társadalmi munkát.

A **fib** Magyar Tagozata szívből köszönti az ünnepeltet. Kívánjuk, hogy további munkájában és magánéletében leljen sok örömet, kísérje életét tartós, jó egészség. T. G.

TWO FIB MEDALS OF MERIT AWARDED IN DUBROVNIK PRESS RELEASE

This year's fib Medals of Merit were awarded to

Tsutomu Kadotani, Japan, and

Petro I. Kryvosheyev, Ukraine,

in recognition of their outstanding contributions to the field of structural concrete, and to **fib**. The medals were presented by **fib** president Hans-Rudolf Ganz on 21 May 2007, at the recent symposium in Dubrovnik, Croatia.

The **fib** Medals of Merit continue the tradition established by FIP to honour individuals who have played an exceptional role in advancing the work of **fib**.

Born in 1950, Tsutomu Kadotani has played a major role in the progress and promotion of concrete structures in Japan. In particular, widespread construction of prestressed concrete cable stayed bridges, extradosed bridges and/or corrugated steel web bridges is attributed to his influence. Furthermore, the recent development in the use of transparent sheaths for grouting is also largely the result of his efforts. This technology now enhances the durability and reliability of prestressed concrete structures world-wide.

Dr. Kadotani has planned, designed, and supervised the construction of major innovative highway bridges in Japan such as Kiso-Ibigawa bridge, Ritto bridge, and Yahagigawa bridge, as well as Japan's first prestressed concrete cable-stayed express-way bridge, Tomei-Ashigara Bridge. He has

long supported **fib** activities and was particularly involved in the first **fib** Congress in 2002 in Osaka.

Born in 1935, Petro I. Kryvosheyev has had a long and illustrious career at the Ukrainian State Research Institute for Building Structures (NIISK), where he began in engineering and scientific positions in 1960, and later became director in 1992. Throughout the years he has been a leader and innovator in the Ukrainian building industry, and has guided the development of NIISK as an important national research centre.

His achievements include the construction of a number of modern multi-storied buildings in Ukraine, and the renovation and restoration of important Ukrainian national monuments. As head of the Ukrainian consortium he played an important role in the study of the Chernobyl nuclear power plant containment problem, and the development of the new confinement system to replace the one built in 1986.

Prof. Kryvosheyev was the Scientific Secretary of the Ukrainian Department of the Soviet FIP Group from 1965 to 1980. From 1981 he was the Deputy Head of the Ukrainian Dept., and ten years later became Head of the Department. In 1996 Ukraine joined FIP as independent state, with Prof. Kryvosheyev as Head of the Ukrainian Group, a position he has continued in **fib** since the CEB-FIP merger in 1998.

Lausanne, 25 May 2007

federation internationale du beton (**fib**)

International federation for structural concrete

Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland

Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245

fib@epfl.ch * www.fib-international.org

Press contact: Laura Thommen-Vidale, Editor