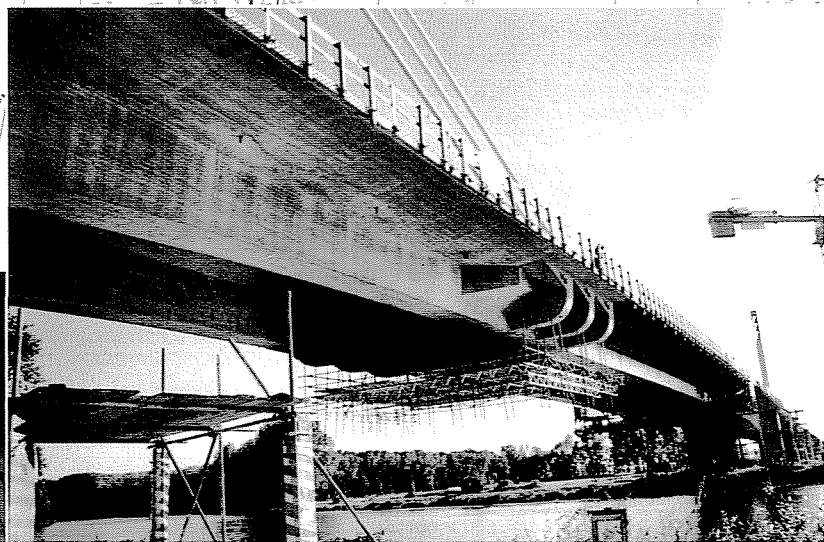


VASBETONEPITES

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Dr. Balázs L. György

CCC 2005, 2006, 2007, 2008 – A vasbetonépítés közép-euró- pai kongresszusai

70

Dr. Borosnyói Adorján

Betonszerkezetek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – rideg vagy duktilis viselkedés?

71

Dr.-Ing. Küenzlen Jürgen -

Dr.-Ing. Krausz Károly József

Betoncsava - egy hagyományos rögzítési elv új alkalmazása

81

Dr. Farkas János – Németh Imre –
Korpás Rudolf

Nagyszilárdságú beton alkalmazása kosárfülíves gyalogos híd pálya-lemezében

Teiter Zoltán

Öszvérhidak vasbeton pályalemezének újszerű tervezési gyakorlata Magyarországon

24

fib Symposium, Dubrovnik, 2007.
május 20-23.

**Betontechnológia szakmérnöki
tanfolyam indul 2007.
februárban**

22

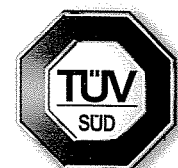
Tájékoztató a 2006. szeptember 13-15 között Budapesten megrendezett IABSE szimpóziумról

100

Személyi hírek

2006/3

VIII. évfolyam, 3. szám



ÉMI-TÜV

Több biztonság
Nagyobb érték

www.emi-tuv.hu

Az ÉMI-TÜV Bayern csapata

műszaki szolgáltatásaival sikerré kovácsolja munkáját a minőségügy és a biztonságtechnika területén.

Vizsgálat, tanúsítás és szakértői tevékenység az alábbi területeken:

- Felvonók, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és anyagmozgatógépek
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztőüzemek
- Magas- és mélyépítőipari létesítmények tartószerkezetei, épület- és szakipari szerkezetek
- Szórakoztatóipari berendezések
- Játsszótéri eszközök
- Megfelelőség-értékelés és CE jel
- Tervengedélyezés
- Minőségirányítási, Környezetközpontú Irányítási Rendszerek TÜV CERT, TÜV MS és ÉMI-TÜV tanúsítása (TGA és NAT akkreditáció alapján), Kórházi ellátási standardok (KES), Munkahelyi Egészségvédelem és Biztonság Irányítási Rendszerek (MEBIR), Élelmiszerbiztonsági Rendszer (HACCP / BRC / EUREPGAP), Autóipari minőségirányítási rendszerek (VDA 6.1 / TS 16949), EMAS hitelesítés és Integrált vállalati rendszerek

ÉMI-TÜV Bayern Kft. TÜV SÜD Csoport • H-2000 Szentendre, Dózsa György út 26.
Telefon: (+36) 26 501-120 Fax: (+36) 26 501-150 • E-mail: igazgatosag@emi-tuv.hu

Notified Body
1417

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár 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

Lektori 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@goliat.eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1155 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4620 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 170 000 Ft+áfa

belső borító: 135 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlap:

Extradosed hid építése Csehországban

TARTALOMJEGYZÉK

- 70** Dr. Balázs L. György
**CCC 2005, 2006, 2007, 2008 –
A vasbetonépítés közép-európai
kongresszusai**
- 71** Dr. Borosnyói Adorján
**Betonszerkezetek szálerősítésű polimer
(FRP) betétekkel – rideg vagy duktilis
viselkedés?**
- 81** Dr.-Ing. Küenzlen Jürgen –
Dr.-Ing. Krausz Károly József
**Betoncsava – egy hagyományos
rögzítési elv új alkalmazása**
- 88** Dr. Farkas János – Németh Imre – Korpás Rudolf
**Nagyszilárdságú beton alkalmazása
kosárfülíves gyalogos híd
pályalemezében**
- 94** Teiter Zoltán
**Öszvérhidak vasbeton pályalemezének
újszerű tervezési gyakorlata
Magyarországon**
- 99** *fib* Symposium, Dubrovnik,
**2007. május 20-23.
Betontechnológia szakmérnöki
tanfolyam indul 2007. februárban**
- 100** **Tájékoztató a 2006. szeptember 13-15
között Budapesten megrendezett IABSE
szimpóziumról**
- 102** **Személyi hírek**
Végh Lajos professzor 85 éves
Mistéth Endre 1912-2006

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány,

Swietelsky Építő Kft., DDC Kft., ÉMI Kht., Hídépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar

Scetauroute Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeiderer Lábatlani

Vasbetonipari Rt., Pont-Terv Rt., Strabag Rt., Uvaterv Rt., Mélyépterv Komplex

Mérnöki Rt., Hídtechnika 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

2004. márciusában Ausztria, Csehország, Horvátország és Magyarország egyezményt írtak alá arról, hogy regionális konferencia sorozatot szerveznek betonnal foglalkozó mérnökeik számára. A konferencia sorozat célja, hogy olyan szakmai fórumot biztosítson, amelyen a hasonló körülmények között dolgozó mérnökök tapasztalataikat, eredményeiket, terveiket megosztják, ill. megvitatják egymás között. A konferencia sorozat címe angolul:

CENTRAL EUROPEAN CONGRESS ON CONCRETE ENGINEERING

magyarul a

A KÖZÉP-EURÓPAI VASBETONÉPÍTÉS KONGRESSZUSA.

Ezekre a kongresszusokra várjuk a vasbetonépítés bármely területén dolgozó kollégákat beleértve tervezőket, kivitelezőket, anyaggyártókat, előregyártókat valamint oktatókat és kutatókat.

A kongresszusokat egymást követő években a fenti országok valamelyikében tartjuk. Eddigi kongresszusi helyszínek és témakörök voltak:

CCC 2005 Ausztria, Graz „Szálerősítésű betonok a gyakorlatban”

1. A szálak és a szálerősítésű betonok tulajdonságai
2. A műanyag szálak a tűzállóság fokozására
3. A szálerősítésű beton szerkezetek fejlődése
4. A szerkezettervezés általános kérdései.

CCC 2006 Csehország, Hradec Kralove „Vasbetonszerkezetek az infrastruktúra szolgálatában”

1. Megvalósult infrastruktúrális szerkezetek
2. Finanszírozás
3. Hidak
4. Beton burkolatok
5. Tartósság
6. Alagutak.

Az alábbi két fénykép mutatja a közelmúltban lezajlott második kongresszus tábláját és a résztvevő országok zászlóit.

Mindkét eddigi kongresszus nagy érdeklődésre tartott számot és több, mint háromszáz résztvevője volt.

A CCC 2007 szervezési jogát Magyarország kapta meg. 2008-ban Horvátországban kerül megrendezésre. Mi helyszínül

a visegrádi Thermál Hotelt választottuk. A jövő évi kongresszus időpontja 2007. szept. 17-18. lesz. A 2007-ben A Vasbetonépítés középeurópai Kongresszusának fő címe lesz:

„Új anyagok és technológiák a vasbetonépítésben”

Témakörei

1. *Igények szerint készülő beton:*

- környezeti elvárásokkal kompatibilis cementek,
- új fajta adalékanyagok,
- nagy teljesítőképességű adalékszerkezetek,
- nagy szilárdságú és nagy teljesítőképességű betonok,
- szálerősítésű beton,
- könnyűbetonok,
- alkalmazások.

2. *Új típusú feszített és nem feszített betétek és a hozzájuk tartozó technológiák:*

- fémes és nem fémes anyagú betétek,
- belsőleg, ill. külsőleg alkalmazható betétek,
- alkalmazások.

3. *Fejlett gyártási és építési technológiák*

- magas követelményeket kielégítő vasbetonszerkezetek,
- előregyártás,
- alkalmazások.

Látható, hogy ezek a témakörök mérnökeink széles körű érdeklődését válthatja ki. Az angol nyelven elhangzó előadásokhoz magyar nyelvű szinkron tolmácsolást fogunk biztosítani.

A CCC 2007 kongresszus főszervezője a **fib** (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozat, és társ szervezői a Magyar Betonszövetség és a Magyar Betonelemgyártó Szövetség.

A kongresszussal kapcsolatos minden fontos információ (előadással, kiállítással kapcsolatos lehetőségek, műszaki kirándulás, kongresszusi bankett, hölgyprogram stb.) megtalálható a kongresszus honlapján:

www.fib.bme.hu/ccc2007

e-mail elérhetőség:

ccc2007@eik.bme.hu

A kongresszus komplett felhívását csatoljuk is jelen folyóirat számhoz.

Dr. Balázs L. György

CCC 2007 Visegrád főszervezője:

fib MT Hungary

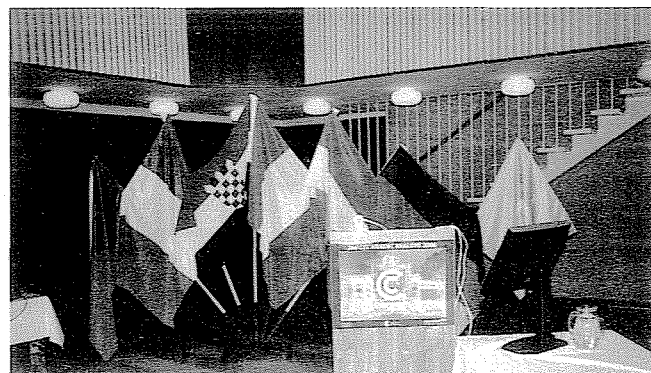
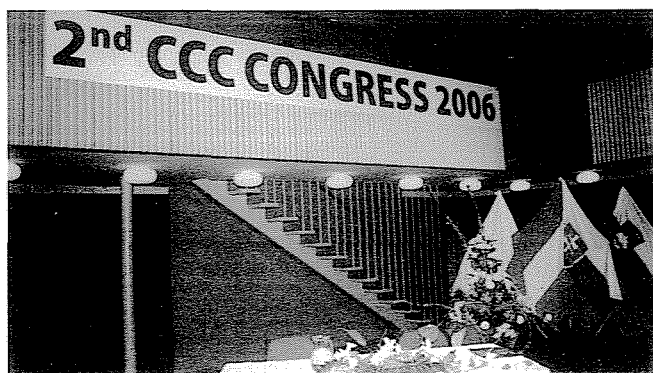


Társ szervezői:

Magyar Betonszövetség



Magyar Betonelemgyártó Szövetség



BETONSZERKEZETEK SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMER (FRP) BETÉTEKKEL – RIDEG VAGY DUKTILIS VISELKEDÉS?



Dr. Borosnyói Adorján

A korróziós károsodás megelőzésének ígéretes megoldását nyújthatja a nem korrodáló (vagyis elektrolitikus korrózióinak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása. Az FRP betétek egyik tulajdonsága, hogy lineárisan rugalmas-rideg anyagok, tehát szakadásuk előtt képlékeny alakváltozást egyáltalán nem mutatnak. Az FRP betétekkel készülő betonelemek duktilitása ezért a betétek oldaláról nem definiálható. Hagyományos vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek duktilis viselkedését az acélbetétek, feszítőbetétek képlékeny alakváltozó képessége biztosítja. Jelen cikk a szálerősítésű polimer (FRP) betétek lineárisan rugalmas-rideg anyagviselkedéséből közvetlenül következő kérdéseket elemzi.

Kulcsszavak: FRP, vasbeton, feszített vasbeton, duktilitás, szívósság

1. BEVEZETÉS

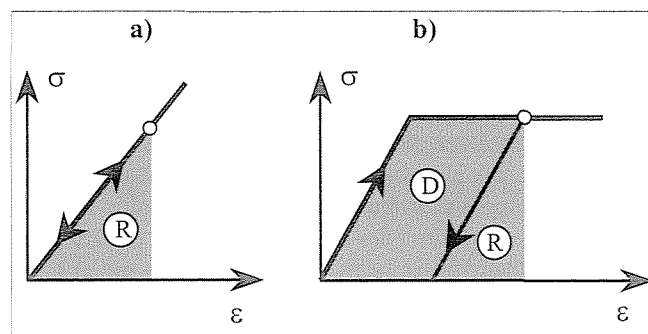
A vasbeton, illetve a feszített vasbeton szerkezetek korróziója következtében csökken élettartamuk, és nő fenntartási költségük. A korróziós károsodás megelőzésének igen ígéretes megoldását nyújthatja a *nem korrodálódó* (vagyis elektrolitikus korrózióinak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazása.

A korrózióval szemben ellenálló betétek anyaga szálerősítésű polimer (FRP = Fibre Reinforced Polymer). A betétek 5-20 μm átmérőjű, párhuzamosan futó nagyszilárdságú szálakból és azokat összefogó ágyazóanyagból állnak. A szálak anyaga üveg, aramid vagy szén lehet. Az ágyazóanyag általában epoxigyanta, poliészter, vinilészter vagy polietilén. A betétek száltartalma 60-70 V%. Az FRP betétek tartós és sokszor ismételt terheléssel szemben kedvezőbb viselkedést mutatnak, mint az acélbetétek: *kúszásuk és relaxációjuk általában kisebb, tartós szilárdságuk és fáradási szilárdságuk nagyobb*, mint a hagyományos acélbetéteké.

Korábbi cikkeinkben már a *Vasbetonépítés* folyóirat hasábjain is összefoglaltuk az FRP betétek *hidépítési alkalmazási lehetőségeit* (Balázs, Borosnyói 2000b; Borosnyói, Balázs, 2001), *mechanikai jellemzőit* (Balázs, Borosnyói 2000a; Balázs, Borosnyói, 2001), *tapadását* (Borosnyói, Balázs, 2002), *szerkezettervezési kérdéseit* (Borosnyói, Balázs, 2004a) és a szerkezetek *használhatósági határállapotát* (Borosnyói, Balázs, 2004b). Külön foglalkoztunk a hazánkban elsőként, szénszál (CFRP) feszítőbetétekkel végzett laboratóriumi vizsgálatokkal: *magas hőmérsékleten végzett tapadási vizsgálatokkal* (Lublóy, Borosnyói, Balázs, 2004) és *feszített gerendák használhatósági határállapotának vizsgálatával* (Borosnyói, Balázs, 2005), illetve áttekintettük az FRP betétekben rejlő *új monitoring módszerek* lehetőségeit is (Borosnyói, 2005). Jelen cikkünk a szálerősítésű polimer (FRP) betétek lineárisan rugalmas-rideg anyagviselkedéséből közvetlenül következő kérdéseket elemzi.

2. KÉRDÉSFELVETÉS

Az FRP betétek egyik tulajdonsága, hogy lineárisan rugalmas – rideg anyagokként szakadásuk előtt képlékeny alakváltozást egyáltalán nem biztosítanak. Anyagviselkedésük tehát lineárisan rugalmas feszültség-fajlagos alakváltozás (σ - ϵ) diagrammal írható le (1.a ábra). Ennél fogva az FRP betétes betonelemek duktilitása a betétek oldaláról nem definiálható. Egy anyag, keresztmetszet, szerkezeti elem vagy szerkezeti rendszer *duktilitásán* a tönkremenetelt megelőző nagymértékű – de szilárdságsökkenéssel nem járó – *képlékeny alakváltozási képességet* értjük. A duktilis viselkedés lineárisan rugalmas – tökéletesen képlékeny feszültség-fajlagos alakváltozás (σ - ϵ) diagram esetén már értelmezhető (1.b ábra). A hagyományos, melegen hengerelt betonacélok viselkedése modellezhető ezzel az anyagtörvénnyel. Az 1.a és 1.b ábrákon bemutatott modellekhez tartozó anyagok viselkedésében az egyik legfontosabb különbséget tehermentesítéskor figyelhetjük meg. Terhelés alatt az anyagokban alakváltozási energia halmozódik fel. Az alakváltozási energiának van olyan része, amely tehermentesítéskor visszanyerhető, és van olyan része, amely



1. ábra: Anyagmodellek és alakváltozási energia

- a) Lineárisan rugalmas anyagmodell
 - b) Lineárisan rugalmas – tökéletesen képlékeny anyagmodell
- Jelölések:
R – rugalmas alakváltozási energia
D – képlékeny (disszipálódó) alakváltozási energia

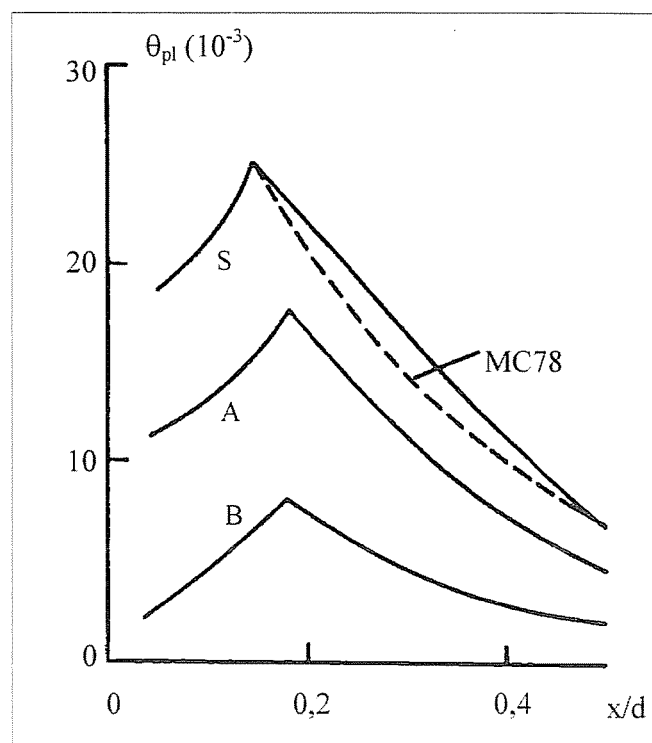
tehermentesítéskor nem nyerhető vissza. Lineárisan rugalmas anyagokban rugalmas alakváltozási energia halmozódik fel, ami tehermentesítés során teljes mértékben visszanyerhető – a test visszanyeri eredeti alakját, maradó alakváltozások nincsenek. Tökéletesen képlékeny anyagok (az ún. folyási határukat meghaladó feszültségi szintről történő) tehermentesítés során nem nyerik vissza eredeti alakjukat, a maradó alakváltozásoknak megfelelő képlékeny alakváltozási energia nem nyerhető vissza. A képlékeny alakváltozási energia disszipálódik, azaz eltávozik a rendszerből: elsősorban hővé alakul át. A rugalmas és képlékeny alakváltozási energiát az 1. ábrán a σ - ε ábra alatti területekkel arányos mennyiséget reprezentáljuk.

Hagyományos vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek duktilis viselkedését elsősorban az acélbetétek, feszítőbetétek képlékeny alakváltozóképesége biztosítja. Hajlított vasbeton, feszített vasbeton elemekben, amint a teherbírasi határállapotban az acélbetétek megfolynak ($\xi_c < \xi_{c0}$), nagy lehajlások alakulnak ki, amit a repedéstágasság növekedése kísér. A tönkremenetel a beton morzsolódásával következik be. Ilyen jellegű tönkremenetelkor a szerkezet duktilis viselkedése az acélbetétek képlékeny alakváltozó képessége miatt biztosított. A tönkremenetel bekövetkeztéig nagy alakváltozási energia emészthető fel, ami bizonyos igénybevételek (ismétlődő terhelés, pl. földrengés) esetén kifejezetten kedvező és megkövetelhető. Statikailag határozatlan szerkezetekben is éppen az acélbetétek duktilitása teszi lehetővé a képlékeny nyomtérkétre rendeződést. Ennek során, amint egy keresztmetszetben az acélbetétek megfolynak (azaz kialakul egy képlékeny csukló), a képlékeny elfordulás (θ_{pl}) aktivizálódásával elérjük a keresztmetszet alakváltozó képességének határát, azaz a teherbírását. Eközben, a nagymértékű deformációk miatt más keresztmetszetekben is képlékeny csuklók kialakulására van mód. A teher mindaddig növelhető, míg ki nem alakul a labilis alakzat, a folyási mechanizmus.

A túvasalt vasbeton elemek ($\xi_c > \xi_{c0}$) tönkremenetele az előzőekben leírt viselkedéshez képest ridegebb; a nyomott betonzona morzsolódása a keresztmetszetek sokkal kisebb görbülete mellett anélkül következik be, hogy a húzott oldali acélbetétek megfolynának. A rideg tönkremenetelt a mérnöki gyakorlatban általában igyekszünk elkerülni.

A rideg tönkremenetel kapcsán megemlítünk még egy általános mechanikai fogalmat, a *szívósságot*. Szívósságon egy anyag, keresztmetszet, szerkezeti elem vagy szerkezeti rendszer energia elnyelő képességét értjük. Az energia munkavégző képesség. Ha egy tartószerkezeten mechanikai terheléssel munkát végzünk, azaz energiát fektetünk be, úgy a tartószerkezetben a befektetett energia teljes egészében átalakul kinetikus (mozgási) és alakváltozási energiává (megállapításunk a termodinamika első törvénye értelmében igaz minden olyan esetben, amelyben hőközlés, vagy hőelvonás nincsen a mechanikai terhelés során). Statikus terhelés esetén a kinetikus energia változása elhanyagolható, tehát a teljes munka, a befektetett energia a tartószerkezetben alakváltozási energiává alakul. Az alakváltozási energia viszont a szilárdságtani alapelvek alapján egyszerűen számszerűsíthető, mint feszültség-fajlagos alakváltozás ábra alatti, nyomaték-görbület ábra alatti, vagy terhelőerő-alakváltozás ábra alatti terület. Általánosságban kijelenthető, hogy a duktilitás növekedése a szívósság növekedésével jár. Tehát a rideg tönkremenetel akár az alakváltozó képesség, duktilitás (fajlagos alakváltozás, görbület, alakváltozás), akár az energia elnyelő képesség (szívósság) vizsgálata alapján meghatározható.

FRP betétes szerkezetek nyomtérkéki teherbírásának számítására és a számítások kísérleti elemeken történő ellenőrzésére a szakirodalomban számos adat áll rendelkezésre. Amint azt



2. ábra: Képlékeny elfordulási képesség (θ_{pl}) és relatív nyomott betonöv (x/d) kapcsolata a CEB-FIP Model Code 1990 szerint

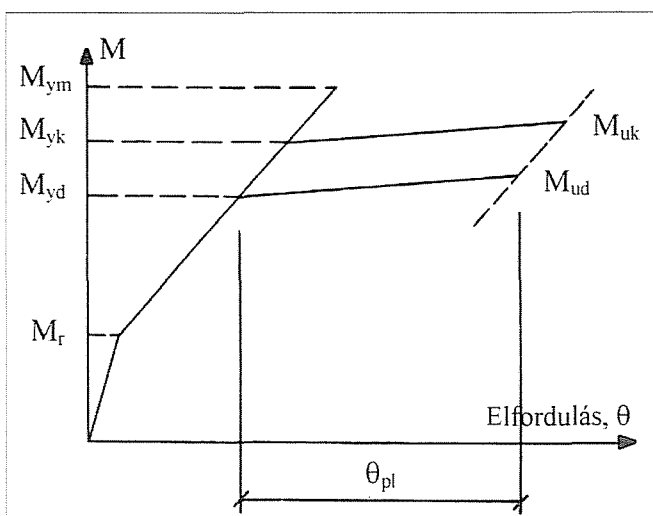
korábbi cikkünkben (Borosnyói, Balázs, 2004) is bemutattuk, *FRP betétes betonelemek nyomtérkéki teherbírása a hagyományos módszerrel*, inhomogén keresztmetszetek vetületi és nyomtérkéki egyensúlyának vizsgálata alapján *meghatározható*. Fölmerülhet azonban a kérdés, hogy a lineárisan rugalmas FRP betétek alkalmazása vajon nem eredményez-e ridegebb szerkezeti viselkedést. Lehetséges-e a hagyományos duktilitási indexek értelmezése FRP betétes szerkezetek esetén, hiszen képlékeny jellegű viselkedésre csak a nyomott betonöv morzsolódása során számíthatunk, a húzott oldali FRP betéteknél nem? Szükség van-e egyáltalán a hagyományos duktilitási indexek fogalmának valamiféle általánosítására az FRP betétes szerkezetek esetére? Szükséges-e és lehetséges-e az FRP betétek, vagy az ezekkel készülő betonszerkezetek duktilitásának fokozása? Ezen kérdésekre igyekszünk válaszokat keresni jelen cikkünkben.

3. DUKTILITÁS ÉS ALAKVÁLTOZÁS

Acélbetétekre és vasbeton szerkezetekre duktilitási osztályokat és duktilitási indexeket találunk a szakirodalomban, illetve tervezési előírásokban. Ezek elsősorban azt a célt szolgálják, hogy a képlékeny nyomtérkékre rendeződés lehetséges legyen a vasbeton tartóelemben, illetve a duktilitási indexekkel a vasbeton tartóelemek tönkremenetellel szembeni biztonságát adhatjuk meg, közvetett módon. Például a CEB-FIP Model Code 1990 acélbetétekre három duktilitási osztályt vezet be, mely osztályokba a húzószilárdság-folyási feszültség arányuk (f_{su}/f_{sy}) és a szakadási nyúlásuk (ε_{su}) alapján sorolhatjuk be az acélbetéteket.

A osztály:	$f_{su}/f_{sy} \geq 1,08$	$\varepsilon_{su} \geq 5\%$
B osztály:	$f_{su}/f_{sy} \geq 1,05$	$\varepsilon_{su} \geq 2,5\%$
S osztály:	$f_{su}/f_{sy} \geq 1,15$	$\varepsilon_{su} \geq 6\%$

A CEB-FIP Model Code 1990 arra vonatkozóan is nyújt információkat, hogy a különböző duktilitási osztályú acélbetétekkel készített vasbeton keresztmetszetek milyen mértékű



3. ábra: Képlékeny elfordulási képesség (θ_{pl}) definíciója a CEB-FIP Model Code 1990 szerint

képlékeny elfordulási képességgel (θ_{pl}), képlékeny alakváltozási tartalékkal rendelkeznek. Ennek szemléltetését a relatív nyomott betonöv (x/d) függvényében a 2. ábrán láthatjuk. A 2. ábrán szereplő képlékeny elfordulás (θ_{pl}) paraméter értelmezését a CEB-FIP Model Code 1990 5.4.1. ábrája alapján, az idealizált trilineáris nyomaték-elfordulási ábra bemutatásával adjuk meg a 3. ábrán.

A duktilitási indexeket (a következőkben μ jellel jelölve) nem csak az elfordulás (θ), hanem a görbület ($1/r$), vagy a lehajlás (a) függvényében is definiálhatjuk (Naaman, Jeong, 1995):

$$\mu_{1/r} = \frac{1/r_u}{1/r_y}, \quad (1a)$$

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad (1b)$$

$$\mu_a = \frac{a_u}{a_y}, \quad (1c)$$

ahol az u indexek a tartóelem tönkremenetelére, míg az y indexek a húzott oldali acélbetétekben a folyás kialakulására utalnak. Mivel az FRP betétek nem folynak meg, ezek a duktilitási indexek a továbbiakban nem értelmezhetők. Ezért, ha a duktilitás fogalmát szeretnénk általánosítani, kiterjeszteni FRP betétes betonelemekre, és annak mértékét szeretnénk számszerűsíteni, akkor a tartóban felhalmozódó rugalmas- és képlékeny alakváltozási energia arányával kapcsolatos kifejezéseket kereshetünk, például a következő módon (Naaman, Jeong, 1995) (4. ábra):

$$\mu_a = \frac{a_u}{a_y} = \frac{1}{2} \left(\frac{W}{W_{rug}} + 1 \right) \quad (2)$$

ahol

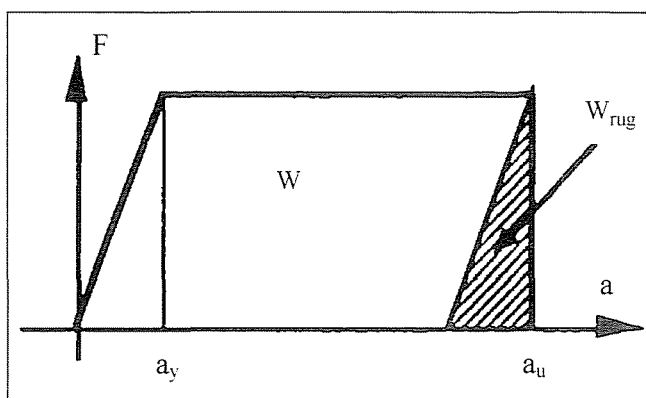
a_y lehajlás a folyáshatár elérésekor

a_u lehajlás tönkremenetelkor

W a teljes alakváltozási energia, azaz a teljes teher-lehajlás ábra alatti terület

W_{rug} a rugalmas alakváltozási energia, azaz a tehermentesítési teher-lehajlás görbe alatti terület

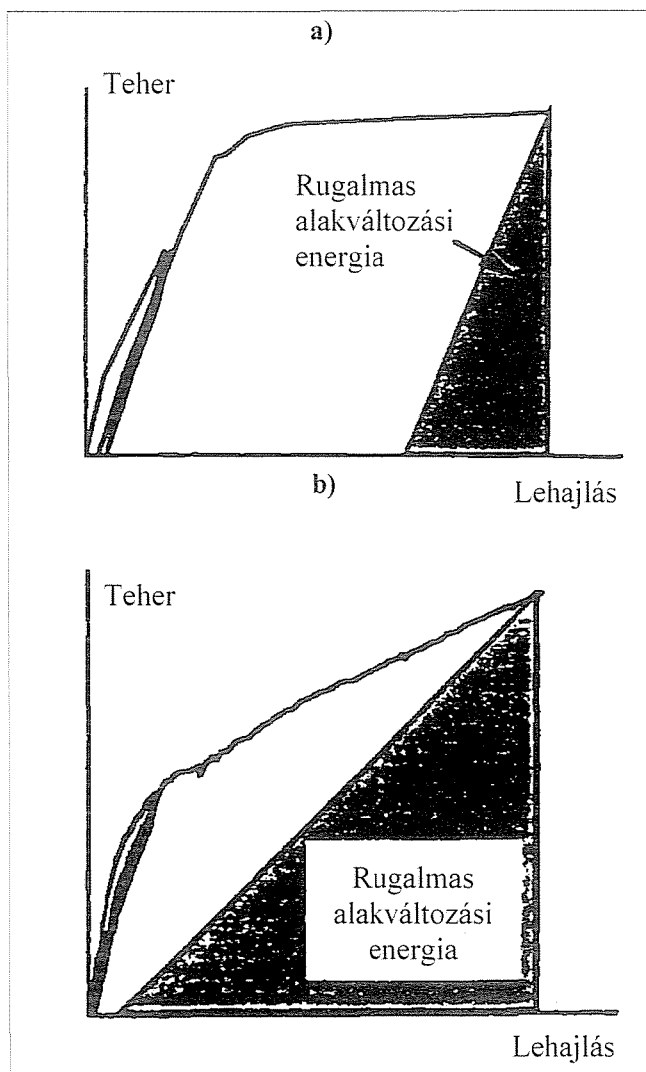
Az 5. ábrán Naaman és Jeong (1995) kísérleti eredményeiből mutatunk be teher-lehajlás diagramokat szénszál



4. ábra: Duktilitási index értelmezése vízszintes „platóval” rendelkező teher-lehajlás összefüggés esetén (Naamang, Jeong, 1995)

(CFCC®) pászmával, illetve hagyományos acél pászmával készült betongerendákra vonatkozóan. Az ábrán megfigyelhetjük, hogy a *szénszál*as betétben nagy rugalmas alakváltozási energia halmozódik fel, ami tehermentesítéskor felszabadul, így a maradó alakváltozás közel zérus (tehát a nagy lehajlás ellenére duktilitásról természetesen nem beszélhetünk).

Az alakváltozókéesség és a duktilitás összehasonlítása céljából tekintsük a következő példát: feladatunk, hogy változatlan betonkeresztmetszet mellett előállítsunk azonos nyomatéki teherbírási és görbületű keresztmetszeteket acélbetétekkel, illetve FRP betétekkel. Numerikus példánkban 250×350 mm keresztmetszeti méretű, 300 mm hasznos magasságú, C25/30



5. ábra: Az alakváltozási energia felhalmozódása (Naamang, Jeong, 1995)
a) Vasbeton gerenda
b) CFRP betétes betongerenda

szilárdsági jelű betonból készült keresztmetszetet vizsgáltunk. Számításainkhoz lineárisan rugalmas-tökéletesen képlékeny anyagmodellt használtunk az acélbetétek és a beton, illetve lineárisan rugalmas anyagmodellt használtunk az FRP betétek feszültség-fajlagos alakváltozás összefüggésének leírására. Vizsgálataink során a következő anyagjellemzőket vettük figyelembe:

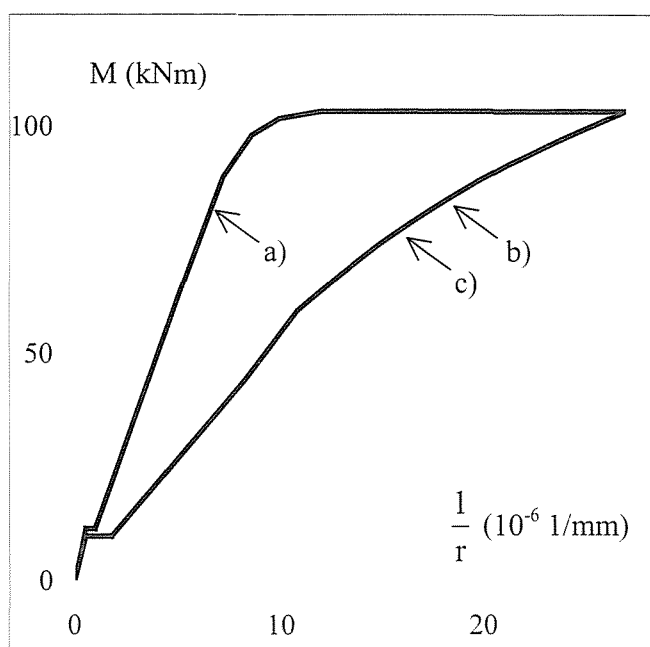
az acélbetét folyási feszültsége $f_{sy} = 310 \text{ N/mm}^2$,
 az acélbetét rugalmassági modulusa $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$,
 az üvegszál (GFRP) betét rugalmassági modulusa $E_{f1} = 50000 \text{ N/mm}^2$,
 a szénszál (CFRP) betét rugalmassági modulusa $E_{f2} = 150000 \text{ N/mm}^2$.

Számításaink első lépéseként acélbetétekre fölveltünk egy keresztmetszeti területet ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$), majd ehhez előállítottuk a nyomaték-görbület összefüggést. A kapott nyomaték-görbület összefüggés végpontja ahhoz az állapothoz tartozik, amikor az acélbetétek folyási állapotban vannak, és a nyomott szélső szálaban elérjük a beton törési összenyomódását. A számítások szerint az acélbetétek ekkor nem érik el alakváltozó-képességük határát, tehát nem szakadnak el. Számításaink második lépéseként mindkét típusú FRP betétre kerestünk olyan keresztmetszeti területet, melyre azonos nyomatéki teherbírás és görbület adódik, mint a vasbeton keresztmetszetre. Az FRP betétes keresztmetszetekre vonatkozóan a nyomaték-görbület összefüggés végpontja ahhoz az állapothoz tartozik, amelyben a nyomott szélső szálaban elérjük a beton törési összenyomódását. A számítások szerint az FRP betétek sem érik el ekkor alakváltozó-képességük határát, tehát nem szakadnak el. Üvegszál betétekre $A_{f1} = 1850 \text{ mm}^2$, szénszál betétekre $A_{f2} = 625 \text{ mm}^2$ keresztmetszeti terület adódott ki. Látható tehát, hogy az alkalmazott betétek rugalmassági modulusának változtatásával azonos nyomatéki teherbírású és görbületű keresztmetszeteket más és más vasalásérősséggel alakíthatunk ki. Jelen szám példa érdekessége, hogy ugyanazon teherbírást körülbelül 4Ø20 acélbetéttel, 6Ø20 üvegszál (GFRP) betéttel és 2Ø20 szénszál (CFRP) betéttel érhetünk el. A különböző keresztmetszetek nyomaték-görbület összefüggéseit a 6. ábrán mutatjuk be.

A 6. ábra alapján a következő megállapításokat tehetjük. Repedésmentes állapotban a nyomaték-görbület összefüggések gyakorlatilag egybeesnek. A repesztőigénybevétel természetesen függ az alkalmazott betét rugalmassági modulusától, illetve keresztmetszeti területétől, hiszen a repesztőigénybevétel lineáris függvénye az inhomogén keresztmetszet inercianyomatékának. Az inhomogén keresztmetszet repedésmentes és berepedt állapotban meghatározható inercianyomatékainak aránya szintén függ az alkalmazott betét rugalmassági modulusától, illetve keresztmetszeti területétől (1. korábbi cikkünk 5. ábráját, *Vasbetonépítés*, VI/4, p. 118., Borosnyói, Balázs, 2004b), amelynek hatását megfigyelhetjük a 6. ábrán is, a repesztőnyomatéknak megfelelő teherszinten. Az eddig elmondottakból az is következik, hogy a betétek állandó keresztmetszeti területe mellett annál kisebb a repesztőnyomaték, minél kisebb az alkalmazott betét rugalmassági modulusa. Erre vonatkozóan a 7. ábrán mutatunk be példákat.

A nyomaték-görbület összefüggések négy szakaszra bonthatók:

- lineáris szakasz repedésmentes állapotban,
- lineáris szakasz berepedt állapotban, amíg a beton nyomásra lineárisan rugalmas,
- nemlineáris szakasz berepedt állapotban, miközben a beton nyomásra már nem lineárisan rugalmas,
- gyakorlatilag vízszintes szakasz, miután az acélbetétek megfolytak.



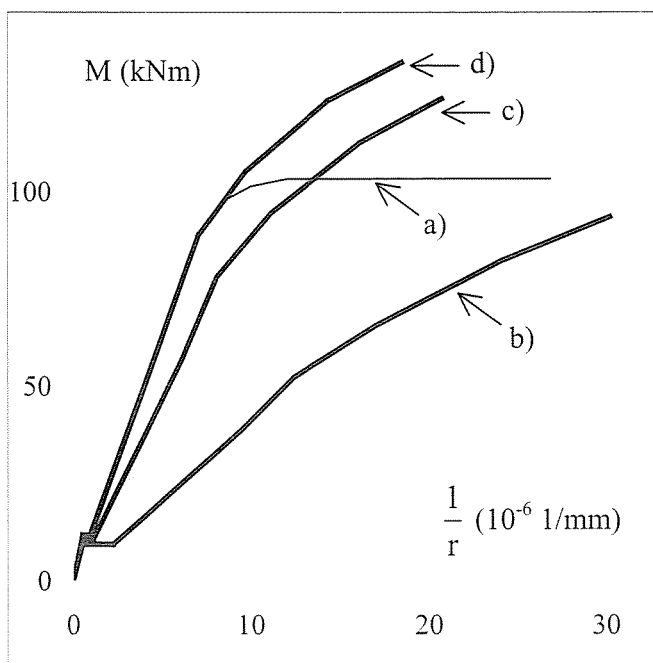
6. ábra: Nyomaték-görbület összefüggések
 a) Vasbeton keresztmetszet ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$)
 b) GFRP betétes beton keresztmetszet ($A_{f1} = 1850 \text{ mm}^2$)
 c) CFRP betétes beton keresztmetszet ($A_{f2} = 625 \text{ mm}^2$)

Érdekes, ha numerikus példánk eredményét összehasonlítjuk a cikkünk 3. ábráján bemutatott idealizált trilineáris nyomaték-elfordulás ábrával. Észrevehető, hogy a CEB-FIP Model Code 1990 javaslata látszólag követi az FRP betétes keresztmetszetekre kapott eredményeket is. Mindez manipulációra adhat okot, és a képlékeny elfordulás (θ_{pl}) paraméterének helytelen alkalmazásához vezethet. Ezért nyomatékosan szeretnénk hangsúlyozni, hogy a képlékeny elfordulás (θ_{pl}) paraméter ebben az esetben nem értelmezhető fogalom, hiszen képlékeny csukló kialakulását igényli.

A 6. ábra eredményeit szemlélve nem tartjuk indokoltnak azokat a kijelentéseket, hogy az FRP betétes betonelemek ridegebben viselkednek, mint a vasbeton elemek. Éppen ellenkezőleg. Azonos nyomatéki teherbírásra és tönkremeneteli görbületre tervezve az FRP betétes keresztmetszet minden teherszinten nagyobb görbülettel rendelkezik, mint a vasbeton elem. Ebből az is következik, hogy hajlított tartó esetén a lehajlások (és természetesen a repedéstágasságok) is nagyobbak. Ezek alapján semmiképpen nem mondhatjuk, hogy a szerkezet nem figyelmeztet deformációival a tönkremenetel veszélyére. Az igaz, hogy a deformációk nem a húzott betétek képlékeny alakváltozásából származnak, de egy szerkezet laikus szemlélő számára valószínűleg tökéletesen mindegy, hogy egy túlterhelt szerkezet, általuk veszélyesnek ítélt deformációját ugyan mi okozza.

Véleményünk szerint a lineárisan rugalmas FRP betétek kedvezőbb szerkezeti viselkedést eredményeznek, például túlterhelés során. Amennyiben a túlterhelés nem olyan nagy mértékű, hogy a szerkezet teherbírása kimerülne, a túlterhelés megszűnését követően, tehermentesítéskor a szerkezet igen csekély maradó alakváltozásokat fog szenvedni. Ez a szerkezet helyreállítása, javítása szempontjából egyáltalán nem közömbös. Ha egy vasbeton szerkezetet ér olyan mértékű túlterhelés, hogy a benne lévő acélbetétek megfolyanak, a túlterhelés megszűnését követően, tehermentesítéskor a szerkezeten komoly maradó alakváltozások tapasztalhatók, melyek megszüntetése, helyreállítása általában nehezebb és költségesebb feladat lehet.

A teljesség kedvéért előállítottuk azon keresztmetszetek nyomaték-görbület ábráit is, melyekben mindhárom betét-tí-



7. ábra: Nyomaték-görbület összefüggések
a) Vasbeton keresztmetszet ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$)
b) GFRP betétes beton keresztmetszet ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$)
c) CFRP betétes beton keresztmetszet ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$)
d) CFRP betétes beton keresztmetszet ($A_s = 2000 \text{ mm}^2$)

pust (acél, GFRP és CFRP) a betétek azonos keresztmetszeti területével ($A_s = 1350 \text{ mm}^2$) építettük be, illetve azon CFRP betétes keresztmetszet nyomaték-görbület ábráját, amely a lehető legjobban követi a vasbeton keresztmetszet nyomaték-görbület összefüggését (7. ábra). Ez utóbbi esetben az acélénál kisebb rugalmassági modulus miatt lényegesen nagyobb keresztmetszeti terület adódott ki a betétekre ($A_{FR} = 2000 \text{ mm}^2$).

Összességében tehát kijelenthetjük, hogy az FRP betétes betonelemek betétei keresztmetszeti területének gondos megválasztásával mind a használhatósági határállapotok, mind pedig a tönkremeneteli határállapotok követelményei kielégíthetők. A szerkezetek duktilitásának kérdése általában irrelevánssá válik, mivel a használhatósági határállapotokat kielégítő betét keresztmetszeti terület a teherbírás határállapotok követelményeit általában biztonsággal kielégíti. Ily módon a hagyományos duktilitási indexek általánosítása is szükségtelen, bár a tartóban felhalmozódó rugalmas és képlékeny alakváltozási energia elemzése alapján nem megoldhatatlan feladat.

Az eddig elmondottak ellenére azonban továbbra is fölmerül a kérdés, hogy vajon lehet-e magukat az FRP betéteket, vagy az FRP betétekkel készülő betonelemeket oly módon kialakítani, hogy kvázi-duktilis viselkedést mutassanak, azaz a tönkremenetelt megelőzően nagymértékű, nem lineárisan rugalmas alakváltozást szenvedjenek. Bár jelen cikk szerzőjének véleménye szerint az FRP betétek lineárisan rugalmas viselkedése miatt fölvethető kérdéseket nem ezen a módon kell megoldani, a következőkben összefoglalt kutatási eredmények fontos részét képezik az FRP betétekkel kapcsolatos kutatásoknak és nagyon sok hasznos eredményt szolgáltatottak, ismertetésüket tehát célszerűnek tartjuk.

4. KVÁZIDUKTILIS FRP BETÉTEK

Az FRP betétek (az acélbetétek duktilis viselkedéséhez hasonló) kvázi-duktilis viselkedésének elérésére több javaslat is létezik. Kvázi-duktilis viselkedés kifejezésen tehát azt értjük, hogy egy bizonyos igénybevételt meghaladva, az FRP betét speciális kialakításának köszönhetően teherbírás-csökkenéssel

nem járó, nagymértékű alakváltozás növekmény kialakulására van mód. A számos kutatási irányvonal közül jelen tanulmányban hármat mutatunk be.

4.1 Kialakítási lehetőségek

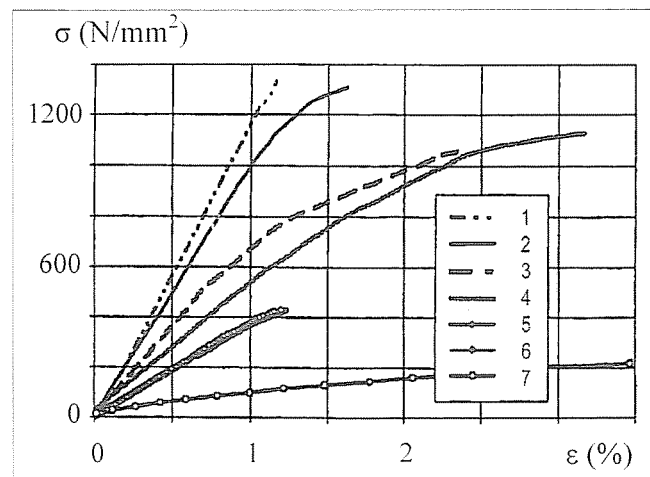
FRP betétek kvázi-duktilis viselkedését két eltérő alapelv felhasználásával célozhatjuk meg:

1. *Hibridszálas betétekkel*, azaz különböző típusú szálak kevert alkalmazásával, melynek során a két vagy több különböző szál megfelelő arányú keverékével érhetünk el bilineáris, vagy egyéb nemlineáris σ - ϵ ábrát. A lényeg, hogy a nagyobb rugalmassági modulusú és kisebb szakadónyúlású szálak alakváltozó képességének kimerülése után csak a kisebb rugalmassági modulusú, de nagyobb szakadónyúlású szálak viselik a terheket, megváltozott merevség mellett (Tamužs et al., 1994; 2000).
2. *Fonott betétekkel*, mely révén a szálkötegek hossztenge-lyük körüli megcsavarásával, illetve textiltechnológiai szövési eljárással tesszük lehetővé a betétek jelentős alakváltozását. A módszer lényege, hogy terheléskor először a szálak kiegyenesedése, rendeződése történik meg (Tamužs, Tépfers, 1995; Tamužs et al., 2000).

4.2 Hibridszálas FRP betétek

Lett és svéd kutatók vizsgálataikban hibridszálas betétek létrehozásával igyekeztek az FRP betétek duktilitását fokozni (Tamužs et al., 1994; 2000). A hibridszálas betéteknél különböző arányban alkalmaztak szén-, aramid- és üvegszálakat, majd összehasonlították eredményeiket nem hibridszálas FRP betétek eredményeivel (a betétek száltartalma 40-60 V% volt). Úgy találták, hogy *a szálak megfelelő arányú keverékével előállíthatók kedvező szilárdságú és szakadónyúlású betétek*. A kutatóknak általában nem sikerült a szálak elégségesen homogén keverékét létrehozniuk, így a keresztmetszetekben a különböző típusú szálak kötegekben voltak jelen. Ennek eredményeként, amikor a nagyobb rugalmassági modulusú (pl. szénszál) kötegek alakváltozó képessége kimerült, a szomszédos kisebb rugalmassági modulusú (pl. aramid- és üvegszál) kötegekben általában olyan nagy többletfeszültség keletkezett, hogy azok is tönkrementek. Ez a hatás egy, az elemi szálak szintjén történő keveréssel elméletileg kiküszöbölhető.

Hibridszálas FRP betétek húzószilárdságát és rugalmassági modulusát elméletileg a keverékek szabályával határozhatjuk meg. Ha az egyik száltípus húzószilárdsága, rugalmassági mo-



8. ábra: Hibrid-szálas FRP betétek σ - ϵ diagramjai (hét különböző hibridszálas betétre) (Tamužs et al., 1994)

dulusa és a betét keresztmetszetében található térfogataránya f_n , E_n , V_n , illetve a másik száltípusra ezek f_{n2} , E_{n2} , V_{n2} , akkor a hibridszálas betét húzószilárdsága és rugalmassági modulusa a következőképpen adható meg:

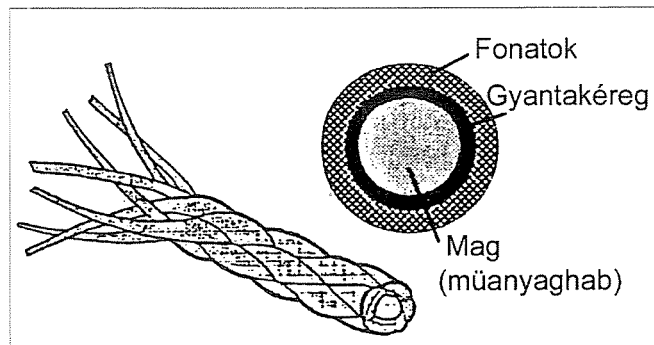
$$f_f = V_n \times f_n + V_{n2} \times f_{n2}, \quad (3a)$$

$$E_f = V_n \times E_n + V_{n2} \times E_{n2}. \quad (3b)$$

Fentiekkel némileg ellentmondásban a kutatók érdekes megállapítása volt az ún. „negative hybrid strength effect” jelentőségének bemutatása (az angol kifejezés fordítása lehet: a hibrid szálas negatív erősítő hatása). A jelenség abból áll, hogy ha egy hibridszálas FRP betétben a nagyobb szilárdságú alkotóból kevesebb, mint 50% található, akkor a betét szilárdsága még a kisebb szilárdságú alkotóelem szilárdságát sem éri el (pl. 25% szénszál ($f_{fu}=1970$ MPa) + 75% aramidzál ($f_{fu}=1450$ MPa) = hibrid betét ($f_{fu}=1280$ MPa)). Tehát a keverékek szabálya látszólag nem érvényes. A 8. ábrán láthatjuk a hibridszálas betétek σ - ε diagramjait. Megfigyelhető, hogy a nemlineáris anyagviselkedés mellett a húzószilárdság és a szakadónyúlás is befolyásolható.

4.3 Fonott FRP betétek

Más típusú, duktilis viselkedést célzó betétet találunk Tamužs és Tepfers (1995) korai kutatásaiban. A speciális, mindössze 25% száltartalmú betét felépítését a 9. ábrán láthatjuk vázlatosan. Hatásmechanizmusa a középső, porózus poliuretánhab magból fakad, amelynek merev bevonata egy bizonyos tehernél eltörik, és a külső FRP fonatok a hab összenyomásával nagymértékű nyúlásra és elfordulásra képesek. A betétek σ - ε ábráit a 10. ábrán figyelhetjük meg. Sajnos az igen kis száltartalom miatt a konstrukció nem bizonyult hatékonynak.



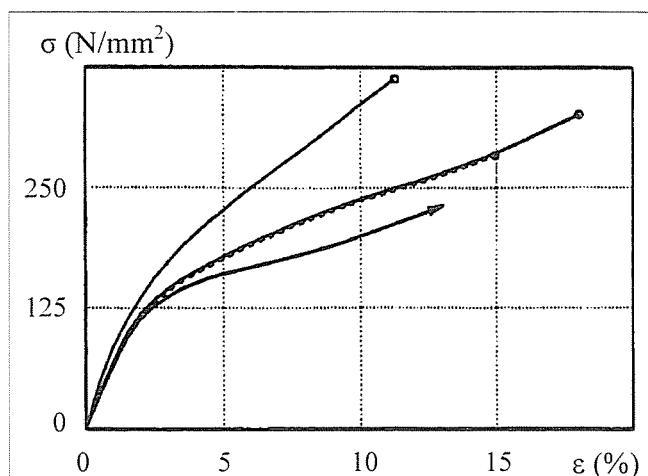
9. ábra: Fonott FRP betét összenyomható maggal (Tamužs, Tepfers, 1995)

4.4 Fonott, hibridszálas FRP betétek

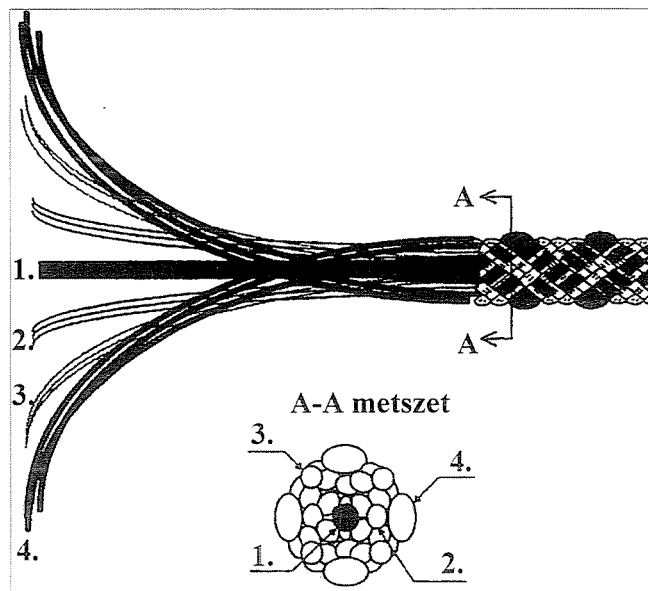
A következőkben bemutatásra kerülő fejlesztés során a kutatók az előzőekben ismertetett két alapvető egyesítették FRP betétek kváziduktilis viselkedésének elérésére (Somboonsong et al., 1998). A betétek kialakítását a 11. ábrán láthatjuk.

A betétekben a következő négy, megkülönböztetett feladatú *szálkötetet* definiáltak a kutatók:

- magkötet (*core yarn*) → kellő kezdeti merevség biztosítása
- fonatkötet (*braiding yarn*) → kvázi-duktilis alakváltozás biztosítása
- iránykötet (*lay-in yarn*) → kvázi-duktilis alakváltozás biztosítása
- bordakötet (*rib yarn*) → betonnal való tapadás biztosítása



10. ábra: Fonott FRP betétek σ - ε diagramjai (Tamužs, Tepfers, 1995) (Négy különböző fonott betétre vonatkozóan)



11. ábra: Fonott, hibrid-szálas FRP betétek kialakítása (Somboonsong et al., 1998)

Jelölések:
1. magkötet
2. fonatkötet
3. iránykötet
4. bordakötet

A 11. ábrán látható sematikus felépítést követve megállapítások tehetők a különböző hatások érvényesülésére a betét mechanikai tulajdonságainak kialakításában. A nagyobb mérettől a kisebb felé haladva ezek: a magkötet hatása, az iránykötetek hatása, a fonatkötetek hatása, a szálhúzás hatása.

1. *Magkötet hatása.* A magkötet adja a betét kívánt kezdeti nagy merevségét, a külső kötégek pedig a megfelelő alakváltozó-képességet biztosítják a kváziduktilis állapotban (azaz amikor a magkötet alakváltozó képessége már kimerült). Ezért a magkötet rugalmassági modulusának minél nagyobbnak kell lennie, a külső kötégeknek viszont nagy szakadónyúlással kell rendelkezniük. A magkötet és a külső kötégek térfogatarányát a keverékek szabályával kell meghatározni (a kötégek szilárdságának függvényében) úgy, hogy a magkötet szakadásakor a megmaradó részek az igénybevételeket viselni tudják, a következő képlet szerint:

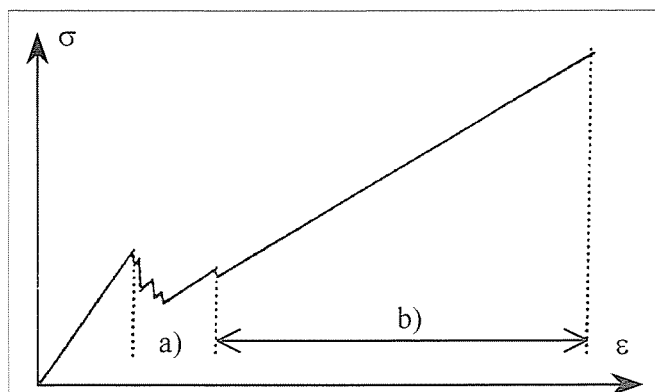
$$V_H = \frac{f_{LU}}{f_{HU} + f_{LU} + \sigma_H}, \quad (4)$$

ahol

V_H a nagyobb szakadónyúlású szálas térfogataránya,

f_{LU} a kisebb szakadónyúlású szálak húzószilárdsága,
 f_{HU} a nagyobb szakadónyúlású szálak húzószilárdsága,
 σ_H a nagyobb szakadónyúlású szálakban ébredő feszültség a kisebb szakadónyúlású szálak elszakadásának pillanatában.

Minél nagyobb a magköteg szálainak rugalmassági modulusa, annál nagyobb a betét kezdeti rugalmassági modulusa. A magköteg alakváltozó képességének kimerülésekor a külső kötegek veszik át a terheket. Mivel ezek rugalmassági modulusa kisebb, mint a magkötegé, ezért a σ - ϵ ábrában ezen a ponton ugrás tapasztalható (12. ábra). Az ugrás mértéke csökkenthető a magköteg rugalmassági modulusának vagy térfogatarányának



12. ábra: Fonott, hibrid-szálás FRP betétek elméleti σ - ϵ ábrája (Harris et al., 1998)

a) magköteg alakváltozó képességének kimerülése
 b) külső kötegek kiegyenesedése: kvázi duktilis alakváltozás

csökkentésével, illetve a külső kötegek rugalmassági modulusának vagy térfogatarányának növelésével. A vizsgálatok szerint a fonott hibrid FRP betétek szakadónyúlását nem befolyásolja a magköteg és a külső kötegek térfogatarányának változtatása. A magköteg csavartságának hatásáról az a megállapítás tehető, hogy minél jobban megcsavartak a magköteg szálai a köteg hossz tengelye körül, annál kisebb a fonott hibrid betét kezdeti rugalmassági modulusa és szakadónyúlása.

2. Az iránykötegek hatása. Az iránykötegek legfontosabb feladata, hogy a magköteg elszakadásának pillanatában, átvéve annak terheit, csökkentsék a betétben ébredő feszültség visszaesését, azaz a σ - ϵ ábrán látható ugrás mértékét. További terheléskor (az iránykötegek alakváltozó-képességének kimerülése után) már csak a fonatkötegek dolgoznak, melyek térfogatarányának meghatározására szintén a (4) összefüggést lehet alkalmazni.

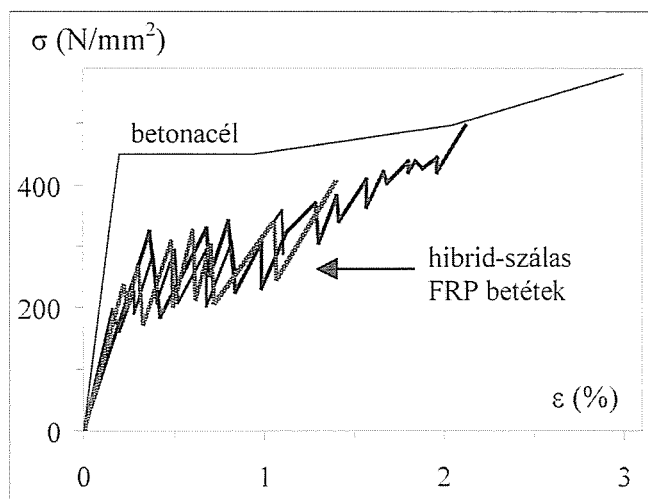
3. Fonatkötegek hatása. A fonatkötegek hatása több hatásból tevődik össze. Alapvetően, minél nagyobb a külső kötegeknek a betét hossz tengelyével bezárt szöge, annál kisebb a fonott hibrid betét kezdeti rugalmassági modulusa és annál nagyobb a szakadónyúlása.

- Kötegek hullámosságának hatása. Minél hullámosabbak a külső kötegek, annál kisebb a fonott hibrid betét kezdeti rugalmassági modulusa és annál nagyobb a szakadónyúlása.
- Kötegek csavartságának hatása. Minél jobban megcsavartak a külső kötegek saját tengelyük körül, annál kisebb a fonott hibrid betét kezdeti rugalmassági modulusa, viszont annál nagyobb a szakadónyúlása. A kezdeti rugalmassági modulusra gyakorolt hatás kevésbé jelentős, mint az előbbi esetben.

Természetesen a kötegek geometriai irányváltoztatásai nem növelhetők egy bizonyos mértéken túl (ez már a szilárdság drasztikus csökkenésével és rideg tönkremenetellel jár), ezért a kutatók kiterjedt vizsgálatok segítségével keresték meg az optimális kialakítást.

4. Szálhúzás hatása. A szálak gyártás közben kialakuló saját feszültség-állapota és a szálorientáció is hatással van a fonott hibrid FRP betétek viselkedésére. Ezek a hatások nehezen számszerűsíthetők, ez leginkább a szilárdsági jellemzők szórásának figyelembe vételével lehetséges.

A 13. ábrán láthatjuk $\varnothing 5$ mm szén-aramid fonott hibrid FRP betétek σ - ϵ diagramját, acélbetétével összehasonlítva. A betétek



13. ábra: $\varnothing 5$ mm fonott, hibrid-szálás betétek σ - ϵ ábrái (Somboonsong et al., 1998)

magkötege szén-szálás polimer ($f_{tu} = 1896 \text{ N/mm}^2$, $E_f = 379,3 \text{ kN/mm}^2$, $\epsilon_{fu} = 0,5 \%$), külső kötegei aramid-szálás polimer ($f_{tu} = 3600 \text{ N/mm}^2$, $E_f = 124,0 \text{ kN/mm}^2$, $\epsilon_{fu} = 2,48 \%$). Megfigyelhetjük, hogy a speciális kialakításnak köszönhetően a diagramok nemlineárisan rugalmas viselkedést mutatnak. A magköteg alakváltozó képességének kimerülésekor ugrás tapasztalható az ábrában, majd a külső kötegek eltérő rugalmassági modulusa miatt a diagram kisebb meredekséggel folytatódik. A további ugrások a külső kötegek fokozatos elszakadását jelzik. Figyeljük meg, hogy ez egyre nagyobb teher mellett következik be. A tönkremenetel végül a külső kötegek szakadónyúlásának elérése közelében következik be. Összességében a betétek viselkedése kedvező, a növekvő alakváltozások ugyanis a teljes szerkezet igénybevétel-átrendeződését is lehetővé teszik.

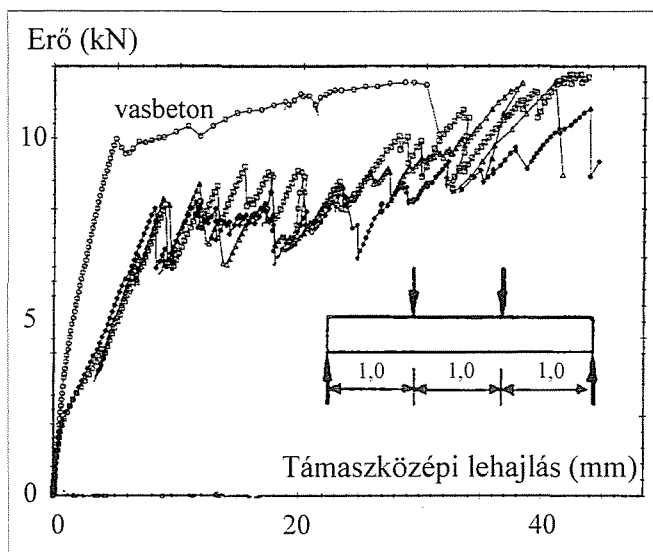
5. KVÁZIDUKTILIS SZERKEZETI VISELKEDÉS

FRP betétes betonelemek (a vasbeton elemek duktilitásához hasonló) kvázi-duktilis viselkedésének elérésére is több javaslat létezik. A számos kutatási irányvonal közül jelen tanulmányban kettőt mutatunk be.

5.1 Fonott hibridszálás FRP betétek beépítése

Az előző fejezetben részletesen bemutatott fonott hibrid-szálás betétekkel a kutatók betonelemeken is végeztek vizsgálatokat (Harris et al., 1998). Az $50 \times 100 \text{ mm}$ keresztmetszetű, $1,2 \text{ m}$ hosszú betongerendákat harmadpontos terheléssel vizsgálták, rögzítve a teher-lehajlás és nyomaték-görbület ábrákat. A kísérleti elemek gyengén vasaltak, valamint azonos nyomatéki teherbírásúak voltak és a tervezett tönkremenetel a nyomott betonöv morzsolódása volt.

A kísérleti teher-lehajlás diagramokat a 14. ábrán adjuk meg. Megfigyelhető a fonott hibrid FRP betétekkel készült



14. ábra: Kísérleti erő – lejjárás ábrák (Harris et al., 1998)

betonelemek kedvező, kváziduktilis, a vasbeton elemét követő viselkedése, amely hosszú kvázifolyási szakasszal és nagy maradó alakváltozásokkal, így kellő energiaelnyelő/disszipáló képességgel bír. A kutatók kiszámították a (2) képlettel definiált duktilitási indexet is, amely μ_a (acél) = 4,3 és μ_a (FRP) = 3,6 (átlagérték) értékekre adódott. Az eredmények igen előremutatóak, azonban jelenlegi fázisukban továbbra sem jelentenek teljes körű megoldást például az FRP betéttel feszített elemek duktilitási kérdéseire. Ugyanis a 13. ábrát szemlélve megállapítható, hogy ezen speciális FRP betétek húzószilárdsága és kvázi-folyáshatára nem elégséges a feszítéskor elvárható nagyságú feszítési feszültség bevitelére. Az elv továbbfejlesztésével azonban remélhetőleg ez is megoldhatóvá válik majd.

5.2 A betétek együttdolgozásának befolyásolása

Más módszerrel is befolyásolható az FRP betétekkel készülő betonelemek kváziduktilis viselkedése. Angol kutatók két eltérő felületi kialakítású FRP betéttel, illetve hagyományos acélbetéttel előfeszített gerendát vizsgáltak – kutatásaik célja a betétek együttdolgozási hosszának, illetve tapadásának hatása a szerkezeti elem duktilitására (Lees, Burgoyne, 1996). A betétek kezdeti feszítési feszültsége húzószilárdságuk 70%-a volt, a hatásos feszítési feszültség pedig a húzószilárdság 66%-a. A hajlító kísérletben a terheket harmadpontosan adták át. A gerendák alakváltozó képességét (duktilitását) úgy próbálták fokozni, hogy a betétek együttdolgozási hosszait változtatták hosszuk mentén. Tapasztalataik a következők voltak:

– *Teljes hosszán együttdolgozó betétek:*

A teljes hosszán együttdolgozó FRP betétekkel készült tartók repedésképe megfelelő volt, a tönkremenetel a betétek elszakadásával jött létre. A gerendák nyomatóki teherbírása nagyon bizonyult, de az ehhez tartozó görbület alacsony szinten maradt.

– *Nem együttdolgozó betétek:*

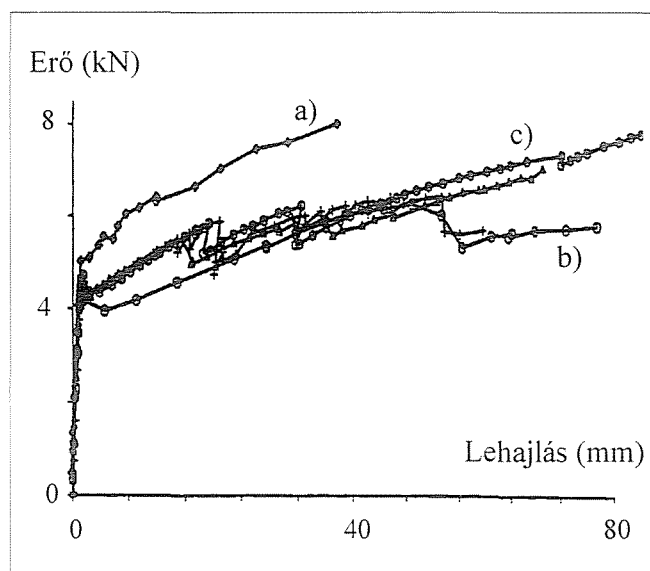
Készültek olyan próbatestek, melyekben a betétek a gerendák középső szakaszán nem voltak együttdolgozóvá téve, így a betétek ezen a hosszán - csúszóbetétként - el tudtak mozogni a környező betonhoz képest. Egyéb tekintetben a gerendák kialakítását nem változtatták. Ezeknél az elemeknél a teherbírási csökkent, a tartóközei lejjárás nőtt, és a hajlító repedések eloszlása is jelentősen megváltozott. Mindössze egy fő repedés alakult ki, amely mint képlékeny csukló működött, a gerenda két merev test és egy közbenő

csukló együtteseként volt modellezhető. A tönkremenetelt a csuklóban kialakuló nagy lokális beton összenyomódásból származó morzsolódás okozta.

– *Részlegesen együttdolgozó betétek:*

A részleges együttdolgozást kétféle módon alakították ki: vagy rövid együttdolgozó és nem együttdolgozó szakaszok egymásutánjával a betétek hossza mentén, vagy előzőleg ismert (alacsony) nyírószilárdságú bevonat felvitelével. A részlegesen együttdolgozó betétek alkalmazásával rendkívül figyelemreméltó eredményeket értek el. A hajlító repedések száma megsokszorozódott a nem együttdolgozó betétekkel készülő betonelemekéhez képest, a tartóközei lejjárás viszont elérte a nem együttdolgozó betéteknél tapasztalt értékeket, és – egyes kedvező kialakítású próbatesteknél – a nyomatóki teherbírási megegyezett a teljes hosszán együttdolgozó betéteknél mért értékekkel.

A kísérletek teher-lejjárás diagramjai a 15. ábrán láthatók.



15. ábra: Kísérleti erő-lejjárás ábrák (Lees, Burgoyne, 1996)

a) tapadóbetétes gerenda
b) csúszóbetétes gerenda
c) FRP betétek részleges tapadással

Az ábrán megfigyelhetők a részlegesen együttdolgozó betétek kedvező tulajdonságai (nagy törőerő, nagymértékű lejjárás). A módszer továbbfejlesztve, a kvázi-duktilis viselkedés révén, optimális teherbírási és lejjárású szerkezetek kialakítását teheti lehetővé.

6. TOVÁBBLEPÉSI LEHETŐSÉGEK

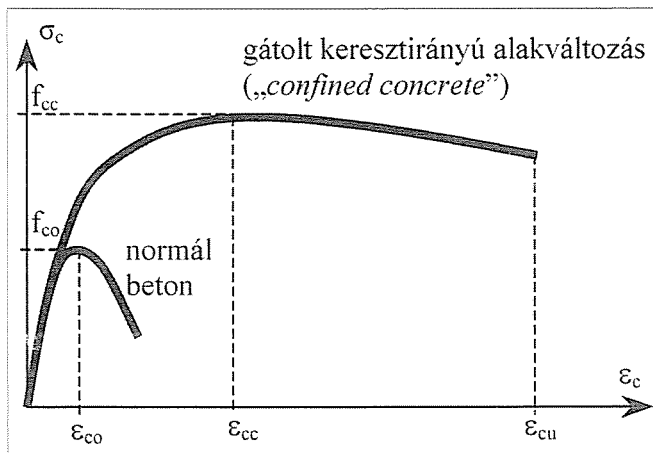
Az eddigiekben említettek alapján FRP betétes betonelemeknél célszerűnek tűnhet a túlvastalt tartó módjára, de emellett nagy görbület kialakulásával bekövetkező hajlító tönkremenetelkor biztosítani a nyomott betonzóna elérhető legnagyobb törési összenyomódását. Mindeközben ennek nem volt nagy jelentősége, hiszen normálisan vasalt, hagyományos vasbeton keresztmetszet, azaz folyási képességgel rendelkező húzott betét tönkremenetele esetén a kellő görbületet a húzott betét folyása biztosítja. Mivel az FRP betétek esetén erre lehetőség nincs, a nagy görbületet a nagyobb törési összenyomódással rendelkező beton biztosíthatja csak.

A nyomott betonzóna keresztirányú alakváltozásának gátlásával („*confinement*”) a nyomószilárdság, de különösen a törési összenyomódás jelentősen növelhető (lásd pl. a kibetonozott acélcsövek esetét). Ezzel a hajlított tartóelemeknek nem csak

a teherbírása, de tönkremenetelt megelőző görbülete is növelhető, ami egyben a biztonságot is fokozza: a szerkezet sokkal inkább figyelmeztet a tönkremenetel közeledtére.

Annak meghatározására, hogy a keresztirányú alakváltozás gátlása miként befolyásolja a beton tulajdonságait, számos kutató végzett vizsgálatokat. A következőkben Mander, Priestley és Park (1988a, b) eredményeit foglaljuk össze, röviden.

A kutatók elméleti és – vasbeton oszlopokon és falelemeken – kísérleti úton tanulmányozták a kengyelezés erősségének, mint keresztirányú alakváltozást gátló hatásnak a jelentőségét. Vizsgálataik alapján összefüggéseket vezettek le a 16. ábra:



16. ábra: Elméleti $\sigma - \epsilon$ diagramok normál, és keresztirányú alakváltozásában gátolt betonra, statikus terhelés mellett (Mander et al., 1988a alapján)

jellegzetes pontjainak (f_{cc} , ϵ_{cc} , ϵ_{cu}) meghatározására (Mander et al., 1988a). Összefüggéseik alkalmazhatóságát kísérleteik is alátámasztották (Mander et al., 1988b). A keresztirányú alakváltozásában gátolt beton („confined concrete”) nyomószilárdságának (f_{cc}) számítása a következő összefüggéssel történhet:

$$f_{cc} = f_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 \sigma_t}{f_{co}}} - 2 \frac{\sigma_t}{f_{co}} \right) \quad (5)$$

ahol:

- f_{co} a beton nyomószilárdsága keresztirányú alakváltozás gátlása nélkül,
- σ_t a keresztmetszeti méretek, valamint a hosszvasalás és kengyelezés erősségének függvényében meghatározott feszültség jellegű paraméter.

A keresztirányú alakváltozásában gátolt beton („confined concrete”) nyomószilárdságához tartozó fajlagos összenyomódás (ϵ_{cc}) számítása a következő képlettel történhet:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

ahol:

- ϵ_{co} a beton törési összenyomódása a keresztirányú alakváltozás gátlása nélkül
(a kutatók $\epsilon_{co} = 0,002$ értéket javasoltak általános esetben),
- f_{cc} a beton nyomószilárdsága keresztirányú alakváltozás gátlásával,
- f_{co} a beton nyomószilárdsága keresztirányú alakváltozás gátlása nélkül.

A keresztirányú alakváltozásában gátolt beton („confined concrete”) tönkremenetelét a kutatók ahhoz a fajlagos összenyomódáshoz rendelték, amely során bekövetkezik a kengyelek szakadása („hoop fracture”). Az ekkor elérhető fajlagos összenyomódás (ϵ_{cu}) számítása az alkalmazott anyagok szilárdságának figyelembe vételével numerikus úton történhet (Mander et al., 1988a).

Az (5) – (6) képletekbe való behelyettesítés alapján, illetve a kutatók kísérleti eredményei szerint a keresztirányú alakváltozásában gátolt beton:

– nyomószilárdsága 1,5... 2,4-szeresen,

– törési összenyomódása 3,5... 8,0-szorosan

meghaladja a normál betonét.

Mindez nem csak oszlopoknál és falaknál, de hajlított elemek nyomott övében is kedvezően kihasználható. Számításokkal igazoltuk, hogy a beton keresztirányú alakváltozásának meggátlása (pl. erősödő kengyelezés) igen kedvező hatást gyakorol a nyomatéki teherbírára és a tönkremeneteli görbültre. Eredményeinket a *Vasbetonépítés* folyóirat terjedelmi korlátai miatt jelen cikkünkben megadni nem áll módunkban.

Az alapelveket továbbfejlesztve speciális kialakítású, igen nagy teherbírási, és számottevő deformációra képes hajlított tartóelemek kialakítása lesz lehetséges a jövőben, a nagy húzószilárdságú, elsősorban szénszál-as betétek felhasználásával.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az FRP betétek egyik tulajdonsága, hogy lineárisan rugalmas-rideg anyagok, tehát szakadásuk előtt képlékeny alakváltozást egyáltalán nem mutatnak. Az FRP betétekkel készülő betonelemek duktilitása ezért a betétek oldaláról nem definiálható. Hagyományos vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek duktilis viselkedését az acélbetétek, feszítőbetétek képlékeny alakváltozó képessége biztosítja.

Jelen cikk a szálerősítésű polimer (FRP) betétek lineárisan rugalmas-rideg anyagviselkedéséből közvetlenül következő kérdéseket elemzte. Vizsgálataink alapján nem tartjuk indokoltnak azokat a kijelentéseket, mely szerint az FRP betétes betonelemek ridegebben viselkednek, mint a vasbeton elemek. Véleményünk szerint a lineárisan rugalmas FRP betétek kedvezőbb szerkezeti viselkedést eredményeznek, például túlterhelés során. Azt is kijelenthetjük, hogy az FRP betétek keresztmetszeti területének gondos megválasztásával mind a használhatósági határállapotok, mind pedig a tönkremeneteli határállapotok követelményei kielégíthetők. A szerkezetek duktilitásának kérdése sok esetben irrelevánsná válik, mivel a használhatósági határállapotokat kielégítő betét keresztmetszeti területek a teherbírási határállapotok követelményeit is kielégítik. Ily módon a hagyományos duktilitási indexek általánosítása is szükségtelen, bár a tartóban felhalmozódó rugalmas és képlékeny alakváltozási energia elemzése alapján megoldható.

Az FRP betétek (az acélbetétek duktilis viselkedéséhez hasonló) kvázi-duktilis viselkedésének elérésére több kutatási irányvonal is létezik. Általában hibrid-szál és fonott kialakítású speciális FRP betétek fejlesztésével találkozhatunk. E napjainkban is aktív kutatási irányzatok közül a teljesség igénye nélkül mutattunk be néhány jellemző példát cikkünkben.

KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Jelen cikk a Magyar Tudományos Akadémia Bolyai János Kutatási Ösztöndíjának és az Országos Tudományos Kutatási

ALKALMAZOTT JELÖLÉSEK

a	lehajlás
E_f	FRP betét rugalmassági modulusa
f_{cc}	a beton nyomószilárdsága keresztirányú alakváltozás gátlásával
f_{co}	a beton nyomószilárdsága keresztirányú alakváltozás gátlása nélkül
f_{fu}	FRP betét húzószilárdsága
f_{su}	acélbetét húzószilárdsága
f_{sy}	acélbetét folyási feszültsége
W	alakváltozási energia
ϵ_{co}	a beton törési összenyomódása a keresztirányú alakváltozás gátlása nélkül
ϵ_{fu}	FRP betét szakadónyúlása
ϵ_{su}	acélbetét szakadási nyúlása
μ	duktilitási index
θ	keresztmetszet elfordulása
θ_{pl}	keresztmetszet képlékeny elfordulása (CEB-FIP MC90)
ξ_c	a nyomott betonzóna relatív magassága
ξ_{co}	a nyomott betonzóna relatív magasságának határhelyezete
$1/r$	görbület

HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., Borosnyói A. (2000a) „Beton szerkezetek korrózióálló betétekkel”, TARTÓK 2000 – VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia, *Konferenciakiadvány*, Budapest, 2000. május 25-26., pp. 321-333.
- Balázs L. Gy., Borosnyói A. (2000b) „Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hidépítésben”, *Vasbetonépítés*, II. évf. 2. szám, 2000/1, pp. 45-52.
- Balázs, G. L., Borosnyói, A. (2001) “Long term behavior of FRP”, *Proceedings of the International Workshop Composites in Construction: A Reality*, Capri, Italy, ASCE – CI, pp. 84-91.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2001) „Új szerkezeti anyagok a vasbeton hidépítésben”, *Vasbetonépítés*, III. évf. 4. szám, 2001/4, pp. 100-106.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2002) „Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban”, *Vasbetonépítés*, IV. évf. 4. szám, 2002/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004a) „Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készülő betonelemek tervezési kérdései”, *Vasbetonépítés*, VI. évf. 3. szám, 2004/3, pp. 87-94.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004b) „Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – használhatósági határállapot. 1. rész. Általános tapasztalatok”, *Vasbetonépítés*, VI. évf. 4. szám, 2004/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2005) „Betonelemek szálerősítése polimer (FRP) betétekkel – használhatósági határállapot. 2. rész. Hazai tapasztalatok”, *Vasbetonépítés*, VII. évf. 1. szám, 2005/1, pp. 11-18.
- Borosnyói A. (2005) „Új monitoring módszerek a vasbetonépítésben – Úton az intelligens anyagok felé?”, *Vasbetonépítés*, VII. évf. 4. szám, 2005/4, pp. 125-136.
- CEB-FIP (1993) “CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code”, Comité Euro-International du Béton, *Thomas Telford, London*, 1993 (CEB Bulletin d'Information No. 213/214.)

- Harris, H. G., Somboonsong, W., Ko, F. K. (1998) “New Ductile Hybrid FRP Reinforcing Bar for Concrete Structures”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, February 1998, pp. 28...37.
- Lees, J. M., Burgoyne, C. J. (1996) “Influence of Bond on Rotation Capacity of Concrete Pre-tensioned with AFRP”, *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, (Ed. M. M. El-Badry), Editor, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec 1996. pp. 901-908.
- Lublóy É., Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004) „Szénszálas (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten”, *Vasbetonépítés*, VI. évf. 4. szám, 2004/4, pp. 108-113.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988a) “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114., No. 8. August 1988, pp. 1804...1826.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988b) “Observed Stress-Strain Behavior for Confined Concrete”. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114., No. 8. August 1988, pp. 1827...1849.
- Naaman, A. E., Jeong, S. M. (1995) “Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons”. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995., L. Taerwe, Editor, E & FN Spon, London. pp. 379-386.
- Somboonsong, W., Ko, F. K., Harris, H. G. (1998) “Ductile Hybrid Fiber Reinforced Plastic Reinforcing Bar for Concrete Structures: Design Methodology”. *ACI Materials Journal*, November-December 1998, pp. 655...666.
- Tamužs, V., Apinis, R., Modniks, J., Tepfers, R. (2000) “Tests with specially made FRP reinforcement rods with intention to obtain ductile behavior”. *Chalmers University of Technology Publication 00:02* (Work No 40), Göteborg, September 2000.
- Tamužs, V., Tepfers, R., Olsson, M., Svensson, D. (1994) “Hybrid Fiber Composites as Non-Metallic Reinforcement in Concrete”. *Chalmers University of Technology Publication 94:3* (Work No 560), Göteborg, April 1994.
- Tamužs, V., Tepfers, R. (1995) “Ductility of non-metallic hybrid fiber composite reinforcement for concrete”. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995., L. Taerwe, Editor, E & FN Spon, London. pp. 18-25.

Dr. Borosnyói Adorján (1974) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi adjunktus, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken az Építőanyagok Anyagvizsgáló Laboratórium laborrészleg-vezetője. Az MTA Bolyai János Kutatási Ösztöndíj támogatottja. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerősítésű anyagokkal. A fib Magyar Tagozat és a fib TG 4.1 „Serviceability Models” munkabizottság tagja.

FRP REINFORCED CONCRETE – BRITTLE OR DUCTILE BEHAVIOUR?

Dr. Adorján Borosnyói

Civil engineers are currently studying possible applications of non-metallic (Fibre Reinforced Polymer = FRP) reinforcing bars and prestressing tendons as a promising alternative to avoid corrosion of embedded steel. Mechanical properties of FRPs differ from those of conventional reinforcements leading to different behaviour and design aspects. As FRPs are linearly elastic brittle materials conventional definitions of ductility or ductility indices can not be applied (definition of ductility requires plastic behaviour of structural materials). However, due to the considerable deformability of FRP reinforced concrete structures, warning effect can take place. Reconsideration of ductility indices seems to be unnecessary, however, is possible based on strain energies. Present paper gives an overview on ductility vs. deformability questions that can be risen due to the linear elastic behaviour of FRP reinforcement. Based on literature review the possibilities of quasi-ductile behaviour of FRPs are introduced.

BETONCSAVAR – EGY HAGYOMÁNYOS RÖGZÍTÉSI ELV ÚJ ALKALMAZÁSA



Dr.-Ing. Küenzlen Jürgen – Dr.-Ing. Krausz Károly József

A betoncsavar egy új rögzítő elem, melynek nagy előnye az egyszerű és gyors szerelés. A betonba fúrt lyukba a szerelés során a betoncsavar magának menetet vág. A betoncsavarok a lehorgonyzandó húzóerőt mechanikusan adják át a betonnak, a betonba bevágódott csavarmenet „foghatása” révén.

A betoncsavarok mértékadó tönkremeneteli módja a környező beton kúp alakú kitörése. A betoncsavarok teherbírása mintegy 20%-kal kisebb, mint terpesztett és alámetsző csapoké hasonló körülmények között.

A Német Építéstechnológiai Intézet (DIBt) által kiállított alkalmassági bizonyítvánnyal rendelkező betoncsavarok működési módjuk alapján repedésmentes és berepedt betonelemekben egyaránt felhasználhatók.

Kulcsszavak: rögzítéstechnika, csap, betoncsavar

1. BEVEZETÉS

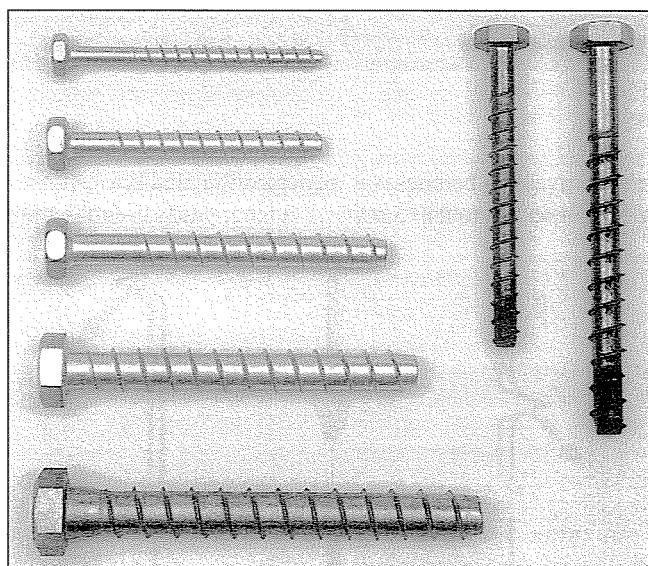
Betoncsavart az 1990-es évek során egymással párhuzamosan több gyártó cég fejlesztett ki. Nagy előnye más, forgalomban levő rögzítőelemmel szemben, az egyszerű és gyors beépítés. A faszerkezetek kapcsolásához használt különböző facsavarokhoz hasonlóan a betoncsavar az alapszerkezetbe a behajtás során menetet vág. Az erőátadást a csavarszár és a beton között a menet biztosítja. A menetprofil az általa vágott hornyot teljesen kitölti, és a csavarszárra bevezetett húzóerőt az érintkezési felületen nyomás formájában adja át a betonnak. A facsavarral ellentétben a betoncsavar nem tölti ki teljesen a furatot. A csavarszár és a furat fala között egy hézag marad szabadon. A betoncsavart – a facsavarhoz hasonlóan – a rögzítendő elemen átdugva, azaz átmenő szereléssel építik be.

Németországban több gyártó állít elő betoncsavart, amelyek egyes- és csoportos rögzítéshez a DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) alkalmassági engedélyével rendelkeznek.

2. DIBt- MINŐSÉGI BIZONYÍTVÁNYAL RENDELKEZŐ BETONCSAVAROK

Az 1. ábra hét alkalmassági engedéllyel rendelkező, betoncsavart ábrázol. A képen vízszintes helyzetben öt galvanikusan horganyzott acélból készült betoncsavar látható 6 mm-től 14 mm-es furatátmérőig. A képen függőleges helyzetben látható betoncsavarok rozsdamentes acélból készültek 8 mm és 10 mm furatátmérőhöz. E két utóbbi betoncsavar behajtását a betonba a csavarszárra hegesztett fogazott edzettacél-csúcs könnyíti meg. (A rozsdamentes acélmenet nem elég kemény a menet teljes hosszban való bevágásához.)

Amíg a galvanikusan horganyzott betoncsavarok csak száraz belső helyiségekben használhatók, addig a rozsdamentes betoncsavarok szabadban, iparilag szennyezett légkörben és tenger közelében is beépíthetők. A galvanikusan horganyzott



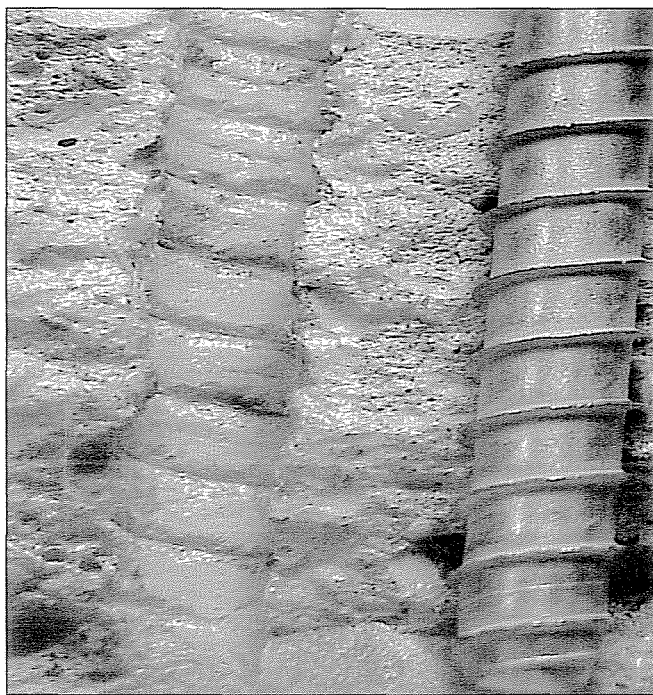
1. ábra: DIBt-alkalmassági engedélyével rendelkező betoncsavarok: 6 mm-től 14 mm-ig furatátmérőhöz, galvanikusan horganyzott acélból (a képen vízszintes helyzetben) és 8 mm és 10 mm furatátmérőhöz rozsdamentes acélból (a képen függőleges helyzetben) (Küenzlen, Dereser, 2005)

acél betoncsavarokat hideghengerléssel állítják elő, majd edzik és hőkezelik. A gyártási folyamat közben jelentős sajátfeszültségek, sőt repedések is keletkezhetnek a betoncsavarban. Ezért a belső minőségellenőrzés keretében speciális kísérleteket hajtanak végre a megkövetelt minőség elérése céljából.

Előírászerűen gyártott, galvanikusan horganyzott acélból készült betoncsavar korrózióvédelme a minőségi bizonyítványnak megfelelő felhasználás esetén kielégítően tartós. Az alkalmassági engedélytől eltérő körülmények közötti beépítés, magasabb korrózióveszély esetén (például szabadban) nem zárható ki az idővel bekövetkező, feszültségkorrózió által kiváltott hirtelen rideg törés. Ez esetben a teherbíró-képesség időtartama nem becsülhető. Ilyen körülmények között rozsdamentes acélból készült rögzítő elemet kell alkalmazni.

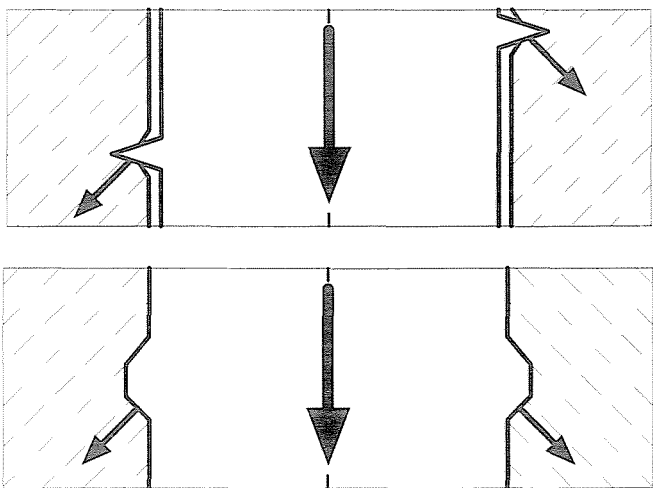
3. A BETONCSAVAR MŰKÖDÉSI MÓDJA

A betoncsavar menetet vág a furat falába, miközben becsavarják abba (2. ábra). Ezáltal válik lehetővé a fellépő húzóerő



2. ábra: Betoncsavar és a betonba vágott menet (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

lehorgonyozása a betoncsavar menetprofilja által kifejtett nyomóerő útján a betonba (3.a ábra). A teherátadás hasonló, mint



3. ábra: Teherátadás a betonra (Eligehausen, Küenzlen, 2002)
a) betoncsavar b) bebetonozott bordás betonacél

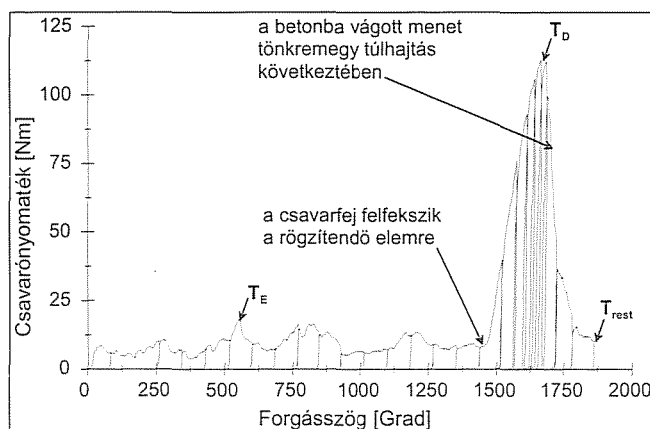
a bebetonozott bordás acélbetét esetében (3.b ábra), a betoncsavarnál a menet tölti be a bordák szerepét. A betonacélnál megfigyelhető törvényszerűségek azonban csak korlátozottan érvényesek. Egyrészt a furat falába vágott menet szerelés közben kitoredezhet, ami miatt az erőátadási felület csökken. Másrészt a betoncsavar behajtásának megkönnyítése céljából a magkeresztmetszet kisebb, mint a furaté. Így a csavarszár, ellentétben a bordás betonacéllal, nem támasztja meg a furat falát és a betonba vágott menet mellett a beton haránt irányú alakváltozása akadálytalan. Ezért megfelelően magas teherbírás elérése céljából a betoncsavarok „fajlagos bordafelülete” (ez nagyjából a betonba vágott menet mélysége és a menet-

magasság hányadosának felel meg) jelentősen nagyobb, mint a forgalomban levő bordás betonacéloké.

4. A BETONCSAVAR BEÉPÍTÉSE

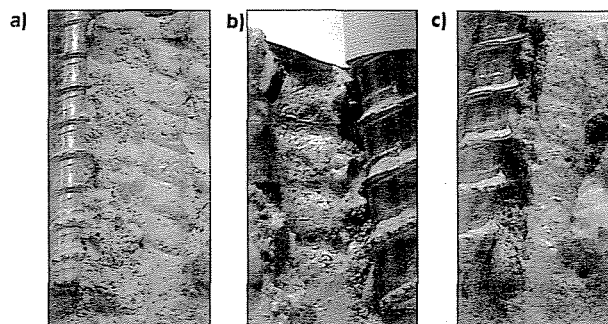
A betoncsavar beépítéséhez, azaz a furatba való behajtásához, általában elektronikus ütvecsavarozógépet használnak. A betoncsavarok minőségi bizonyítványaiiban előírja a DIBt a szereléshez használható csavarozógépek paramétereit, illetve azok típusát (DIBt, 1999; DIBt, 2001a; DIBt, 2001b). A betoncsavarok a furatba a gépi behajtáson kívül nyomatékkel, kézi erővel is behajthatók. Az előírt csavarónyomaték mindkét esetben betartandó.

A behajtáshoz szükséges nyomaték a szerelhetőség megkönnyítése céljából lehetőleg alacsony, a túlszavarással szembeni betonellenállás viszont lehetőleg nagy legyen, hogy a betonba vágott menet a betoncsavar meghúzásakor ne ká-



4. ábra: A csavarónyomaték tipikus alakulása egy betoncsavar beépítése során a forgásszög függvényében, a tönkremenetel túlhajtás következtében történt (beton C 20/25, szemeloszlás BC 8, $d_{max} = 8\text{mm}$) (Küenzlen, 2001)

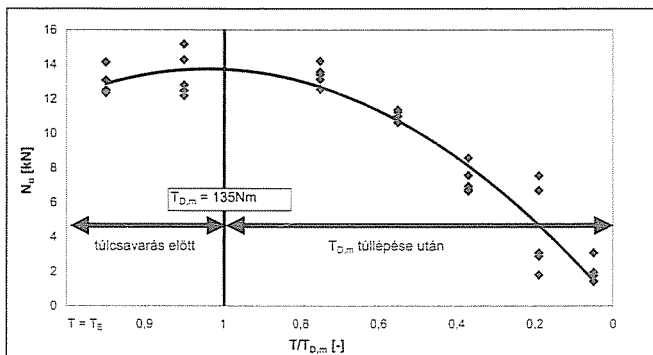
rosodjon. A 4. ábra az egy betoncsavar beépítése során mért csavarónyomatékok (T_E) ábrázolja a forgásszög függvényében. A tönkremenetel a betoncsavar túlhajtása, azaz a betonba vágott menet átszakadása miatt következett be. A rögzítés aljzata finomszemcsés (max. szemnagyság 8 mm) C20/25 szilárdságú beton volt. A csavarónyomaték nagysága alig ingadozott a csavarfejnek a rögzítendő elemre való felfekvése előtt (4. ábra). Nagyobb csavarónyomatékok lépnek fel durvább szemcséjű adalékból készült beton esetében, ha a menet egy nagyobb adalékszemcsébe vágódik. A csavarfej rögzítendő elemre való felfekvése után a továbbhajtáshoz szükséges csavarónyomaték jelentősen nő a T_D értékig. Ezután megkezdődik a betoncsavar túlhajtása és a felvehető csavarónyomaték értéke gyorsan csökken. A menetek közötti beton teljes lenyíródása esetén a csavarónyomaték nullára csökken. A menet túlhajtás utáni károsodása az 5. ábrán látható. A betoncsavar által a betonba



5. ábra: Betoncsavar betonba vágott menete különböző nagyságú csavarónyomaték esetén (Küenzlen, 2001)
a) $T_{rest} = T_E$ b) $T_{rest} = 100\text{ Nm}$ ($\sim 0,75 T_{D,cr}$) c) $T_{rest} = 25\text{ Nm}$ ($\sim 0,19 T_{D,cr}$)

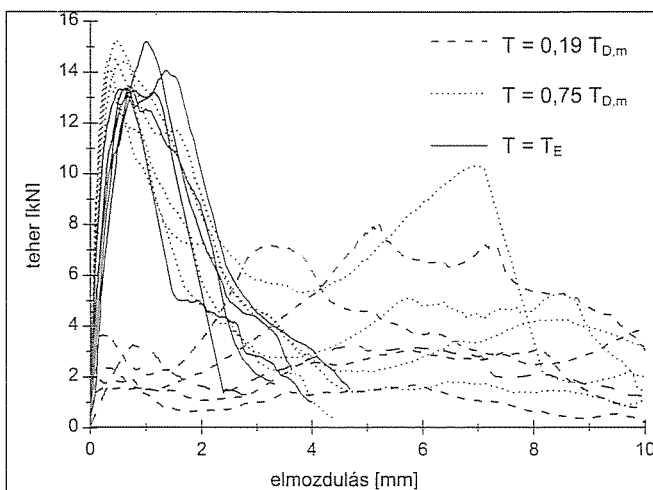
vágott menet a maximális csavarónyomaték túllépése utáni állapotát ($T_{\text{Rest}} \sim 0,75 T_{D,m}$) az 5.b ábra és ($T_{\text{Rest}} \sim 0,19 T_{D,m}$) az 5c ábra mutatja. Összehasonlításként az 5.a ábra a betonba vágott menetet mutatja a csavarfej rögzítendő elemhez való felfekvésekor (T_E csavarónyomaték elérésekor).

A betoncsavar becsavarásához szükséges idő kézi, ill. gépi szerelés esetén jelentősen különbözik. Amíg a becsavarás kézi erővel több, mint 30 másodpercet vesz igénybe, addig egy megfelelő teljesítményű ütvecsavarozógép használatakor az időigény csak 2 másodperc. Ezért a gyakorlatban többnyire ütvecsavarozógépet használnak a betoncsavarok szereléséhez. Az igen rövid becsavarási idő miatt számolni kell azzal, hogy az ütvecsavarozógépet nem pontosan az előírt csavarónyomaték eléréskor, hanem csak annak túllépése után állítják le. Ez a furatba vágott menet károsodásához, esetleg teljes tönkremeneteléhez vezethet. A menet tönkremenetelét a betoncsavar túlsavarása jelzi. A szereléskor felvitt maximális csavarónyomaték hatását a betoncsavar húzási teherbírására a 6. ábra diagramja jeleníti meg. Ha a betoncsavar meghúzását a



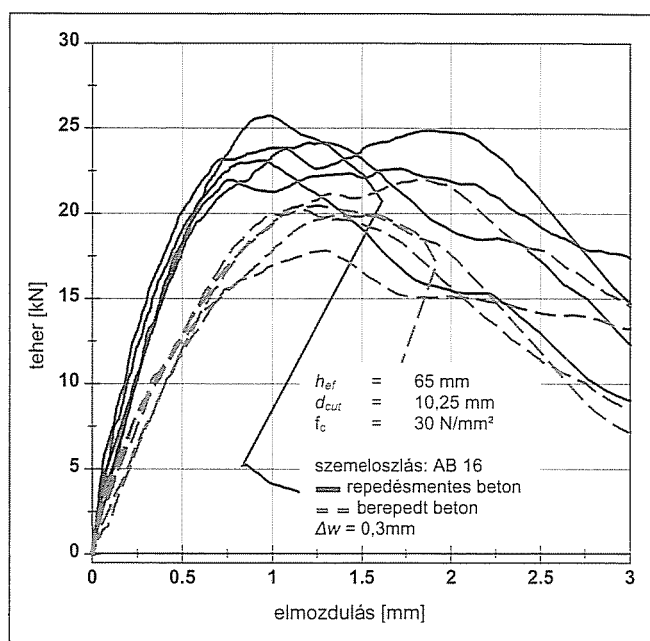
6. ábra: A becsavaráskor alkalmazott legnagyobb csavarónyomaték (T) nagyságának hatása a tönkremenetelt okozó csavarónyomaték ($T_{D,m}$) elérése előtt és után a kihúzóerőre (N_u) ($d_0 = 10 \text{ mm}$ - névleges furatátmérő, $d_{\text{cut}} = 10,42 \text{ mm}$ - a felhasznált fűrő vágóéleének mért átmérője, $h_{\text{norm}} = 50 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$) (Küenzlen, 2001)

túlsavarási nyomaték elérésekor azonnal abbahagyják, akkor a mért húzási teherbírás nagysága a $T = T_E$ illetve $T = 0,9 \cdot T_{D,m}$ csavarónyomatékokhoz tartozó törőterhek szórási tartományába esik. Az erő-kihúzóadás ábrák sem különböznek jelentősen



7. ábra: A becsavaráskor alkalmazott legnagyobb csavarónyomaték (T) nagyságának hatása a tönkremenetelt okozó csavarónyomaték ($T_{D,m}$) elérése előtt és után a betoncsavar teher-elmozdulás ábrájára (beton C 20/25, $d_0 = 10 \text{ mm}$, $d_{\text{cut}} = 10,42 \text{ mm}$, $h_{\text{norm}} = 50 \text{ mm}$) (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

egymástól, mint az a 7. ábrán látható. Amennyiben a betoncsavart továbbhajtják, a húzási teherbírás gyorsan csökken, mert a betonba vágott menet a továbbcsavarás előrehaladtával egyre jobban károsodik, majd tönkremegy. Ezzel egyidejűleg romlik a teher-kihúzóadási viszony is.



8. ábra: Betoncsavar jellegzetes teher-eltolódás ábrái repedésmentes és berepedezett betonban (Eligehausen, Hofacker, Spieth, Küenzlen, 2000)

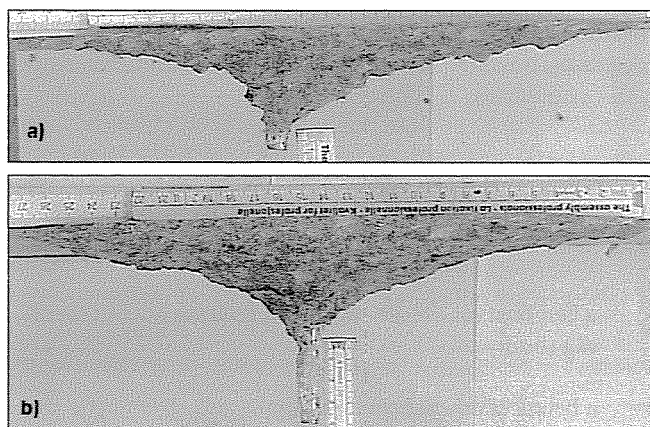
A túlsavarás veszélye jelentősen csökkenthető, illetve kizárható a becsavarási mélység megfelelő megválasztásával. Elegendően nagy becsavarási mélység esetén a túlsavaráshoz szükséges nyomaték egyrészt túllépi a csavarfej lecsavarásához szükséges nyomatékot, másrészt a fejfelfekvési és a túlsavarási nyomaték elérése közti időkülönbség olyan mértékben nő, hogy az a gyakorlatban elég az ütvecsavarozógép leállításához.

5. A BETONCSAVAR TEHERBÍRÁSA

A 8. ábra repedésmentes és berepedt ($\Delta w = 0,3 \text{ mm}$) betonban végrehajtott kihúzó kísérletek teher-eltolódási ábráit foglalja össze. A tönkremenetel kihúzás és szakadóképus tönkremenetel kombinációjaként jött létre.

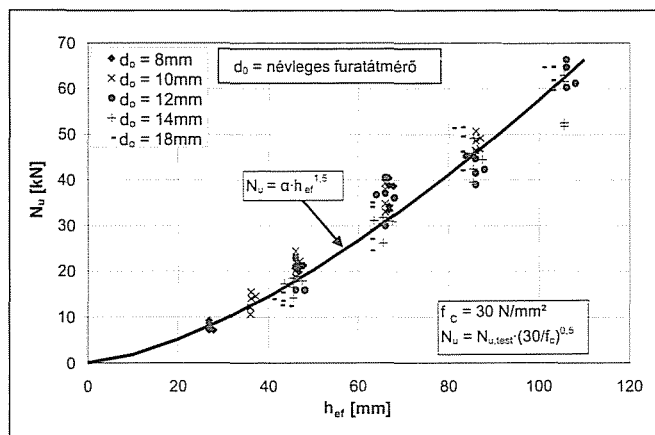
Viszonylag kis beágyazási hosszal beépített betoncsavarok kiszakadó kúpja nagyjából az első teherviselő menet magasságában metszi a betoncsavar csúcsát (9.a ábra). Nagy beágyazási hosszúságú betoncsavarok tengelyirányú terhelés melletti tönkremenetele a felső csavarszakaszon beton törési kúp kialakulásával, az alsó szakaszon a csavar kihúzóadásával jár (9.b ábra).

A betoncsavarok megfigyelt tönkremeneteli módja különbözik az elegendő terpesztéssel rendelkező terpesztett és az alámetsző csapokétól. Ezek a terhet a csap csúcsának közelében adják át a betonra. Innen indul ki a szakadóképus is.



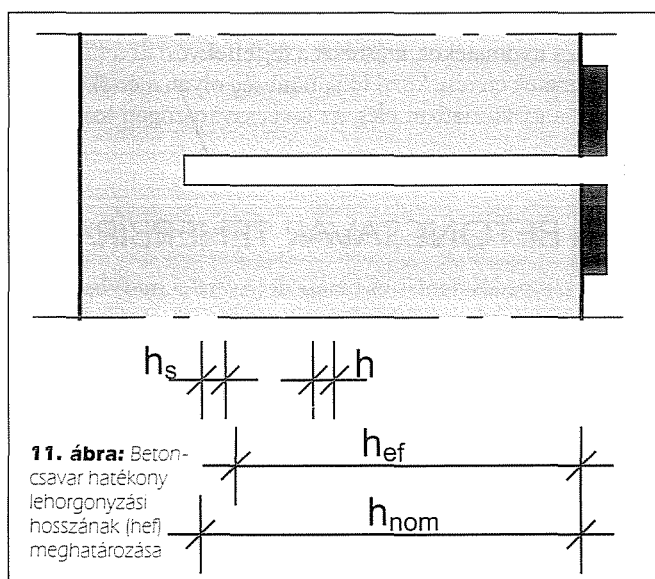
9. ábra: Jellegzetes kitörési kúpok (Eligehausen, Küenzlen, 2002)
a) $h_{\text{norm}} = 50 \text{ mm}$ b) $h_{\text{norm}} = 90 \text{ mm}$

Ezzel szemben a betoncsavar a terhet a csavarszár teljes hosszára mentén adja át a betonra. A 9. ábrán látható töréskép hasonlít a tapadásos csapokéra. Amíg a habarcskötésű csapok teherbírása és a beágyazási hossza közötti összefüggés lineáris (Mészáros,



10. ábra: A névleges beágyazási hossz (h_{ef}) hatása a betoncsavar törőterhére (N_u) (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

2001), addig a betoncsavarok teherbírása a beágyazási hossz 1,5-ik hatványával arányos. Ezért a betoncsavarok tönkremenetele, ellentétben a tapadásos csapokkal a beton húzószilárdság túllépésére és nem a kihúzódná vezethető vissza.



A betoncsavarok teherbírása alapvetően a betonszilárdságtól (f_c), a beágyazási hosszától (h_{ef}), a betoncsavar méretétől illetve a furat átmérőjétől (d_0), a betoncsavar típusától, csoportos beépítés esetén a betoncsavarok egymástól mért tengelytávolságától és a beton repedezettségétől függ. A beágyazási hossz és a furat átmérőjének hatását a 10. ábra mutatja. A hatékony beágyazási hossz (h_{ef}) az (1) képlettel (Eligehausen, Küenzlen, 2002) számítható (11. ábra):

$$h_{ef} = h_{nom} - 0,5 \cdot h - h_s \quad (1)$$

ahol:

h_{nom} = a betoncsavar csúcsa és a beton felszíne közötti távolság (beágyazási hossz)

h = a betoncsavar menetmagassága

h_s = a csúskiegészítő hegy hossza

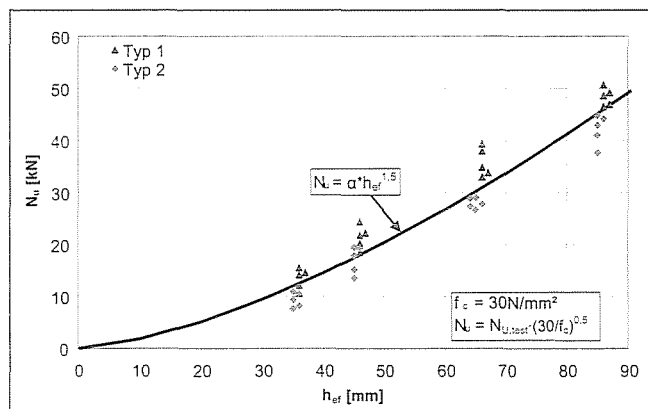
Az (1) képlet figyelembe veszi, hogy a teherátadás a betoncsavar csúcsától egy bizonyos távolságban kezdődik, amely a betoncsavar kialakításától függ. A hatékony beágyazási hossz ismeretében könnyebben összehasonlíthatók a különböző gyártók termékeivel végzett kihúzó kísérletek eredményei. A 10. ábra kihúzó kísérletek törőterheit ábrázolja különböző furatátmérő ($8 \text{ mm} \leq d_0 \leq 18 \text{ mm}$) és beágyazási hossz ($25 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 105 \text{ mm}$) esetében. A $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ -től eltérő nyomószilárdságú betonban végzett kísérletek eredményét az aktuális betonszilárdságnak megfelelően korrigálták. A 10. ábra teherbírás eredményei jó közelítéssel a hatékony beágyazási hossz hatványfüggvényeként – kitevő: 1,5 – meghatározhatók. Ilyen összefüggés érvényes a terpesztett és alámetsző csapoknál is, szakadókúpos betontönkremenetel esetén.

Ha a betoncsavar a csavarszár csak egy meghatározott szakaszán van menettel ellátva, a beágyazási hossz növelésével csak egy bizonyos határig növekszik a teherbírás, mert a tönkremenetel a csavar kihúzódnása, azaz a menetben kialakult betonkonzolok lenyíródása útján megy végbe. Ekkor úgy viselkednek a betoncsavarok, mint az ellenőrzött csavarónyomatékkal szerelt terpesztett csapok. Ezeknél a beágyazási hossz növelésével a tönkremeneteli mód szakadókúpos betontönkremeneteltől a kónusz terpesztő hüvelyen való áthúzódnásába vált át (Eligehausen, Mallée, 2000).

A betoncsavar méretét a beszereléshez szükséges furat átmérőjével adják meg, mivel az egyes gyártmányok különbözőnek a csavarszár és a menet átmérőjében. A csavarméret hatása csekély a teherbírásra, mint az a 10. ábrán látható.

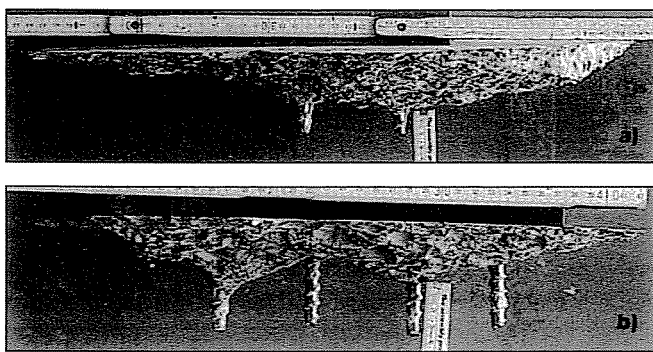
A 12. ábrán látható a betoncsavar típus hatása a teherbírás nagyságára. Két betoncsavar típus ($d_0 = 10 \text{ mm}$) törőterheit ábrázolja a diagram különböző hatékony beágyazási hosszak esetében. Az egyes kísérletsorozatokat pontthalmazok jelenítik meg. Azonos körülmények között végzett húzó kísérletekben a betoncsavar típus hatása csekély a teherbírás nagyságára. Ez az egyes termékek különböző képpen kialakított menetgeometriájára vezethető vissza, amit a minőségi tanúsítványok a teherbírás karakterisztikus értékében vesznek figyelembe.

A tengelytávolság hatását a négy elemből álló betoncsavar csoportokon végzett kísérletek eredményei szemléltetik. Kis tengelytávolság ($s = 1 \cdot h_{nom}$) esetében a csoport tönkremenetele egy közös kiszakadó kúppal alakul ki (13.a ábra). Már $s = 2 \cdot h_{nom}$ tengelytávolság esetében átmenet figyelhető meg a közös és az egyes kiszakadó kúpok között (13.b ábra). Amíg a



12. ábra: A betoncsavar típus hatása a törőterhekre $d_0 = 10 \text{ mm}$ furatátmérő esetén. (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

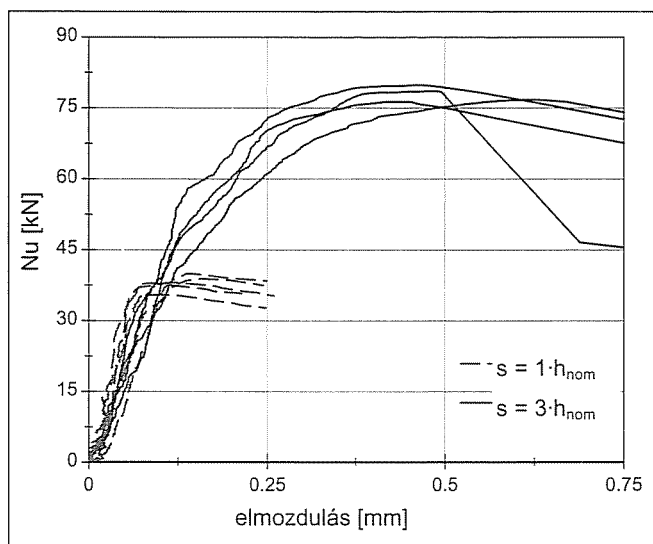
csoport kezdeti merevségére a tengelytávolság csekély hatással van, a tengelytávolság növelésével nő az eltolódás teherbírásához viszonyított mértéke, azaz csökken a merevség (14. ábra). Figyelemre méltó, hogy a négyes csoport egy betoncsavarra átszámított teherbírása nagy tengelytávolság esetén sem éri el



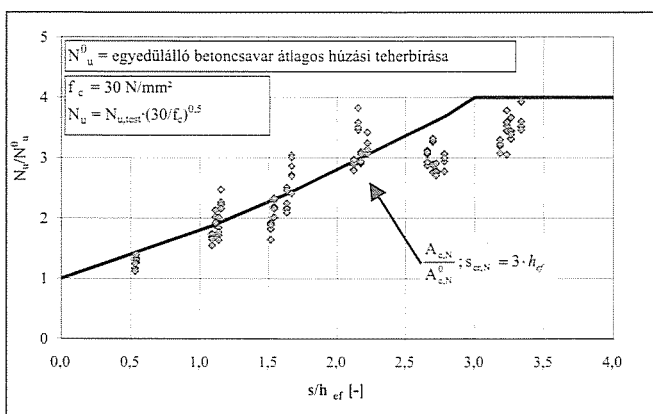
13. ábra: Négyzetalakban elrendezett betoncsavarcsoport kitörési kúpjai (s = tengelytávolság) (Eligehausen, Küenzlen, 2002)
a) $s = 1 \cdot h_{\text{norm}}$ b) $s = 3 \cdot h_{\text{norm}}$

az egyedülálló betoncsavar teherbírását (15. ábra).

Az eddig bemutatott eredmények repedésmentes betonban alkalmazott betoncsavarokra érvényesek. Általános esetben



14. ábra: Betoncsavar-csoportok teher-elmozdulás ábrái $s = 1 \cdot h_{\text{norm}}$ és $s = 3 \cdot h_{\text{norm}}$ esetén (beton C 20/25, $d_0 = 10$ mm, $h_{\text{norm}} = 50$ mm) (Eligehausen, Küenzlen, 2002)



15. ábra: Betoncsavar-csoportok egyedülálló betoncsavar átlagos teherbírásához viszonyított törőterhe ($d_0 = 10$ mm) (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

a vasbetonszerkezetek repedezettek. Ha egy betoncsavar repedésben van, a menet profil betonban fekvő felülete a repedésmentes helyzettel összehasonlítva kisebb. Továbbá a repedésmentes állapotban közel tengelyszimmetrikus teherátadás a betonra a repedés miatt felbomlik. E hatások eredményeként csökken a teherbírás és a merevség mértéke a repedésmentes állapottal szemben (8. ábra). A teherbírás csökkenése 0,3 mm repedéstágasság mellett mintegy 30%. Ez nagyságrendileg megfelel a terpesztett és az alámetsző csapoknál megfigyelt teherbírás-csökkenésnek berepedt betonban.

6. BETONCSAVAR ÁTLAGOS TÖRŐTERHÉNEK KISZÁMÍTÁSA EGY ELEMES RÖGZÍTÉS ESETÉN

A 16. ábra betoncsavarok kihúzó kísérletek során elért, $f_c = 30$ N/mm² betonszilárdságra átszámított törőterheit (N_u) foglalja össze a hatékony beágyazási hossz (h_{ef}) függvényében. Összehasonlításként szerepel a diagramban a terpesztett és alámetsző csapok betonkitörésére jellemző összefüggés a (2) képletnek megfelelően (Eligehausen, Fuchs, Mayer, 1987).

$$N_{u,c}^0 = 13,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (2)$$

ahol:

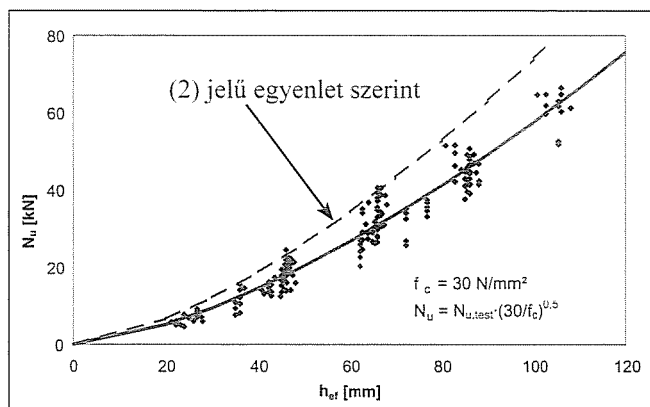
f_c = a beton nyomószilárdsága 200 mm élhosszúságú próbakockán mérve

h_{ef} = a hatékony beágyazási hossz

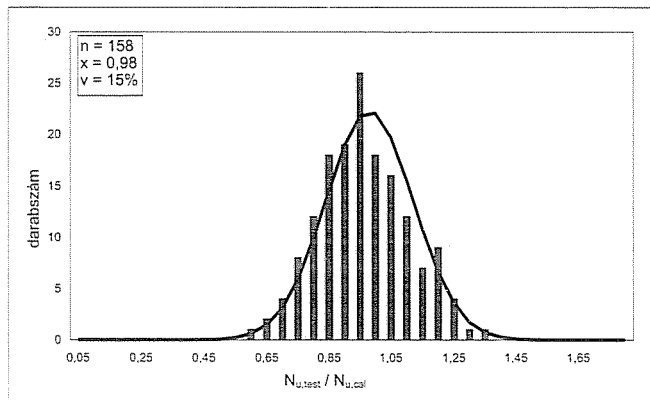
A betoncsavarok törőterhei az ennek megfelelő görbe alatt maradnak. Ha a betoncsavartípus és az átmérő hatását elhanyagoljuk, a (3) képlettel elegendő pontossággal lehet leírni a betoncsavarok törőterhét (Eligehausen, Küenzlen, 2002).

$$N_u^0 = 10,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (3)$$

A kísérletből nyert és a (3) képlettel számított értékek hányadosa ($N_{u,\text{test}}/N_{u,\text{cal}}$) normális eloszlású (17. ábra). Átlagos értékük 1,0, 15% variációs tényező mellett. A kísérleti eredmények szerint a betoncsavarok törőterhe azonos beágyazási hossz esetében mintegy 20 %-kal alacsonyabb, mint a terpesztett és alámetsző csapoké. A (3) képlet repedésmentes beton esetében érvényes. Repedezett beton esetében a (3) képletet



16. ábra: Betoncsavarok teherbírása a lehorgonyzási hossz h_{ef} függvényében repedésmentes betonban (Eligehausen, Küenzlen, 2002)



17. ábra: Betoncsavar kísérletek során elért és számított törőterhei arányának eloszlása tengelyirányú húzás esetében. (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

egy 0,7 nagyságú tényezővel kell megszorozni.

Betoncsavar csoport törőterhét a CC-eljárással (Fuchs, Eligehausen, 1995) lehet kiszámítani. Központos húzással igénybevett csoport teherbírása nagy széltávolság esetén a (4) képlettel számítható.

$$N_u = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot N_u^0 \quad (4)$$

ahol:

$A_{c,N}^0$ = az egyelemű rögzítés betonfelszínre vetített felülete nagy tengely- és peremtávolság esetében. Ennél a kiszakadó betonkúpot piramissal közelítik, amelynek magassága h_{ef} és az alapélek hossza $s_{cr,N}$.

$A_{c,N}$ = a rögzítés betonfelszínre vetített tényleges felülete, amelyet a szomszédos kitérésű piramisok ($s \leq s_{cr,N}$) és a betonelem pereme ($c \leq c_{cr,N}$) határolnak (Eligehausen, Mallée, 2000; Eligehausen, Fuchs, Mayer, 1987).

Terpesztett és alámetsző csapok esetében az $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ összefüggés érvényes (Eligehausen, Mallée, 2000; Eligehausen, Fuchs, Mayer, 1987). A betoncsavarok törőterhe azonos beágyazási hossz mellett kisebb, mint az alámetsző és terpesztett csapoké. Ezért elméletileg csak $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ peremtávolság szükséges ahhoz, hogy egy négy elemből álló betoncsavar-csoport teherbírása egy egyelemű rögzítés törőterhének négyszeresét elérje. A 15. ábra szemlélteti, hogy a kísérleti eredményeket a $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ képlet elegendő pontossággal írja le.

7. BETONCSAVAROS-RÖGZÍTÉSEK MÉRETEZÉSE A MINŐSÉGI BIZONYÍTVÁNYOK ALAPJÁN

A betoncsavarok méretezésére a CC-eljárás (Fuchs, Eligehausen, 1995) alapuló „A” módszert írják elő a minőségi bizonyítványok (DIBt, 1999; DIBt, 2001a; DIBt, 2001b). A

húzóigénybevételre való méretezéshez szükséges adatokat $d_0 = 10$ mm névleges méretű betoncsavarokhoz az 1. táblázat foglalja össze. Az acéltöréshez tartozó magas karakterisztikus ellenállás $N_{Rk,s}$ nem használható ki, mert az lényegesen magasabb, mint a kihúzóáshoz tartozó karakterisztikus ellenállás $N_{Rk,p}$. Az $N_{Rk,p}$ értékeket olyan minősítő kísérletek eredményeiből vezették le, amelyekben a betoncsavar repedésben való viselkedését a repedéstágasság többszörös változtatása mellett vizsgálták. A méretezés betonkitörés esetére a terpesztett és alámetsző csapokra érvényes CC-eljárással (Eligehausen, Fuchs, 1987; Fuchs, Eligehausen, 1995) történik. A betoncsavarok expanziós és alámetsző csavarokkal szembeni alacsonyabb teherbírását az (5) képlet az (1) képlettel szemben csökkentett beágyazási hosszal $h_{ef,cal}$ veszi figyelembe. A beton repedezettségét a ψ_w tényező írja le (Eligehausen, Küenzlen, 2002).

$$N_{u,c}^0 = 6,0 \cdot h_{ef,cal}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot \psi_w \quad (5)$$

ahol:

$f_{ck,cube}$ = a beton nyomószilárdságának névleges értéke 200 mm élhosszúságú kockán mérve a DIN 1045 (1988) szerint

$h_{ef,cal}$ = névleges hatékony beágyazási hossz (ld. 1. táblázat)

$\psi_w = 1,0$ repedezett betonban

1,4 repedésmentes betonban

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A betoncsavar új rögzítési rendszer, melynek nagy előnye az egyszerű és gyors szerelés. Lyukat fúrnak a betonba, amelybe a csavar a szerelés során menetet vág. A betoncsavarokat a rögzítendő fej- vagy talplemezekre keresztüldugva építik be.

A betoncsavar a lehorgonyzandó húzóerőt mechanikusan adja át a betonnak a betonba bevágódott csavarment „foghatása” révén. A DIBt-minőségi bizonyítvánnyal rendelkező betoncsavarok működési módjuk alapján mind

1. táblázat: A Németországban alkalmassági bizonyítvánnyal rendelkező betoncsavarok ($d_0 = 10$ mm) teherbírására jellemző adatok (Eligehausen, Küenzlen, 2002)

Betoncsavar típus			[1]	[2]	[3]
névleges furatátmérő	d_0	[mm]	10		
becsavarás mélysége	h_{nom}	[mm]	70	75	85
acél szakadása					
karakterisztikus teherbírás	$N_{Rk,s}$	[kN]	54,1	75,4	59,4
kihúzóadás					
karakterisztikus teherbírás repedésmentes betonban C 20/25	$N_{Rk,p}$	[kN]	12,0	16,0	12,0
karakterisztikus teherbírás berepedt betonban C 20/25	$N_{Rk,p}$	[kN]	7,5	12,0	7,5
beton kitérése					
nominális, hatékony beágyazási hossz	$h_{ef,cal}$	[mm]	50	50	60
jellemző tengelytávolság	$s_{cr,N}$	[mm]	150	150	180
jellemző széltávolság	$c_{cr,N}$	[mm]	75	75	90

repedésmentes, mind berepedt betonelemekben is felhasználhatók. Betoncsavaros-rögzítések az alapszerkezet betonjának kúp alakú kiszakadása által mennek tönkre. Növekvő beágyazási hossz esetén a szakadókúpnak a beágyazási hosszhoz viszonyított magassága csökken. A betoncsavarok húzó-teherbírása, az egész beágyazási hosszon végigmenő menet esetén, a beágyazási hossz hatványával $h_{ef}^{1.5}$ arányosan nő, mégis 20%-kal a terpesztett és az alámetsző csapok azonos beágyazási hosszhoz tartozó teherbírása alatt marad.

A betoncsavarok rendeltetésszerű működéséhez elengedhetetlen, hogy a betonba vágott menet a szerelés során sértetlen marad. Ez a feltétel a minőségi bizonyítványban megszabott beágyazási hossz betartása esetén kielégül.

9. HIVATKOZÁSOK

- DIBt (1999) „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-21.1-1624 für Toge Betonschraube TSM zur Verankerung im gerissenen und ungerissenen Beton”, Berlin
- DIBt (2001a) „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-21.1-1712 für Hilti Schraubanker HUS-H zur Verankerung im gerissenen und ungerissenen Beton”, Berlin
- DIBt (2001b) „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-21.1-1549 für HECO-MULTI-MONTI-Schraubanker MMS zur Verankerung im gerissenen und ungerissenen Beton”, Berlin
- DIN 1045 (1998), „Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung”, Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin
- Eligehausen, R., Fuchs, W., Mayer, B. (1988) „Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung”, *Beton + Fertigteil-Technik* 1987, Heft 12, pp. 826-832 és 1988 Heft 1, pp. 29-35.
- Eligehausen, R., Hofacker, I. N., Spieth, H. A., Küenzlen, J. H. R. (2000), „Neue Entwicklungen in der Befestigungstechnik”; *Tagungsband, IBK-Bau-Fachtagung 263: Dübel und Befestigungstechnik*, pp. 2.1-2.14.
- Eligehausen, R., Küenzlen, J. H. R. (2002), „Tragverhalten von Befestigungen mit Schraubdübeln”; *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 02/2002, pp. 61-68.
- Eligehausen, R., Mallee, R. (2000) „Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau” *Ernst & Sohn*
- Fuchs, W., Eligehausen, R. (1995) „Das CC-Verfahren zur Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen” *Beton- und Stahlbetonbau*, Berlin, Heft 1, pp. 6-9, Heft 2, pp. 38-44, Heft 3, pp. 73-76.
- Küenzlen, J. H. R. (2001) „Drehmomentversuche mit Schraubdübeln in ungerissenem Beton” *Jahresbericht 2000/2001, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart*, pp. 91-97

Küenzlen, J. H. R., Dereser E. (2005), „Schraubend verankern” *M+T Metall-handwerk*, Heft 3, pp. 6-8

Küenzlen, J. H. R., Sippel, T. M. (2001) „Behaviour and Design of Fastenings with Concrete Screws”, *RILEM Proceedings PRO 21 „Symposium on Connections between Steel and Concrete”*, Cachan Cedex, pp 919-929.

Mészáros, J. (2001) „Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung”, *disszertáció, Universität Stuttgart*

CONCRETE SCREW – A NEW USAGE OF A TRADITIONAL FASTENING PRINCIPLE

Dr.-Ing. Jürgen Küenzlen, Dr.-Ing. Károly József Krausz

Concrete screws are a new fastening system with a great improvement of quick and easy installation. The concrete screw cut a thread into the drilled hole in the concrete while it is installed. Concrete screws transfers by mechanical interlock tensile loads into the concrete.

The concrete screws fail through a concrete failure cone. Its failure load is about 20% lower than the failure load of expansion and undercut anchors with the same embedment depth.

The concrete screws which are approved by the DIBt, can be applied for fastenings in cracked and non-cracked concrete.

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. (FH) Jürgen Küenzlen (1972) okl. építőmérnök, okl. gazdasági üzemmérnök, négy éves kutatói tevékenység a Stuttgarter Egyetem Építőanyag Intézetének Rögzítéstechnikai Osztályán (disszertáció: Betoncsavarok teherbírása). Jelenleg termékmenedzser az Adolf Würth GmbH. & KG-nál. Érdeklődési területei: betoncsavarok teherbírása, a rögzítéstechnika elméleti és gyakorlati kérdései, kisteljesítményű vízierőművek fenntartásának és üzemelésének

Dr.-Ing. Krausz Károly József (1958) okl. szerkezetépítőmérnök, másfél évtizedes tervezőmérnöki gyakorlat Magyarországon és Németországban, öt éves kutatói tevékenység a Stuttgarter Egyetem Építőanyag Intézetében (disszertáció: Fülkeboltozatok hatása falazott dongaboltozatok teherbírására). Jelenleg önálló szerkezettervezőmérnök, a Bajor és a Magyar Mérnöki Kamara tagja. Érdeklődési területei: falazott boltozatok statikája, műemlék épületek teherhordó szerkezeteinek egységes vizsgálata és azok megerősítése, rögzítéstechnika.

NAGYSZILÁRDSÁGÚ BETON ALKALMAZÁSA KOSÁRFÜLÍVES GYALOGOS HÍD PÁLYALEMEZÉBEN



Dr. Farkas János – Németh Imre – Korpás Rudolf

A cikk egy kosárfülíves, feszített NSZ/NT beton pályalemez híd statikai és dinamikai problémáit tárgyalja. A Vegyész Zrt, és a Mahid 2000 Zrt. keretein belül tapasztalatot szereztünk a kosárfülíves hidak kivitelezése és az NSZ/NT betonhidak tervezése és építése területén. Alább bemutatjuk, hogy nagyhíd építési, tervezési és kivitelezéstechnológiai tapasztalatainkat miként használtuk fel egy önkormányzati kerékpárúti híd tervezésekor. A statikai feladatok mellett kitérünk a dinamikai problémák tárgyalására is.

Kulcsszavak: nagyszilárdságú beton, kosárfülíves híd, feszített főtartó, dinamika

1. BEVEZETÉS

A tervezett kerékpárúti nyomvonal régi, felhagyott vasúti töltésre kerül. A megvalósulás előtt álló híd Zalaapátnál keresztezi a Zala folyót és meglévő alaptestekre az egykori, mára lebontott vasúti híd helyére épül. A geometria a felhasználandó hídfők miatt kötött volt, a 42 m-es feszávolságot közbenső alátámasztás és a védőgátak zavarása nélkül ívhíddal tudtuk gazdaságosan megoldani. A hídszerkezet alsó éle 110,72 mBf, keresztezése a Zala tengelyével 90°-os. A kerékpárút koronaszélessége a hídnál 3,00 m. A híd hasznos szélessége 2,40 m, teljes szélessége 4,90 m. Oldalesése 2,5 % kétirányban, hosszéése 1,0 % -os.

A térgörbe kosárfülíves szerkezet NA $\varnothing 600$ mm csőszelvényből épül S355NL anyagból. A kosárfülek NA $\varnothing 300$ S355 NL csőszelvényű vízszintes, keresztirányú rudak dolgoztatják együtt. A pályalemezt az áramvonalas, szivar alakú acél keresztartókon kialakított S460NL acélszerelvényekhez villásan kapcsolódó függesztőrudak csatlakoztatják az ívhez. Az ív és a függesztőrúd kapcsolata hasonló, mint a keresztartó és a függesztőrúd kapcsolata. A függesztőrudak S355-ös acél csőszelvény szerkezetek a végükön villás kialakítással.

A keresztartók és a pályalemez együttdolgoztatása méretezett csa-pokkal történik.

A függesztő rudakat az ívek síkjában a párhuzamos el-ren-

dezés helyett háromszög elrendezésben terveztük, ezáltal a szerkezet összmerevségét megnöveltük.

Az NSZ/NT feszített vasbeton lemez vastagsága 54 cm, a támaszközhöz viszonyított aránya 0,54/42, azaz 1/77, tehát rendkívül karcsú.

A felszerkezetnek két végkeresztartója és három közbenső keresztartója van. A végkeresztartók két-két helyen ülnek fel a neoprén sarukra. A hídfőhöz a pályalemez dilatációval csatlakozik.

A híd mindkét oldalán 1400 mm magas egyedi, építészeti megfontolások szerint kialakított tűzihorganyzott acél korlát épül. A hídpítés úgy történik, hogy a gyárban legyártott és közúton helyszínre szállított elemeket a Zala védtöltésén összeállítják. A kész acélszerkezetet ideiglenes merevítők közbeiktatásával darus gépkocsikkal beemelik, a vasbeton pályalemez pedig a Zala árterén kialakított ideiglenes alátámasztásokkal, ill. a meder fölött erős I tartók alkalmazásával készített állványzaton együttemű betonozással épülhet. Az állványon tartott szerkezet az ívből származó húzóerőket kompenzáló feszítés után kiszaluzásra kerül, majd a kész szerkezeten további (pl. korlátszerelés) munkákat végeznek.

A híd látványtervét az 1. ábra, a híd modelljét az ideiglenes alátámasztásokat modellező rugókkal a 2. ábra, a hídkereszt-metszetet a 3. ábra, a híd oldalnézetét a 4. ábra mutatja.

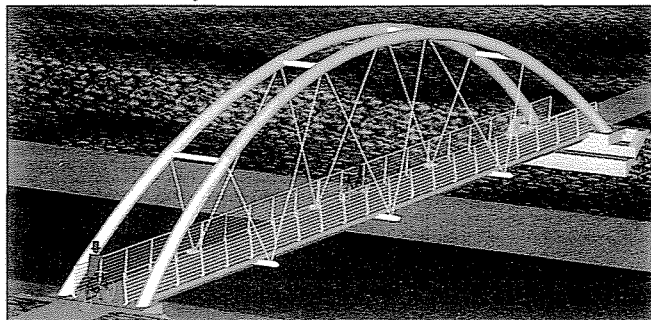
2. AZ ALKALMAZOTT ELŐÍRÁSOK

A hasznos terhet az ÚT 2-3.401 szerint vettük fel 5 kN/m² alapértéken. A híd feszített NSZ/NT beton pályalemezét az NA Rt. számára készített „5/2004 Építőipari Műszaki Engedély” szerint terveztük.

Az ív és a ferde függesztő rudak teherbírási és stabilitási vizsgálatát az ÚT 2-3.413 „Közüti acélhidak tervezése” szerint végeztük.

A karcsú hídszerkezet miatt külön dinamikai vizsgálatokat kellett végezni.

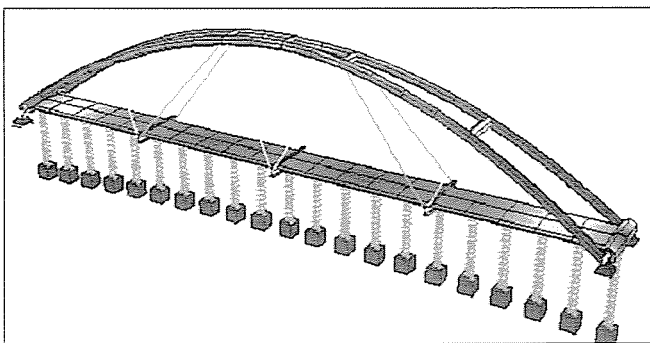
1. ábra: A híd látványterve



3. AZ NSZ/NT BETON ÉS A FESZÍTÉSI RENDSZER JELLEMZŐI

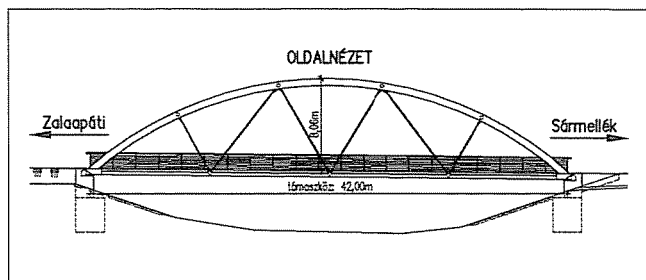
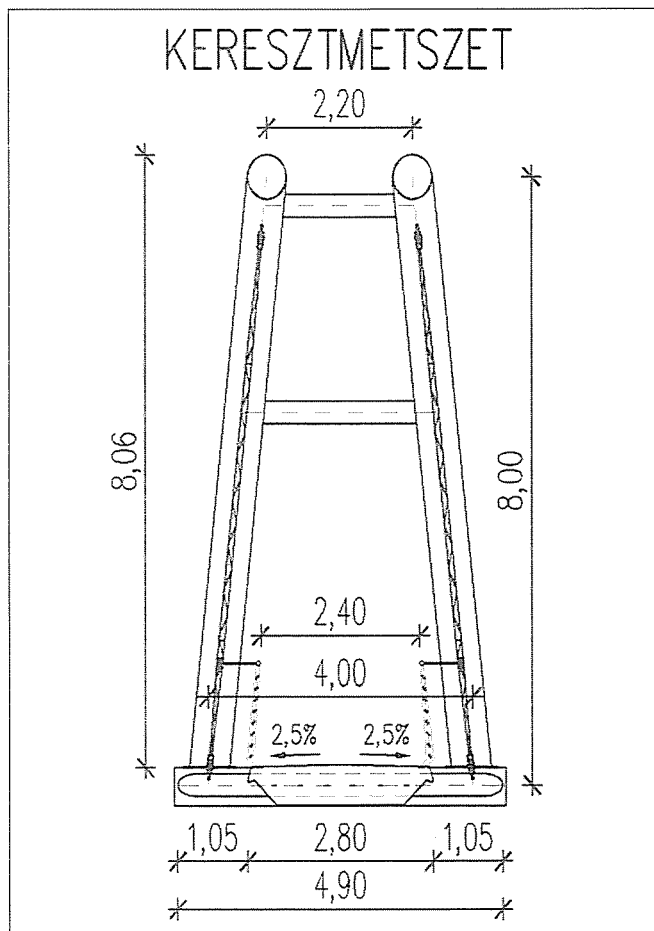
Az NSZ/NT feszített vasbeton pályalemezre három dolog miatt volt szükség:

- egyrészt azért, hogy a szigetelési és aszfaltburkolati – a feszített NSZ/NT beton pályalemez számára főleg - többsúlyokat elkerüljük, ezáltal minél egyszerűbb és gazdaságosabb szerkezetet hozzunk létre,
- másrészt azért, mert az önkormányzati kezelésbe kerülő híd fenntartására várhatóan viszonylagosan kevés költség jut, tehát a nagyteljesítményű beton tartóssági tulajdonságai teljes mértékben kihasználhatók, és ez üzemeltetési-fenntartási költségmegtakarítással jár a kezelő önkormányzat számára,
- harmadrészt azért, mert a könnyű, és a dinamikai gerjesztés hatására érzékeny acélszerkezetű főtartóval szemben a vasbeton főtartó alkalmazásával a sajátregés-szám (és merevség nő).



2. ábra: A híd modellje a teljes aláállványozást modellező rugó alátámasztásokkal

3. ábra: A híd keresztmetszeti kialakítása



4. ábra: A híd oldalnézete

Természetesen az ívhatásból származó, és a vasbeton pályalemezben ható húzóerőket fel kellett venni, erre szolgált a feszítés.

A betonkeverék összetételét az M7 autópálya S-65-ös kísérleti hídja alapján adjuk meg az 1. táblázatban (Farkas, Kocsis, Németh, Bodor, Bán, 2006).

A betonkeverék jele: C50/60-XK2(H)-XF4-XC4-16-F3; a bedolgozáskori repedésérzékenységi csökkentésére a beton 0,9 kg/m³ FIBRIN 1832 polipropilén szál adagolásával készül.

A feszítő kábelek csúszópázmás rendszerűek, egyszerűen extrudált pászmákból állnak. A pászma típusa Fp-15/1770, rugalmassági modulusa 200000 N/mm². A pászmák száma összesen 36 db, 9 db 4-es pászmaköteget terveztünk. Egy pászma keresztmetszete 1,5 cm², törőterhe 265 kN, a feszítőerő (0,7-szeres szakítóerő) 186 kN, a maximális túlfeszítés mértékét 10%-nak, a súrlódási együtthatót 0,06-nak vettük.

A pászmakötegeket a keresztmetszet súlypontjában elhelyezett egyenes vonalvezetéssel egyoldalról feszítik meg.

4. STATIKAI SZÁMÍTÁSOK

Az NSZ/NT feszített vasbeton hídszerkezetekre vonatkozóan az „5/2004 Építőipari Műszaki Engedély” alapvetően két követelményt támaszt (a szokásos követelményeken túl):

- használati állapotban a vasbeton szerkezet minden pontjában nyomás legyen,
- a törési és ridegtörési biztonságot ki kell mutatni a teherbírási határállapotban.

A g_1 önsúly teher és a feszítés egyidőben terheli az aláállványozott szerkezetet. A g_{II} önsúlyteher teher a kiállványozott, végleges statikai vázra kerül.

Az előírt számításokat rugalmas rúdmodellen végeztük, a feszítéskori és időfüggő feszültségvesztéseket figyelembe vettük mind a teherbírási, mind a használati állapotban.

Terhek és hatások:

Az alábbi teheresetekkel számoltuk: (tehereset jele, és rövid magyarázata)

- LF 1 önsúly az állványon
- LF 14 kiállványozás a teljes rendszer alól
- LF 71, 72 a feszítési teheresetek
- LF 140 önsúly g_{II} -re
- LF 91 hőmérsékletkülönbség $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$
- LF 95 hőmérsékletkülönbség $+15\text{ }^{\circ}\text{C}$
- LF 240 szélhőkés 3 kN/m²-re (a befolyási oldal felől)
- LF 250 szélnyomás 1,5 kN/m² -re a befolyási oldal felől
- LF 260 szélnyomás 1,5 kN/m² -re a kifolyási oldal felől
- LF300 hasznos teher a teherbírási határállapotban 5 kN/m² alapértéken
- LF301 hasznos teher a használati határállapotban 2,5 kN/m² alapértéken
- LF 410 kúszás+zsugorodás a t_0 -tól t_1 -ig terjedő idő-szakban

1. táblázat: 1 m³ tömör beton tervezett összetétele

Megnevezés	Tömeg%	Térfogat %	Térfogat dm ³	Tömeg kg
OH 0/4 Hejőpapi	39	40	278	735
UKZ 5/12 Uzsa	19	18	125	357
OK 8/16 Gyékényes	41	42	292	772
Adalékanyag összesen:			696	1864
Cement CEM II/A-S 42,5 N			136	420
Szilika szuszpenzió Centrilit Fume SX	6		36	50
Víz			115	115
Adalékszer				
Muraplast FK 62.30 folyósító	1,7		6,4	7,1
Centrament Retard 310 kötőkésleltető	0,3		1,1	1,3
Levegő			10	
Összesen			1000	2457

LF 420 kúszás+zsugorodás t_1 -tól t_2 -ig terjedő idő-szakban

LF 430 kúszás+zsugorodás t_2 -tól t_3 -ig terjedő időszakban

LF 440 kúszás+zsugorodás t_3 -tól t_4 -ig terjedő időszakban

LF 450 kúszás+zsugorodás t_4 -tól t_5 -ig terjedő időszakban

A kúszás végértékét 1,8-nak, a zsugorodás végértékét 0,0002-nek vettük. A kúszási és zsugorodási folyamatot úgy modelleztük, hogy az egész vizsgált időintervallumot 5 részre osztottuk, azzal, hogy mindegyik időintervallumban a kúszás és zsugorodás együttese játszódik le.

A teheresetekből képeztük a szabványos teherkombinációkat, amelyekből meghatároztuk az igénybevételeket, méreteztünk, illetve feszültséganalíziseket készítettünk. A számításokat a kúszás és zsugorodás figyelembe vétele nélkül is és figyelembe vételével is elvégeztük. A teherbírás számításnál a feszítőerőt külső központos erőnek vettük fel, és a C50/60-as beton és a betonacél feszültség-nyúlási diagramjának felhasználásával számoltuk ki a határnyomatékokat.

A statikai számítások kiértékelése után megállapítottuk, hogy:

- a vasbeton pályalemez és az ív teherbírásra megfelel,
- a használati állapotban a vasbeton pályalemezben csak nyomófeszültségek keletkeznek (5. ábra),
- az acélszerkezetű ív kihajlásra megfelel.

5. BEVEZETÉS A DINAMIKAI SZÁMÍTÁSOKHOZ

Az ÚT 2-3.401 3.6.pontja előírja a ferdekábeles (ill. hasonló) szerkezetek rezgésvizsgálatát. A kosárfüles vasbeton pályalemez, függesztőrudas szerkezetet ide soroljuk. Az ÚT 2-3.413. „Kiegészítő előírások a közúti hidak tervezéséhez” 4. pontja tárgyalja a „Függesztett és feszített acélhidak kábeleit” c. előírásokat. Ez a két pont előírja a jelenségek dinamikai lényegét visszaadó számítások elvégzését.

A könnyű, karcsú hidakra vonatkozóan – szemben a masszív hidakkal - a dinamikai számítások elvégzése rendkívül fontos, mert gyakran előfordul, hogy a dinamikai számítások szerinti igénybevételek mértékadóak.

Az előző fejezet szerint elvégeztük a feszített tartók teherbírás-igazolását.

Klasszikus, szabványos fáradási vizsgálatot a kerékpárúti hídra nem végeztünk. (A szélterhelésre a függesztőrudakban az igénybevételek szélső értékeit, ingadozásait az alább közölt módszerek felhasználásával azonban meghatározhatjuk. Ebből

ismerve az előforduló szeles napok számát - bizonyos feltevésekkel - a halmozódó kárelmélet alapján a fáradási számításokat is el lehetne végezni, bár ezt itt nem tettük meg.)

A használati határállapot szerinti feszültséganalízist szintén az előző fejezet szerint végeztük el. Ezek szerint a feszített vasbeton pályalemezben a használati határállapotban csak nyomófeszültség fordul elő.

A helyzeti állékonyság igazolását a reakcióerők irányának vizsgálatával végeztük el. A számításaink szerint a reakcióerők mindig lefelé mutatnak.

Az alakváltozások, azaz a dinamikai hatások által keltett mozgások (és a hozzájuk tartozó igénybevételek) vizsgálatát alább mutatjuk be.

Az építési állapotok vizsgálatát az előző pontban az állványon történő teljes betonozás és feszítés-kiállványozás feltételezésével gyakorlatilag elvégeztük.

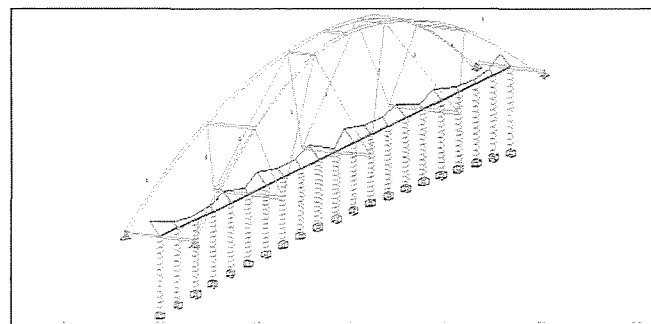
A rendkívüli tehercsoportosításhoz a földrengésterhet az EC 8 szerint a továbbiakban határozzuk meg.

Az adott hídra tehát a dinamikai számítás gyakorlatilag alakváltozási (és hozzá tartozó igénybevétel-számítási) és rendkívüli (földrengési) vizsgálatokat jelentett.

Alább néhány dinamikai jelenség és áramlástani jellemző rövid, összefoglaló definícióját adjuk meg. A flutter alatt az aerodinamikailag instabil keresztmetszetű szerkezetre ható, szélterhelésből származó, egymást erősítő csavaró és hajlító lengések hatását, a galopping alatt a hajlító lengések hatását értjük.

A Kármán-örvények az aerodinamikailag stabil, pl. kör keresztmetszetű szerkezetekről periódikusan leváló örvények, melyek oldalirányú lengésbe hozzák a szerkezetet. Az oldalirányú lengés nagysága, ezen belül a szerkezet alaki tényezője az úgynevezett Reynolds-számtól (Re-szám) függ. Értéke a kör átmérőjével és a sajátrezgésszám függő kritikus

5. ábra: A vasbeton pályalemez feszültségei használati állapotban t_5 időpontban (a feszültségek mértékegysége N/mm²)



sebességgel egyenesen, a levegő viszkozitásával fordítottan arányos. Mértékegysége nincs. A Re-szám függvényében lehet a szélcsatorna kísérletek alapján elkészített grafikonokból az alaki tényezőket kikeresni.

A Scruton-szám a keresztmetszet áramlástani jellemzője. Arányos a szerkezet tömegével és csillapításával, fordítottan arányos a levegő sűrűségével és az átmérő négyzetével. Mértékegysége nincs.

A továbbiakban a dinamikai vizsgálatokat a híd alapvető szerkezeti elemeire vonatkoztatva, és nem az egész szerkezetre végeztük.

A teljes hídszerkezetre mint rúdszerkezetre megállapítottuk az önrezgés- számokat. A flutter hatását leegyszerűsítve az önrezgésszámok alapján vizsgáltuk.

A periódikus gyalogos terhelésekkel azért nem foglalkoztunk, mert a híd sajátrezgés-számai az 1,5-2,5-ös határon kívül esnek (bővebben a *fib* CEB-FIP bulletinben). (*fib* CEB-FIP bulletin 32, 2005).

Csak a hídtengelyre merőleges földrengés-összetevő hatásának vizsgálatát mutatjuk be. A szerkezetek földrengésvizsgálatának gyakorlati számításával Kollár foglalkozik (Kollár és Sajtos, 2004).

A ferde függesztőrúdat az alábbi széldinamikai jelenségekre vizsgáltuk:

- az aerodinamikailag stabil csőszerkezetet a Re-szám előzetes értékelése alapján Kármán-féle örvényleválás gerjesztésre,
- az aerodinamikailag instabilnak feltételezett, egy szabadságfokú szerkezetet galopping hajlító lengésekre.

Miután mindkét vizsgálathoz kellett a függesztőrúd első sajátfrekvenciája, előzetesen számítógépes programmal azt határoztuk meg.

6. A DINAMIKAI SZÁMÍTÁSOK MODELLEI ÉS EGYSZERŰSÍTŐ FELTEVÉSEI

A különböző feladatokhoz rúd és egy szabadságfokú dinamikai modellt (tömeg, rugó, csillapítás) használtunk.

Az alábbi egyszerűsítő feltevéseket tettük.

Az önrezgésszám-analízis alapján jutottunk arra a következtetésre, hogy a hidat a gyalogos-kerékpáros forgalom és a flutter nem gerjeszti.

A hídtengelyre merőleges földrengés számítását az EC 8 szerint a válaszspektrum módszer alapján végeztük.

Az egy szabadságfokúnak vett ferde függesztőrúdak örvényleválás gerjesztését Petersen (Petersen, 2001) alapján a Scruton-szám, a v_{kr} (kritikus szélesebesség), majd ez alapján a rúdra ható kritikus nyomás számításáig vezettük le. A nyomásból változó előjelű, a szélesebességirányra merőleges irányú igénybevétel adódik. A szakirodalom ajánlása szerint (Petersen, 2001) a Scruton-számnak nagyobb kell lennie 25-nél. Ha ez a feltétel nem teljesül, szerkezeti beavatkozásra van szükség. Ez lehet pl. csavarvonalnak a csőre építése, kibetonozás stb. Előzetes próbafuttatásaink alapján a függesztőrúd csövét kibetonoztuk, és csavarvonalat helyeztünk rá. Ezzel mind a tömeget, mind a sajátfrekvenciát, mind a csillapítást növelni tudtuk.

A csavarvonal felhelyezésével azonban az eddigi sima, aerodinamikailag stabil körszelvény aerodinamikailag instabillá válik, galopping-érzékeny lesz, és az alaki tényező is nő. Az alaki tényező meghatározásához vagy szélcsatorna kísérleteket vagy CFD (Computational Fluid Dynamic) numerikus szám

kísérleteket kell végezni, és a széláram befúvási szögének ismeretében kell az alaki tényezők függvényét megállapítani. Ennek a nemlineáris függvénynek az ismeretében lehet Petersen alapján (Petersen, 2001) az úgynevezett „ $\sigma_{derivatíva}$ ” értéket levezetni, és az ugyancsak nála közölt v_E helyettesítő kritikus sebességet kiszámolni. A v_E helyettesítő kritikus sebesség képletébe az átmérővel azonos oldalú, négyzet alakú keresztmetszetre $\sigma_{derivatíva} = 3$ értéket vettük fel. Ezzel az értékkel megállapítottuk a v_E (átlag) sebességet, és összehasonlítottuk a területre jellemző $v = 30$ m/s-os átlagsebességgel.

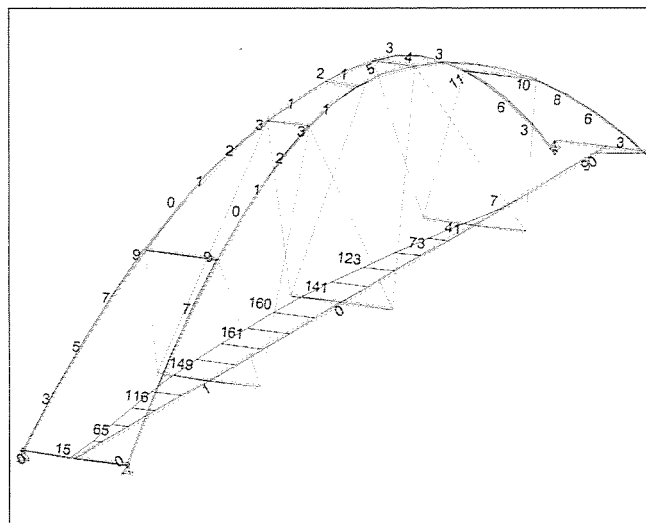
7. A DINAMIKAI SZÁMÍTÁSOK

A felszerkezet első hajlító lengése és csavaró lengése a számítások szerint 4,00 és 9,98. A flutter egy nagyon bonyolult dinamikai jelenség, és hatását is csak közelítően lehet becslőni. Általában nagy nyílású, karcsú szerkezeteknél keletkezik (pl. Tacoma-híd) akkor, ha a csavaró és hajlító lengések összeadódnak. Hatása csökkenthető a ferde függesztőelemek beépítésével, mert ekkor a híd összmerevsége nő. Ebben az esetben kiszűrése a hajlító és csavaró rezgések rezgésszáma arányának vizsgálatával tapasztalati úton történhet (Petersen, 2000). Esetünkben $9,98/4,00 = 2,49 > 2,00$ tehát a hídszerkezet flutterra megfelel.

Az x hídtengely irányú és a rá merőleges, y irányú rengéseket külön vizsgálják és az összesített földrengés meghatározására különböző szabályok szerinti (pl. az egymásra merőleges irányban ható igénybevételek négyzetösszegének gyöke) összesített igénybevételek adódnak. Ezekre az igénybevételekre lehet méretezni. A cikkben csak a hídtengelyre merőleges irányú 0,2 g gyorsulási spektrummal a híd felszerkezetén adódó igénybevételeket adjuk meg (6. ábra).

A függesztőrúd Kármán örvények gerjesztése által okozott lengéseit az egy szabadságfokú modellen a Scruton-szám ellenőrzésével kontrolláltuk. A csőszelvényű függesztőrúdat részben kibetonoztuk, és csavarvonalat is helyeztünk rá. A számítás menetét a 2. táblázatban foglaltuk össze.

Az aerodinamikailag instabilnak vett csavarvonalas csőszelvényt négyzet keresztmetszettel helyettesítettük, és v_E kritikus szélesebességet számoltunk. A v_E kritikus szélesebesség és a területre jellemző szélesebesség aránya adja a biztonságot. A szükséges biztonság eléréséhez további kibetonozásra volt szükség, amivel a pótlólagos tömeget növeltük. A számításokat a 3. táblázatban foglaljuk össze.



6. ábra: A zalai területre jellemző $a_y = 0,2g$ gyorsulással keletkező nyomatéki igénybevételek kNm-ben a főtartón (nem mértékadóak, mert kisebbek mint pl. az $1,5 \text{ kN/m}^2$ -ből adódó szél igénybevételek)

2. táblázat: Az örvényleválással összefüggő paraméterek analízise

Szerkezet : Függesztörúd kör keresztmetszettel	Jel	Értékek	Dimenzió
I. Scruton szám (Sc) meghatározása			
A rendszer f_1 értéke (első frekvencia)	$f_1 =$	3,240	Hz
A szerkezet átmérője	$d =$	0,120	m
A Strouhal-szám (aerodinamikai jellemző)	$S =$	0,20	
A kritikus szélsősebesség v_{kr}	$v_{kr} =$	1,94	m/s
A levegő kinematikai viszkozitása		0,0000125	m^2/s
A szerkezet un. generalizált tömege	$m_1 =$	19,50	kg/m
A pótlólág behelyezett generalizált tömeg (pl. beton)	$m_2 =$	6,40	kg/m
A csillapítás $A_1 = \log.$ dekrement DIN 4131/4133 szerint	A_1	0,02	
A beton pótlólágos csillapítása $A_2 = \log.$ dekrement	A_2	0,04	
A levegő sűrűsége	$\rho =$	1,25	kg/m^3
A számított Scruton-szám $Sc =$	$Sc =$	170	
Scruton > 25? Igen, megfelel!.			
II. Reynolds szám meghatározása			
Reynolds-szám =	$Re =$	15520,00	
Alaki tényező Re -clat grafikonról, amely található, pl. Petersennél	$cy = clat =$	0,70	

3. táblázat: A függesztörúd közelítő dinamikai számítása galoppingra

Függesztörúd = acél kör keresztmetszet+csavarvonal= négyzet keresztmetszet			
I. Scruton-szám (Sc) meghatározása:			
Hossz	$l =$	8,0	m
Külső cső átmérő	$D =$	12,0	cm
Csővastagság	$t =$	0,7	cm
Belső csőátmérő	$d =$	10,6	cm
Fajlagos tömeg $\mu = M/l$	$\mu =$	19,50	kg/m
Sofistikból a saját-rezgésszám	$f_1 =$	3,240	Hz
II. Paraméterek meghatározása:			
Strouhal-szám	$S =$	0,20	
$v_{kr} =$	$v_{kr} =$	1,94	m/s
A levegő kinematikai viszkozitása		0,0000125	m^2/s
A generalizált tömeg - átlag	$m_1 =$	19,50	kg/m
A pótlólág behelyezett beton generalizált tömege	$m_2 =$	10,00	kg/m
Az acélcső csillapítása $A = \log.$ dekrement DIN 4131/4133 szerint	A_1	0,02	
A pótlólágos tömeg csillapítása A_2	A_2	0,04	
A levegő sűrűsége	$\rho =$	1,25	kg/m^3
Sc	$Sc =$	196,65	
Scruton > 25 ? Igen, megfelel!			
III. Galopping vizsgálata			
S derivatíva – Petersen 2001 szerint négyszög keresztmetszetre	$s =$	3,00	
A keresztmetszet magassága	$b =$	0,12	m
$v_E =$	$v_E =$	30,58	m/s
A szél átlagsebessége a helyszínen	$v_{átl} =$	30,00	m/s
A biztonsági tényező	$n_{bíz} =$	1,02	
>1,00?? Igen, megfelel!			

8. EREDMÉNYEK

Meglévő támaszokra egy kosárfülíves kerékpárúti hidat terveztünk és a nagy hidak építése során szerzett tervezési és kivitelezési tapasztalatainkat átültettük egy önkormányzati hídra.

Gazdaságossági, fenntartási és dinamikai megfontolásokból NSZ/NT vasbeton pályaalemezt terveztünk, melyet az ív vízszintes erőinek felvételére is megfeszítettünk. Az egyeztetések során kiderült, hogy az önkormányzatok különösen érdekeltek a nagyteljesítményű és tartós betonok beépítésében, és az ebből következő hosszú távú fenntartási költségek csökkentésében.

Elvégeztük a híd szabványos statikai számításait az építési állapotok, valamint a kúszás és zsugorodás figyelembevételével.

Figyelmet szenteltünk a karcsú és repedésmentes, ezért kis csillapítású híd dinamikai kérdéseinek is. Az adott hidra elemeztük a gyalogos gerjesztés, a szélgerjesztés (flutter) és a földrengés hatását, a híd függesztőrúdja pedig a Kármán-örvények, és az egyszerűsített galopping vizsgálatát végeztük el. A gyalogos gerjesztés és a flutter hatását az önrezgésszámok alapján ki tudtuk zárni, a földrengés vizsgálat pedig nem volt mértékadó.

A Kármán-örvények által okozott lengések tekintetében arra törekedtünk, hogy a a Scruton számot a tapasztalat által elfogadott 25-ös érték fölé emeljük. Ezt a cső részbeni kibetonozásával, ill. csavarvonal beépítésével értük el.

Az így kapott aerodinamikailag instabil csőszerkezetet közelítésként négyzet keresztmetszetűnek tételeztük fel, és a kibetonozás és csavarvonal beépítés figyelembevételével megállapítottuk a kritikus szélesebséget, majd azt, hogy az a területre jellemző szélesebség tartományok fölött van.

9. HIVATKOZÁSOK

Farkas J., Kocsis I., Németh I., Bodor J., Bán L. (2006), "Nagyszilárdságú-nagyteljesítményű betonok alkalmazása az M-7 ap. S-65-ös aluljárója felszerkezetének építésénél", *Közüti és Mélyépítéstudományi Szemle*: 56. évf. 3. szám. pp. 2-13.

Farkas J., Kocsis I., Németh I., Bodor J., Bán L. (2006), „Motorway flyover constructed of HSC/HPC”, *Journal of Concrete Structures*, Vol. 7., pp. 31-37.

fib (2005), „Guidelines for the design of footbridges”, CEB-FIP bulletin 32

Kollár L., Sajtos I. (2004), „Szerkezetek méretezése földrengésre”, *BME Mérnöktovábbképző Jegyzet*

KTI., BME Út-vasútépítési Tanszéke, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke, MTA Mérnöki Szerkezetek Kutatócsoport, Orka Kft. (2004) „5/2004 Építőipari Műszaki Engedély; Műszaki Szállítási Feltételek E, K, R forgalmi terhelési kategóriájú útszakaszok hézagaiban vasalt betonburkolatú, illetve kompozit felépítésű merev útpályaszerkezeteihez illeszkedő hídfelszerkezetek építéséhez”

Petersen, Ch. (2001), „Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau”, *Maurer-Söhne*, München

Petersen Ch. (2000), „Dynamik der Baukonstruktionen (korrigierter Nachdruck)”.

Dr. Farkas János (1958), okl. építőmérnök. A műszaki tudomány kandidátusa hídszerkezetek szaktudományból. A Vegyész Zrt. és a Mahid 2000 Zrt. technológiai és híd tervezője. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton hídszerkezetek, NSZ/NT betonok, hidépítési technológiák statikája, hidak dinamikai kérdései. A *fib* Magyar Tagozat és a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

Németh Imre (1957) okl. építőmérnök, szerkezetépítő-betontechnológiai szakmérnök. Vegyész Zrt. hidépítési igazgató, Mahid2000 Zrt. vezérigazgató. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton hídszerkezetek, hidépítés, szerkezetépítés, nagy hidak hidépítési technológiái, metróépítés. A *fib* Magyar Tagozat és a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

Korpás Rudolf (1961) okl. építőmérnök. Mahid 2000 Zrt. vezérigazgató-helyettese, műszaki igazgató. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton hídszerkezetek, hidépítés, szerkezetépítés, nagy hidak hidépítési technológiái, metróépítés. A *fib* Magyar Tagozat és a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

APPLICATION OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE IN BRIDGE DECK OF A PEDESTRIAN BRIDGE WITH CONNECTING CURVES

Dr. János Farkas – Imre Németh – Rudolf Korpás

The article discusses the static and dynamic problems of a prestressed high strength and high performance (HS/HP) concrete deck bridge with connecting curves. In Vegyész Zrt. and Mahid 2000 Zrt. we have gained experience in the area of construction of bridges with connecting curves and planning and construction of HS/HP concrete bridges. In the following we are presenting the way our experience in large bridge construction, planning and construction-technology was used during the planning of a local governmental cycle track bridge. Apart from the static tasks, the dynamic problems are also discussed.

ÖSZVÉRHIDAK VASBETON PÁLYALEMEZÉNEK ÚJSZERŰ TERVEZÉSI GYAKORLATA MAGYARORSZÁGON



Teiter Zoltán

A cikk már megépült és a közeljövőben megvalósuló öszvérszerkezetű hidak tervezésének tapasztalatai alapján beszámol arról a változásról, amely az ilyen jellegű hidak felszerkezetének méretezésével kapcsolatosan az utóbbi években Magyarországon történt. Két nagy és néhány kisebb folyamunkra az Uvaterv Rt. Hídirodája által tervezett, vasbeton pályalemezzel kombinált acél főtartós hidak sikeres megépítésével hazánkban is gyakorlattá vált a nem repedésmentes vasbeton pályalemeznek, mint szerkezeti elemnek a használata. Többek között ez is segítette elő azt, hogy újra előtérbe kerülhessen ez a hosszú időre méltatlanul háttérbe szorult, gazdaságos szerkezet típus.

Kulcsszavak: öszvérhíd, berepedt pályalemez, betonozási sorrend, hídalak, támaszmozgatás

1. BEVEZETÉS

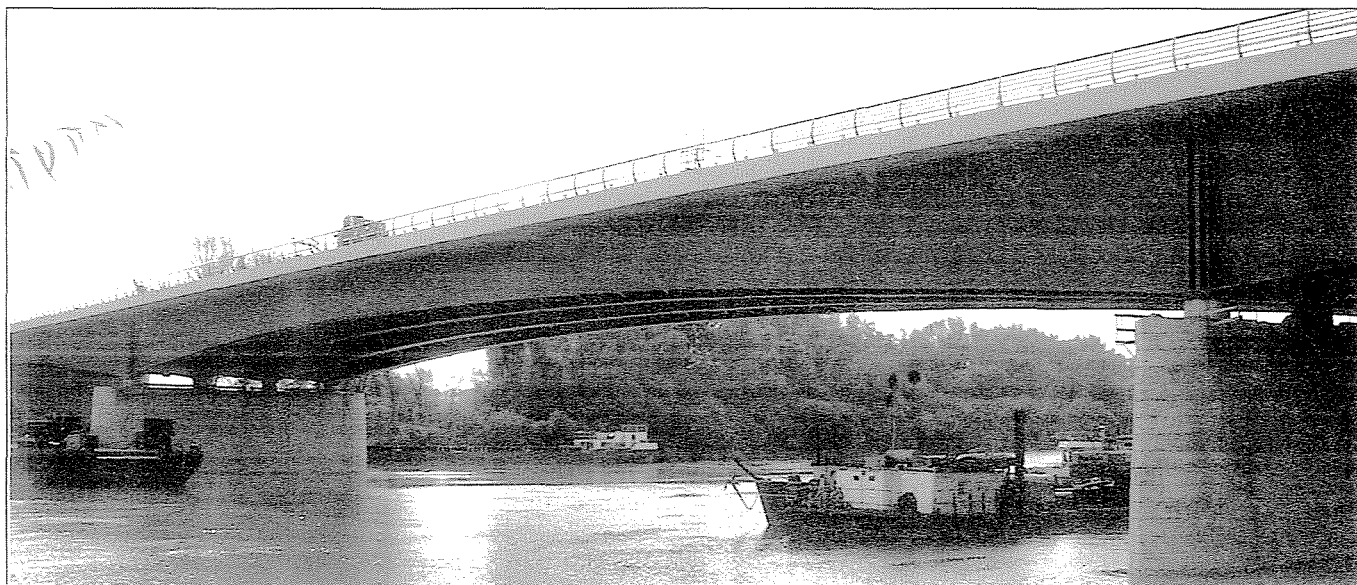
Az elmúlt évezred utolsó éveiben, sőt évtizedében Magyarországon az öszvérhidak tervezése, építése szinte teljesen megszűnt. Ez részben betudható annak a félelemmel vegyes misztikumnak, ami az öszvérhidak alakjának tervezhetőségét kérdőjelezte meg. Külföldi példák azonban azt bizonyították, hogy az öszvérhidak saját kategóriájukban versenyképesek, bár ott is áttörésre volt szükség a tervezés terén az előző évtizedben (Saul, 1999; Saul, Lustgarten, Rinne, Aschrafi, 1992).

Hazánkban az utóbbi néhány évben fellendült az autópálya és gyorsforgalmi úthálózat fejlesztése. Szerkezetek az országban felgyorsultak az építkezések. Ez a helyzet kedvezett a gyorsan és gazdaságosan építhető hídszerkezetek alkalmazásának és így került előtérbe az öszvér felszerkezetű híd típus is.

Ezek közül szeretnénk bemutatni néhány – az Uvaterv Rt. által tervezett – autópálya-híd példát, amelyek között vannak már megvalósult, építés alatt álló és még csak tervben létező szerkezetek. Ami közös bennük, az az, hogy mindegyik vasbeton-acél öszvér felszerkezetű, részben a megbízó kifejezett kérése, részben pedig a támaszköz függvényében a gazdaságossági szempont előtérbe hozása miatt.

2001-ben adták át az M3-as autópálya oszlári Tisza-hídját, 2003-ban az M9-es autópálya szekszárdi Duna-hídját, kivitelezés alatt áll az M35-ös autópálya Keleti-Főcsatorna hídját, megterveztük az M7-es autópálya Mura-hídját, amely egyben a Horvátországgal való kapcsolatot fogja jelenteni és dolgozunk az M44-es autópálya Körös-hídjának engedélyezési tervein.

1. ábra: Oszlári Tisza-híd, a mederhíd látványa



2. HIDAK RÖVID ISMERTETÉSE

2.1 Oslári Tisza-híd mederhídja

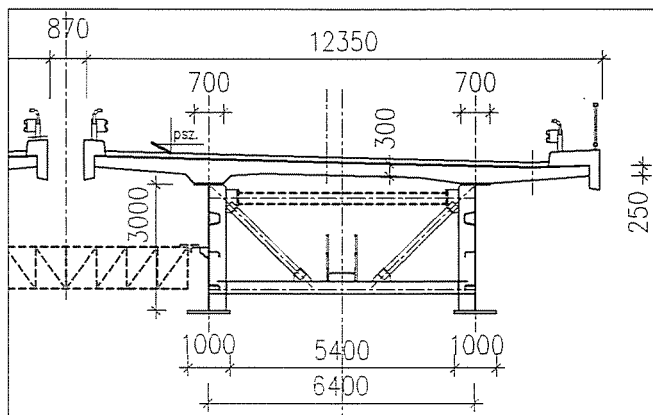
Az M3 autópálya Ukrajna irányába haladva keresztezi a Tisza folyót Oslár térségében. A szűkített koronaszélességű (26,50 m) autópálya két azonos kialakítású, egymás mellett elhelyezett hídszerkezetet igényelt.

A mederhíd háromnyílású, két nyitott, kiékelte acél főtartós öszvérszerkezetű (1. ábra). A mederhíd támaszközei: 72-112-72 m. A két híd szélessége 25,57 m, amely a 2×2 forgalmi sávot és a 2×1 biztonsági sávot vezet át. A nyitott főtartók távolsága 6400 mm (2. ábra). A parabolikusan kiékelte gerinclemez magassága a végkeresztartóknál 2565 mm, a közbelső támaszoknál 5600 mm, a nyílásközépen 3000 mm.

2.2 Szekszárdi Duna-híd ártéri hídja

Magyarország déli részén a keleti és nyugati országrészek kapcsolatát az új M9-es autópályává fejleszthető autót út egészíti ki. Az autót út 2×1 forgalmi sáv kialakítású, 12 m-es koronaszé-

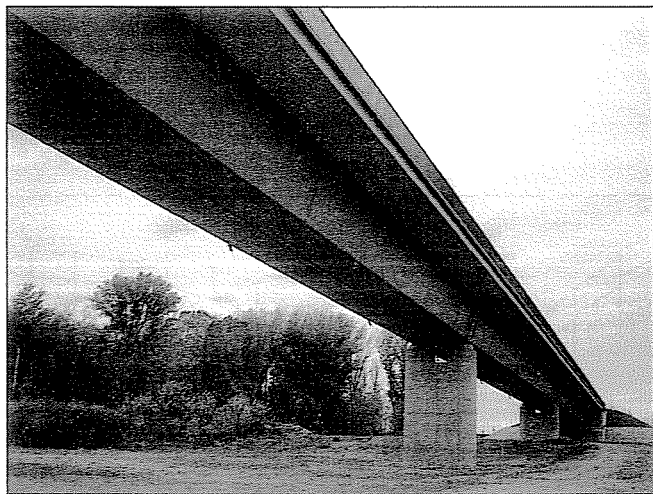
2. ábra: Oslári Tisza-híd, mederhíd keresztmetszet



lességgel. A beruházás szerves része az új szekszárdi Duna-híd, amelynek összhossza 916 m. A két ártéri híd hossza 196,5 m, a mederhidé 520 m.

A két ártéri híd formai kialakításában követi a mederhidat, szerkezeti szempontból ezek zárt acélszekrényes főtartójú öszvér gerendahidak. Az ártéri hidak támaszközei: 65,5-65,5-65,5 m (3. ábra). A híd szélessége 14 m, amely a 2×3,75 m forgalmi sávot a biztonsági sávokkal, és az egyik oldalon a gyalogjárdát kerékpárúttal vezet át (4. ábra). A gerincek távolsága a fenékmezénél 5500 mm, míg felül 7250 mm.

3. ábra: Szekszárdi Duna-híd, ártéri híd látványa



2.3 Keleti Főcsatorna hídja

A keleti régió újabb területeinek az ország vérkeringésébe való bekapcsolását a Debrecen felé elágazó M3-as autópálya M35-ös szakasza teszi lehetővé. Az autópálya Debrecen előtt keresztezi a Keleti Főcsatornát. Ide terveztünk egy új, szintén öszvérszerkezetű autópálya-hidat.

Az út koronaszélessége 28,73 m, amely a 2×2 forgalmi sávot és a 2×1 leállósávot vezet át (5. ábra). A híd támaszközei: 44-60-44 m. A középső nyílásban a hajózható főcsatorna, a két szélső nyílásban az árvédelmi töltés tetején szervízutat, és mellettük vadátjárót alakítottunk ki. A támaszok tengelyvonala a híd közepén az autópálya tengelyéhez húzott érintővel 70°-os szöget zár be.

A nyitott főtartók távolsága 7300 mm. A parabolikusan kiékelte gerinclemez magassága a végkeresztartóknál 2100 mm, a közbelső támaszoknál 3000 mm, a nyílásközépen 2100 mm.

2.4 Mura-híd

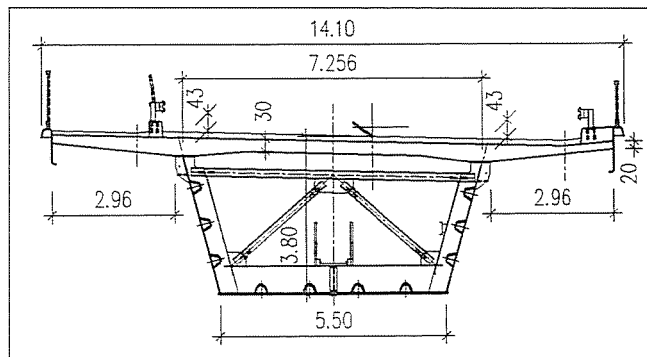
Az M7-es autópálya az ország nyugati irányában a Hor-vátországgal való kapcsolatot hivatott biztosítani. A már meglévő kapcsolódó nyomvonal kötöttségeivel kellett megtervezni a két országot elválasztó határfolyót, a Murát átvéelő hidat. A két ország közötti hosszas egyeztető tárgyalások eredményeképpen rögzítődött ez a helyszín, amelynek geometriai adottságait a híd tervezésénél nem lehetett kikerülni.

A szerkezet ötnyílású, 36-48-48-48-36 m, összesen 216 m hosszú folytatódó többsíkú híd, vasbeton pályalemezzel, acél főtartóval. Egy hídszerkezet alatt két zárt szekrényes kialakítású acél főtartó helyezkedik el (6. ábra). A támaszok tengelyvonala a híd közepén az autópálya tengelyéhez húzott érintővel 75°-os szöget zár be.

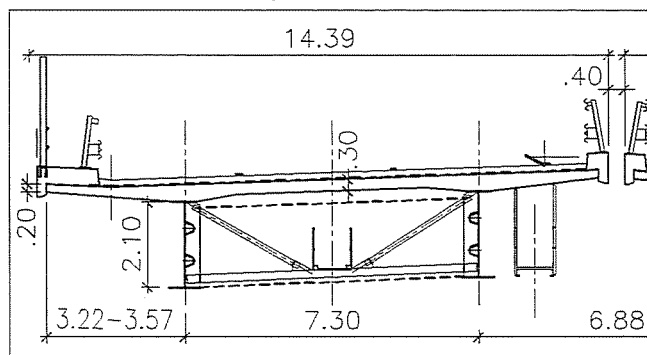
3. ÚJSZERŰ TERVEZÉS

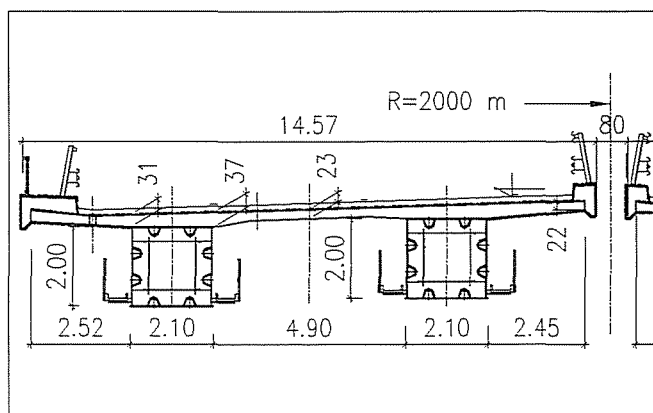
Az alábbiakban részletezett tervezés elsősorban azért újszerű, mert a ma már rendelkezésre álló számítástechnikai kapacitás felhasználásával a korábban megszokottnál (Platthy, 1990) merészebben egyesíti az egyes anyagokra már jól kidolgozott

4. ábra: Szekszárdi Duna-híd, ártéri híd keresztmetszet



5. ábra: Keleti Főcsatorna híd, mederhíd keresztmetszet



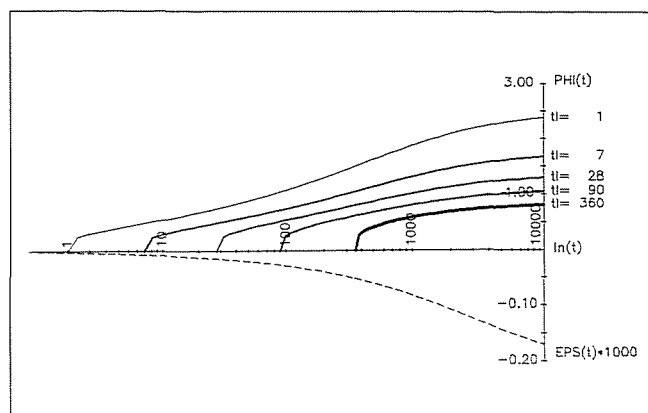


6. ábra: Mura-híd, mederhíd keresztmetszet

szilárdságtani elveket (Szalai, 1998; Iványi, 1998) azon cél érdekében, hogy a különböző anyagok alkotta szerkezet minél gazdaságosabb legyen.

3.1 Betonozási sorrend és túlemelés

Az oszlári Tisza-híd esetében a vasbeton pályalemez a már helyükre emelt acél förtartókra támaszkodva készült, segédjármok használata nélkül (9. ábra). Ilyen esetben a szerkezet a végleges támaszokon nyugszik és a támaszokat már nem mozgatjuk. Ekkor a hídalak meghatározása szempontjából elmondható, hogy a betonozási szakaszok sorrendjének változtatása más-más következményekkel jár.

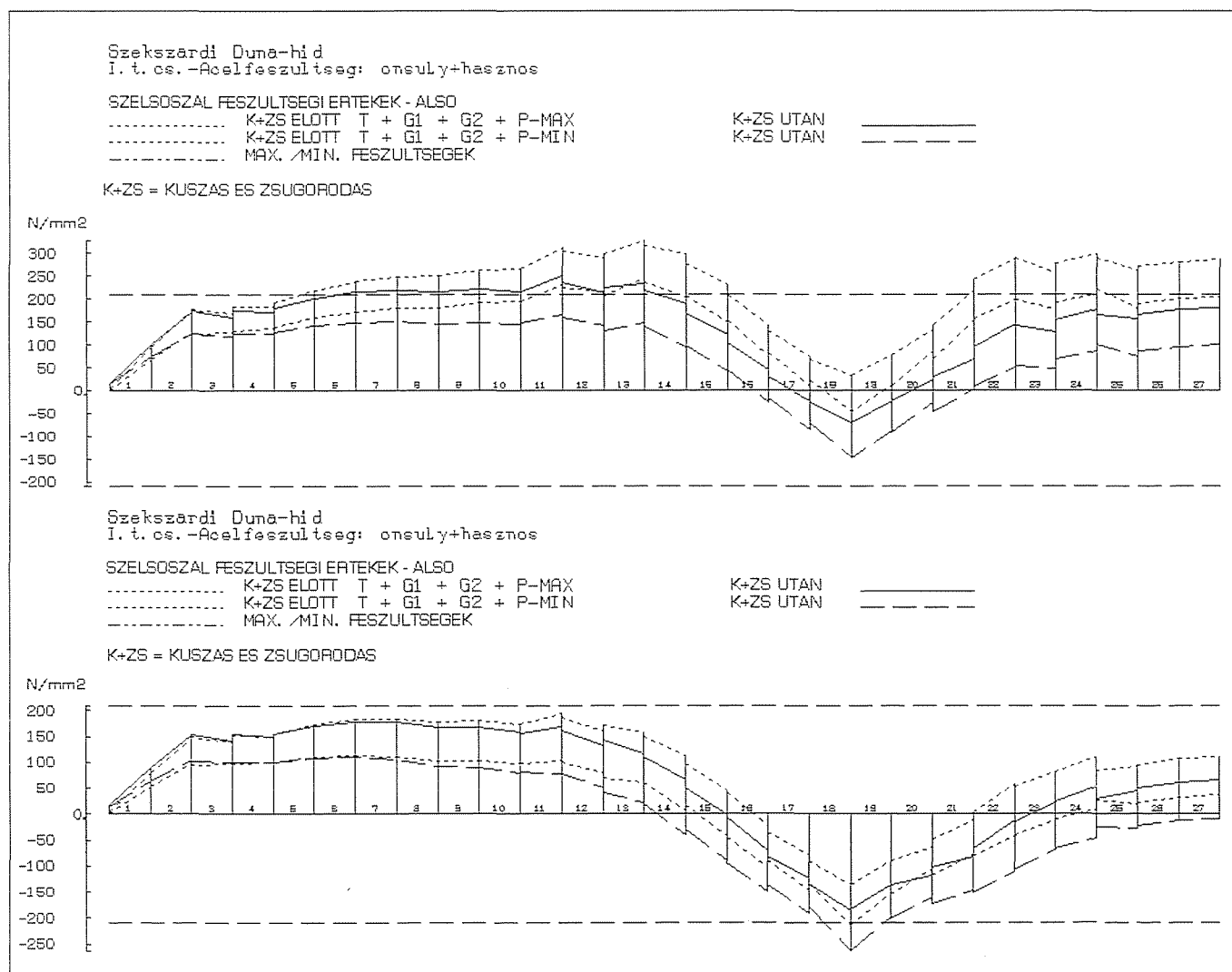


7. ábra: Egy betonozási szakasz zsugorodásai (ε) és kúszási (φ) változói a programban

A klasszikus mezőközepeken kezdődő és támaszok felett befejeződő betonozás jóval nagyobb túlemelési igényt eredményez, amely esetben a számítási hiba – ami főleg a szerkezet hosszmenti önsúlyának és merevségének valóságostól való eltéréseiből adódhat – már cm-es nagyságrendű eltérést is okozhat. Ez kedvezőtlen a tervező számára, mivel neki konkrét túlemelési alakot kell előírni. Viszont kevésbé okoz bizonytalanságot a berepedt zóna hosszának meghatározása és e szakasz merevségének számításba vétele.

A támaszok felett kezdődő és mezőközepeken befejeződő betonozási sorrend viszont jobban és hosszabb távon vonja be a pályalemezt az erőjátékba. Ugyan a berepedtnek tekintendő szakasz hossza jelentős, mégis a számítás bizonytalansága két

8. ábra: Acélförtartó feszültségei hagyományos és újszerű tervezés esetén (fél hídra)



elkülöníthető összetevőre bomlik. Az egyik természetesen a berepedt zóna hosszának becslése, a másik a fentebb már említett számítási bizonytalanság. Így azonban ez utóbbi hatása már nem olyan mértékű, hogy veszélyt jelentene a végleges alak kellő pontosságú meghatározása szempontjából. A berepedt vasbeton pálya hosszának és merevségének bizonytalanságából adódó hiba is az építési pontosságon belül tartható. A vasbeton pályalemez ugyan a berepedt szakaszokon többletvasalást igényel, de ezt a főtartó acéligényének csökkenése jócskán ellensúlyozza.

3.2 Acélanyag csökkenés

Ugyanazon acélanyag-eloszlás mellett a repedésmentes és támaszmozgatással is járó változatnál jelentősen nagyobb feszültségek keletkeztek az alsó szélsőszálban, mint a berepedéssel dolgozó, támaszmozgatást nem igénylő eseténél.

Ezt szemléltetik a 8. ábrának a feszültségdiagramjai, amelyek a szekszárdi Duna-híd ártéri hídjainak számításakor készültek. Azonos körülmények között a pályalemez repedésmentessége és támaszmozgatás beiktatása esetén az acélfeszültségek meghaladják a határfeszültségi értéket, míg a berepedt és mozgatás nélküli esetben a határérték alatt maradnak. Megfigyelhető az ábrán az is, hogy a berepedés megengedésével a hosszabb és lassabban csökkenő pozitív nyomatóki szakaszon csökkenthető az acéligény és csak a rövid és gyorsan csökkenő negatív nyomatóki szakaszon lehet esetlegesen szükségünk némi többletanyagra.

Végeredményben az együtdolgozó vasbeton pályalemez támasz feletti, a repedéskorlátozási követelményeknek megfelelő berepedésének megengedésével acélanyagot lehet megtakarítani, valamint a támaszmozgatás is elkerülhető.

3.3 Kúszás és zsugorodás

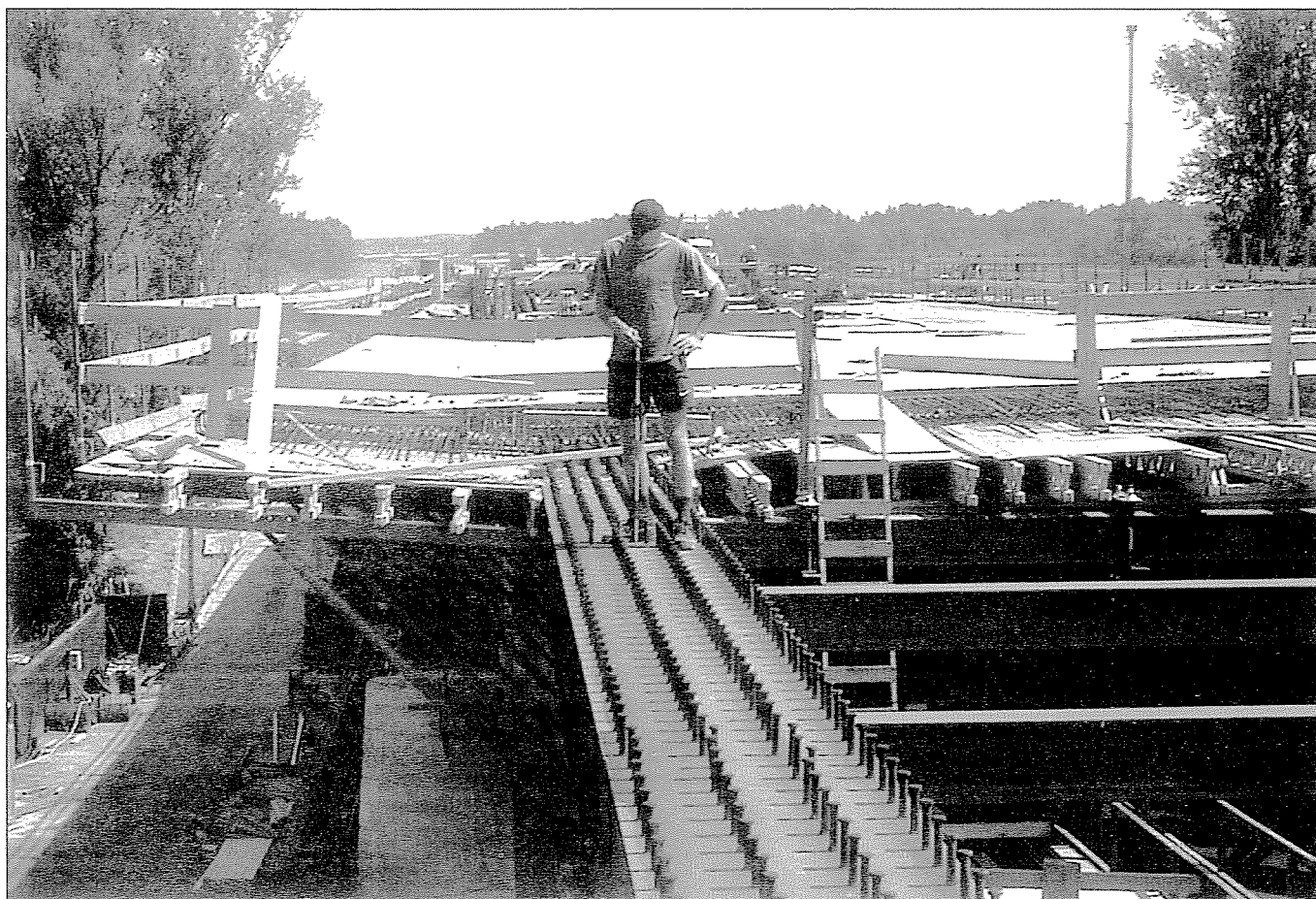
A legfontosabb kérdés öszvér szerkezetek esetében a híd alakjának kézbe tartása. Ehhez ma már mindenhol számítógépes programot használnak. Az Úvaterv a graz-i székhelyű TDV cég RM Spaceframe programját vette meg, amely a változó statikai váz és a beton lassú alakváltozása mellett a betonozási szakaszok különböző korát is figyelembe tudja venni. E program képes nemcsak az MSZ szerint, de a CEB-FIP 78 és 90 Model Code ajánlásai alapján is kezelni a beton lassú alakváltozását.

A modell felépítése során minden történéshez konkrét időpontot kell rendelni, így az egyes betonszakaszok létrejöttéhez és a tartós terhek felhordásához is. E betonszakaszok fizikai jellemzői egy későbbi adott időpontban más és más korhoz tartozó értékekkel kerülnek be a számításba (7. ábra).

Kihasználva a gépi számítás előnyeit, egy-egy esetben ugyanazon hidat többféle építési mód feltételezésével is megvizsgáltunk. A fent már hivatkozott 8. ábrán jól látható, hogy a támaszmozgatás hatása a kúszás miatt az idő múlásával szinte teljesen leépül és az is, hogy a beton lassú alakváltozása miatt az acélszerkezet feszültségviszonyai a híd élettartama során jelentős mértékben megváltoznak. A számítások során tapasztaltunk már a határfeszültség felét kitevő változást és olyat is, hogy egy híd bizonyos szakaszán - ugyan csak 50%-os kihasználtság mellett - előjelet váltott a feszültség. Bár ezek a változások hosszú időt vesznek igénybe és a szerkezet így is megfelelhet, véleményünk szerint nagy körültekintés mellett szabad csak ilyen hidat tervezni.

Vizsgálataink azt mutatták, hogy a tartós terhekből kialakuló lehajlás mértékét a vasbeton pályalemez lassú alakváltozása jobban növeli, ha repedésmentes szerkezetet feltételezünk. Történik ez annak ellenére, hogy berepedt pályalemez esetén

9. ábra: Oszlári Tisza-híd pályalemeze építés közben



a berepedtnek tekintett betonzónák – természetükből adódóan – egyfajta hatására lefolyásának megfelelően (azonos előjelű lehajlást okozó helyeken) iktatják ki a vasbeton szakaszokat és ezzel együtt azok lassú alakváltozását is, azért az utóbbi hatás a mezőközepeken való lehajlásban koncentráltan jelentkezik.

3.4 Repedéskorlátozás

A repedéskorlátozási állapot követelményeit az első hidaknál körülményes volt igazolni, mivel olyan állapotokat kellett kezelni, amelyekből némelyeket még az akkor hatályos Magyar Szabványok nem „ismertek el” vagy nem engedtek meg. Az általunk használt megközelítést az alábbiakban vázoljuk.

A vasbeton pályalemez által képviselt erőt a berepedés után nemcsak az acélbetétek veszik fel, hanem a pályalemez alatti acélszerkezet felső öve is. (Ez a vasbeton és az acélszerkezet folytonos kapcsolatából és a sík keresztmetszet-elfordulás elvéből következik. Mivel a szerkezeti acél már a pályalemez betonozásakor is terhelt és a rugalmassági tényezője azonos a betonacéléval, ezért a méretezésnél a felső acélöv a mértékadó.)

A főtartó modellje segítségével meghatároztuk a pályalemez berepedése (és kiiktatása) után az acélbetétekben, az üzemi állapotban keletkező maximális húzófeszültséget. Ezek után tehát egy olyan vasbeton elem repedéstágasságát kerestük, amely által a berepedés előtt felvett erő a berepedés után nem közvetlenül az acélbetétekben jelenik meg, hanem a folytonosan hozzákapcsolt acélszerkezetben is, amely acélszerkezet egyúttal az elem nyúlását (ezáltal a repedéstágasságot is) gátolja. E repedéstágassági értéket közvetett módon úgy számoltuk, hogy a pályalemezt, mint tisztán húzott vasbeton elemet akkora fiktív húzóerővel terheltük, hogy értékelhető – esetünkben 0,20 mm körüli – repedéstágasságot kapjunk. Ehhez a fiktív állapothoz tartozó betonacél-feszültség nagyobb volt, mint a számolt maximális feszültség. A tényleges feszültségi értékhez tartozó repedéstágasságot arányosság alapján számoltuk. Ezt azért tehettük, mert a tisztán húzott vasbeton elem berepedés utáni állapotában már csak az acélbetétek dolgoznak, és ezek nyúlása arányos a repedéstágasság értékével. A kapott érték felülről közelíti a valójában kialakuló repedéstágasságot.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Öszvér szerkezetű hid pályalemezének készítésekor a hagyományos, mezőközepeken kezdődő és támaszok felett végződő

betonozási sorrend helyett igazoltan alkalmazható, sőt egyes esetekben kedvezőbb eredményt adhat a támaszoktól induló és mezőközepeken végződő betonozás. A szintén megszokott támaszmozgatás jelentősége az újabb számítások szerint erősen lecsökkent, olyannyira, hogy költségessége miatt ma már kerülendő.

Ma már megengedhető, tervezhető és jól követhető a vasbeton pályalemez berepedése. A berepedt betonzónák bevezetésével az acél főtartóban jelentős anyagmennyiség takarítható meg és mérsékelhető a beton lassú alakváltozásának hatása mind a tartós terhekből előálló lehajlások, mind pedig az acél főtartó időbeli feszültségváltozásának csökkentése szempontjából. A berepedt zónák repedéstágassága az előző pont megfontolásai segítségével kézben tartható.

A mérések igazolták, hogy a fentiek alapján tervezett hídjaink alakja a tervezetthez, ill. számítottéhoz képest csupán 10 mm-en belüli eltérést mutatott, ami az építési pontosság alatt marad.

5. HIVATKOZÁSOK

- CEB-FIP (1978), „Model Code for Concrete Structures 1978”, Paris, London, Berlin
CEB-FIP Model Code (1990), „Design Code 1990”, Comité Euro-international du Béton, 1993
Iványi M. (1998), „Hídepítéstan, acélszerkezetek”, Műegyetemi Kiadó, Budapest
MSZ-07-3710-87 (1987), „Közüti öszvérhidak tervezése”, Magyar Szabványügyi Hivatal, 20 p.
Platthy P. (1990), „Vasbetonlemezrel együttműködő acéltartók”, Tankönyvkiadó, Budapest
Saul, R. (1999), „Fritz Leonhardt als Stahlbrücken-Ingenieur”, Stahlbau, 68. évf., 7. szám, pp. 486-493.
Saul, R., Lustgarten, P., Rinne, K.-D., Aschrafi, M. (1992), „Verbundbrücke mit Rekordspannweite über den Rio Caroni/Venezuela”, Stahlbau, 61. évf., 1. szám, pp. 1-8.
Szalai K. (1998), „Vasbetonszerkezetek, vasbeton-szilárdságtan”, Műegyetemi Kiadó, Budapest

Teiter Zoltán (1968) okl. építőmérnök, irányító tervező az Úvaterv Rt. Hid- és Technológiai Tervező Irodáján. A diploma megszerzése után két évet töltött az Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszékén. Kutatási területe a vasbeton szilárdságtan és a vasbeton oszlop viselkedésének másodrendű vizsgálata volt. 1994-ben került az Úvaterv Hídrodájára, ahol kezdettől fogva főként a hidak erőtanai modellezésében és azok tervezésében vesz részt. Számos híd felelős tervezője. Folyamatos kapcsolatban áll a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékével: publikációk, tervezési segédletek, szabványok készítésében működik közre. A *fi*b Magyar Tagozat tagja.

fib SYMPOSIUM, DUBROVNIK

MAY 2007

Abstracts are now being accepted for next year's fib symposium, on the theme: "Concrete Structures – Stimulators of Development". The symposium will take place from 20-23 May 2007, in Dubrovnik, Croatia. It will address the following topics, which were identified as playing important roles in fostering regional and national development and prosperity:

1. Concrete structures connecting mainland and islands
2. Concrete structures in energy production
3. New materials
4. Analysis
5. Durability.

The deadline to submit an abstract of 200-300 words relevant to one of the above topics is 30 June 2006. Notification of acceptance will be made by 30 September 2006; accepted authors will then have until 31 January 2007 to provide their full papers for publication in the symposium proceedings.

A commercial exhibition will be held in parallel with the symposium at the same venue, offering an ideal opportunity for companies to display their products and services.

Dubrovnik is situated in southern Croatia, on the coast of the Adriatic Sea, an area known for its great natural beauty, warm Mediterranean climate and historic charm. Tours and excursions in and around Dubrovnik will be organised for accompanying persons during the symposium.

Contact information:

fib Croatian Member Group

Janka Rakuse 1, 10000 Zagreb, Croatia

Tel.: +385-1-46-39-329

Fax: +385-1-61-25-100

e-mail: fib-dubrovnik-2007@igh.hr

www.igh.hr/fig-dubrovnik-2007



BETONTECHNOLÓGIA SZAKMÉRNÖKI TANFOLYAM INDUL 2007. FEBRUÁRJÁBAN

A betontechnológia jelentősége nagyon megnövekedett az elmúlt időszakban egyrészt a betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása, stb.) miatt, másrészt a speciális igényeket kielégítő betonok megjelenése, harmadrészt az európai szabványok megjelenése miatt. Ennek megfelelően a betontechnológia óriási érdeklődésre tart számot. A diplomával záruló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyam megszervezése révén a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott érdekében minden cégnek kell legyen jó betontechnológusa.

A tanfolyamra való felvételhez egyetemi vagy főiskolai végzettség szükséges. Az egyetemi végzettségűek szakmérnöki, a főiskolai végzettségűek pedig főiskolai szakmérnöki oklevelet kapnak a sikeres államvizsga alapján. (Azok számára, akik nem műszaki egyetemi oklevéllel jelentkeznek a tanfolyamra, különbözeti vizsga is előírható.)

A tanfolyam célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetésméleti kérdések egészítik ki.

A 4+1 féléves képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten, így a jelöltnek a teljes képzés alatt csupán 12 hétig kell távol lennie a munkahelyétől (hétfő de. 10¹⁵-től csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben diplomamunkát kell készítenie.

Jelentkezését ezen lap visszaküldésével is fogadjuk a (1) 463-3450 faxszámon, ill. Sánta Gyuláné tanfolyam adminisztrátor várja érdeklődését a (1) 463-4068 telefonszámon vagy a titkars@eik.bme.hu e-mail-en.

-
- ☐ Jelentkezem a 2007. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.
- ☐ További információkat kérek a 2007. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamról.

Jelentkező olvasható neve:

Cégnév:

Dátum:

Telefon: Fax:

TÁJÉKOZTATÓ A 2006. SZEPTEMBER 13-15 KÖZÖTT BUDAPESTEN MEGRENDEZETT IABSE SZIMPÓZIUMRÓL

A szimpóziium témája „Responding to Tomorrow’s Challenges in Structural Engineering” volt, vagyis hogy milyen válaszok várhatók a szerkezetépítés területén napjaink kihívásaira.

Napjaink gyorsan változó világában a kihívások mindennapi életünk részévé váltak. Ez talán hatványozottan érvényes Magyarországra, 16 évvel a rendszerváltás, és két évvel az Európai Unióhoz való csatlakozás után. Ezért Budapestenél nem is lehetett volna jobb helyet találni ennek a szimpóziiumnak a megrendezésére.

Melyek napjainkban a mérnöki tevékenységgel kapcsolatos kihívások fő forrásai? Többek között ilyenek a globalizáció, vagy a közelmúlt politikai, szociális és gazdasági változásai nem csak Európában, hanem az egész világon. Nem felejtethetjük el az újabban előtérbe került kockázati forrásokat sem, mint a klímaváltozást, vagy a nemzetközi terrorizmust, amelyre a mérnöktársadalomnak is fel kell készülnie. További kihívásokat jelent a folyamatosan növekvő gépjárműforgalom, történelmi és természeti örökségeink megóvása és a jobb és biztonságosabb élet megteremtésének igénye. Ezeket az igényeket csak a technológiai fejlődés lehetőségeinek a mérnöki gyakorlatban való folyamatos kihasználásával elégíthetjük ki.

Ezen kihívások tudatában a Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesület (IABSE) 2004-ben a következő általános témakörökben hirdette meg a budapesti szimpóziiumát:

- új funkcionális igények,
 - jövőbeni várakozások,
 - új munkamódszerek,
 - új lehetőségek
- a híd- és szerkezetépítés területén.

A szimpóziium előkészítése során az előzőeken kívül előtérbe kerültek további témák is, amelyek speciális szekciók szervezését tették szükségessé. Ezek közül az egyik a szálerősítésű polimerekkel (FRP) foglalkozott. Ennek a szekciónak a szervezését Zhishen Wu, a japán Ibaraki Egyetem professzora koordinálta. Fontos téma volt az üvegszerkezetek alkalmazása a szerkezetépítésben. Ennek a szekciónak a szervezését Michel Crisinel, a lausanne-i EPFL egyetem tanára segítette. A Cseh Tudományos Akadémia professzora, Pavel Marek kezdeményezésére külön szekciót szerveztünk a szerkezetek megbízhatósági módszerrel való vizsgálatával kapcsolatban. Meg kell jegyezni, hogy a szimpóziium előkészítésében, szervezésében, Tudományos Bizottságában a *fi*b magyar tagozatának több tagja is közreműködött, és a tagozat tagjai közül többen tartottak előadásokat a különböző szekciókban.

Az első felhívásra a világ minden részéről, több mint 40 országból mintegy 400 absztrakt érkezett. A Tudományos Bizottság előzetesen 270-et fogadott el közlésre. Ezek közül végül 194 került a Szimpóziium végleges programjába, és 133-at előadás, 61-et pedig poszter formájában mutattak be.

A szimpóziium iránti - a szervezők számára örömteli – nagy érdeklődés következtében, a bemutatható tanulmányok korlátozott száma miatt, sajnos több neves szerző értékes absztraktját is el kellett utasítani. Ennek ellenére a nagyszámú közlésre elfogadott cikk miatt a végleges program rendkívül feszített volt, az előadások időtartamát minimálisra kellett korlátozni, és szokatlanul nagy volt a poszteren bemutatott tanulmányok száma. A sűrű program következtében minden szekciót egy úgynevezett vezér előadás nyitott meg. Ezen kívül négy bevezető előadás is elhangzott a szimpóziium témaköreiből neves, világszerte elismert előadóktól, Prof. Ted Galambostól, Prof. George Springertől, Prof. Mike Schlaichtól és Prof. Joost Walraventől.

Az elfogadott publikációkat 13 témakörbe csoportosítottuk, 8 témakör előadásait témakörönként 1-1 szekcióban, 5 témakör előadásait 2-2 szekcióban tartottuk meg. A bevezető előadásokat két szekcióban tartották. A 13 témakör a következő volt:

- szerkezetek felújítása, megerősítése,
- a funkcióváltozás hatása,
- a földrengés figyelembevétele,
- információs technológia a mérnöki tevékenységben,
- mérnöki innováció,
- szerkezetek monitorozása, felülvizsgálata,
- tartószerkezetek elmélete, méretezése,
- nagy teljesítőképességű anyagok alkalmazása,
- üvegszerkezetek,
- szálerősítésű polimerek alkalmazása,
- új szerkezetek, szerkezeti rendszerek,
- a megbízhatósági elmélet alkalmazása,
- a szerkezetépítés különleges kérdései.

Általánosságban megállapítható, hogy az előadások sokféle szerkezeti típussal foglalkoztak, de a legtöbbször említett szerkezetek a hidak voltak. A különböző szerkezeti anyagok széles skálája került szóba az előadásokban. Az anyagok tekintetében a klasszikustól – acél, vasbeton – az új anyagokon, mint üveg, FRP, nagy teljesítőképességű acél, beton alkalmazásán keresztül a megújuló anyagokig – fa, kompozitok – minden előfordult.

Az egyes szekciókban elhangzott előadások alapján a következő megállapításokat tehetjük.

A **Szerkezetek felújítása, megerősítése** szekcióban az előadások legnagyobb része természetesen a régi hidakkal, épületekkel és egyéb szerkezetekkel, pl. vasbeton silókkal foglalkozott. A cikkek jelentős része mutatott példákat arra, hogy a korszerű anyagokat, például a szálerősítésű polimereket, egyre gyakrabban alkalmazzák a szerkezetek megerősítésénél.

A **Funkcióváltozás hatása** című szekció elsősorban a folyamatosan növekvő gépjárműforgalom hatásait elemezte a szerkezetekre, elsősorban a hidakra vonatkozóan. Ezek mellett néhány újszerű ötlet is felmerült, például hogyan hasznosítható a vasúti úrszelvény feletti tér.

A **Földrengés hatása** szekcióban változatos témákat tárgyaltak a szerzők. Ezek közül elsősorban az újszerű

analitikus és kísérleti vizsgálatok eredményeit, a meglévő szerkezetek földrengésre való vizsgálatát, és ennek figyelembevételével való átalakítását, és földrengés esetén az építmények aktív és passzív védelmére vonatkozó eljárásokat érdemes megemlíteni.

Az **Információs technológia a mérnöki tevékenységben** című szekcióban az előadók tárgyalták az információs technológia szerepét és jövőbeni lehetőségeit a gyártmánykészítés, a szerkezettervezés és az építmények kivitelezésének területén.

A **Mérnöki innováció** szekció sok érdekes témával foglalkozott. Ezek közül kiemelkednek a nagynyílású hidak építésének új koncepciója, nagyméretű szerkezeti elemek előregyártása, új típusú kapcsolatok, például ragasztók alkalmazása, új talajjavító eljárások, új típusú könnyűszerkezetű épületek, hűtőtornyok újszerű szerkezeti rendszerei.

A **Szerkezetek monitorozása, felülvizsgálata** szekcióban hallhattunk előadásokat a szerkezetek állapotának felmérésére vonatkozó eljárások újszerű tendenciáiról a klasszikus vizsgálati módszerek ismertetése és gyakorlati alkalmazása mellett. Az előadások különböző szerkezetek vizsgálatával foglalkoztak a metróállomásoktól a magas házakig.

A **Tartószerkezetek elmélete, méretezése** volt a szimpózium legnépszerűbb, legtöbb (30) előadást és poszttert tartalmazó szekciója, amelyek a méretezési módszerek és alkalmazások széles skáláját ismertették. A legnépszerűbb témák a szerkezetek statikai és dinamikai vizsgálatának numerikus módszerei, különböző szerkezetek és szerkezeti elemek optimális méretezése, a szerkezettervezési módszerek fejlesztésére vonatkozó javaslatok, és különleges méretezési problémák voltak.

A **Nagy teljesítőképességű anyagok alkalmazása** című szekció foglalkozott a különleges tulajdonságú anyagok szerkezetépítési alkalmazásával. A legtöbb cikk a nagyszilárdságú acélok és betonok, a könnyűbetonok készítésének technológiáját és alkalmazását tárgyalta.

Az **Üvegszerkezetek** alkalmazása az épület-szerkezetknél régóta ismert, azonban teherviselő szerkezetként

való felhasználása nem régen kezdődött. Ez a szekció jó alkalmat nyújtott a teherviselő üveg-szerkezetek méretezési alapjainak és a fejlesztések aktuális irányzatainak megismerésére.

A **Szálerősítésű polimerek alkalmazása** című szekció az ilyen anyagokból készült szerkezetek analitikus és kísérleti vizsgálatával foglalkozott. Az előadások tárgyalták ezen anyagok alkalmazását a vasbetonszerkezetek megerősítésénél, a szalagok lehorgonyzásának problémáit, a kapcsolatok kialakítását, és szén-szál erősítésű polimerek alkalmazását kábelhidak építésénél.

Az **Új szerkezetek, szerkezeti rendszerek** szekciónak nagy hagyományai vannak az IABSE szimpóziumok történetében. Az itt bemutatott szerkezetek jelentős hányada már megépült, építés alatt álló, vagy tervezett híd volt, melyek közül említést érdemelnek a magyarországi Duna-hidak, egy előregyártott kompozit anyagú híd, a Gibraltári szoros felett tervezett híd, valamint több Japánban és Kínában épült híd.

A **Megbízhatósági módszer alkalmazása** az utóbbi időben került előtérbe a szerkezettervezésben. A szimpóziumon elhangzott előadások jelentős része a szimuláción alapuló megbízhatósági módszer – SBRA – alkalmazását tárgyalta e témakörben.

A **Szerkezetépítés különleges kérdései** című szekció több érdekes problémát tárgyalt. Az előadások foglalkoztak a különleges hatásokkal, pl. gázrobbanással, a szerkezetek robusztusságával, tűzhatásnak kitett szerkezetekkel, faszerkezetekkel, a klímaváltozás hatásaival és tönkrement szerkezetek esettanulmányával.

Összegezve, nagyon nehéz átfogóan ismertetni a szimpózium tudományos programjának szerteágazó témaköreinek teljes anyagát. Ez az ismertetés csak egy rövid áttekintést adhatott az elhangzottakról. Aki részletesen érdeklődik valamely szekció anyagáról megtalálja azt a szimpózium kiadványában.

Dr. Farkas György

a szimpózium Tudományos Bizottságának elnöke

VÉGH LAJOS PROFESSZOR 85 ÉVES



A világ számos országában ismert Végh Lajos (cseh névhasználatnál Prof. Ing. Ludevít Végh, DrSc), 1921. augusztus 26-án született Kassán. Iskoláit szülővárosában végezte. A háborús évek hányattatásai után 1945-ben a prágai ČVUT (mai nevén magyar fordításban Cseh Műszaki Egyetem) építőmérnöki karának hallgatója lett. Tanulmányait ott 1949-ben fejezte be. Közben egy féléves kurzust a Massachusetts Institute of

Technology egyetemen végzett.

Már hallgató korában oktatott egyetemén statikát és dinamikát.

Oklevele megszerzése után Ostravában egy nagy kohászati kombinát építésénél dolgozott. E munkáját építésvezetőként kezdte, és mint a nagyvállalat igazgatója fejezte be, sok sikerrel.

1953-ban K. Hruban professzor meghívta a ČVUT betonszerkezetek tanszékére, ahol részt vett a szakterület szinte valamennyi tárgyának oktatásában. Fokozatosan emelkedett a tudományos ranglétrán. Elnyerte a kandidátusi (PhD) fokozatot, majd megvédte habilitációs értekezését. 1964-ben nevezték ki docenssé. 1973-ban megalapította egyetemének betontechnológiai és szerkezeti laboratóriumát, amelynek vezetője lett.

Japánban töltött fél év után öt évet dolgozott UNESCO-megbízás alapján vendégprofesszorként Indiában, ill. Törökországban. A tudomány doktora fokozat elnyerése után alma materében is kinevezték egyetemi tanárrá.

Hosszú oldalak kellenének Végh Lajos számos témában írt tudományos munkáinak felsorolására. Hat szakkönyv és 11 egyetemi jegyzet szerzője. Változatos nyelveken mintegy 230 cikket publikált. Megjelentek dolgozatai a VASBETONÉPÍTÉS hasábjain is. Nyolc szabadalmát hasznosították.

Nehéz e rövid méltatásban áttekinteni Végh professzor nemzetközi aktivitását. 1972. óta tevékeny tagja az IASS-nek, hét éve az

általa alapított 18., környezetbarát szerkezetekkel foglalkozó munkacsoport vezetője, a cseh nemzeti bizottság elnöke. Az említett IASS WG18 vezetőjeként hat szemináriumot szervezett, s szerkesztette ezek kiadványait jelen méltatás csehországi szerzőjével szoros együttműködésben. Küszöbön áll a környezetbarát szerkezetekről szóló könyv kiadása, amelynek írásában az ő vezetésével cseh, magyar és több más országból való szakember is részt vesz. 1978 óta a C&CA egyesülés (Anglia) külső tagja, a IUAPPA (nemzetközi környezetvédelmi szervezet) örökös csehországi tiszteletbeli elnöke. Ezeknek a szervezeteknek, valamint a IABSE, FIP, IUTAM, RILEM és más nemzetközi egyesületeknek a rendezvényein aktívan vett részt. Sok országban tartott előadásokat az általa magas szinten beszélt öt nyelven (meg kell jegyezni, hogy további négy nyelven is olvas, ill. megérteti magát.)

Végh professzor számos alkalommal járt az elmúlt 50 évben Magyarországon, és magyar anyanyelvén ismertette munkája eredményeit. Sokat tett a Prágába látogató magyar ösztöndíjasok, vendégek érdekében, és segítette cseh munkatársait abban, hogy magyarországi tanulmányutakon és szakmai konferenciákon vegyenek részt. Fáradhatatlan volt abban, hogy magyar szakemberek is bekapcsolódjanak az általa vezetett nemzetközi munkacsoport tevékenységébe. Töretlen munkabírására jellemző, hogy ebben az évben is öt publikációja jelent meg, ill. van sajtó alatt különféle nyelveken.

Végh professzor számos elismerésben részesült Csehországban és külföldön, Magyarországon is.

A Cseh Köztársaság szakmai szervezetei mellett a *fib* Magyar Tagozata tisztelettel és őszinte csodálattal köszönti a 85 évesen friss aktivitással dolgozó Végh Lajos professzort. Jó erőt, egészséget kívánunk a további gyümölcsöző együttműködés reményében.

Jaroslav Novák - Tassi Géza

MISTÉTH ENDRE 1912-2006



A Budapesti m. kir. József Nádor Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem 1934/35 tanévi Évkönyve 178. oldalán 60. sorszám alatt olvashatjuk, hogy Mistéth Endre, aki 1912-ben Buziásfürdön született, a Mérnöki Osztályon 58/1935 számmal oklevelet szerzett. Ezzel a momentummal kezdődött az az életpálya, amely az építőmérnöki szakterület széles körében páratlanul magasra ívelt. Nagyon sokan vagyunk hazánkban, akikről ha megkérdezték, kit tartunk a legnagyobb élő magyar mérnöknek, eltávozásáig, 2006. július 12-ig gondolkodás nélkül azt feleltük volna, hogy Mistéth Endrét.

A tehetséges fiatal mérnök a Ganz-gyár vagonyszerkezeti osztályán kezdett dolgozni, s tevékenységét 1936-ban a Közegészségügyi Intézet mérnöki osztályán folytatta, majd 1937-38-ban a Kereskedelem- és Közlekedésügyi Minisztérium hídosztályán végzett színvonalas mérnöki munkát. Ezt követően magánmérnöki tevékenységet folytatott, s emellett bekapcsolódott az oktató munkába is. 1940-46-ig mint tanársegéd, ill. c. adjunktus tanított a Műegyetem I. sz. Hídepítéstani Tanszékén. Akkori tanítványai felsőfokon nyilatkoztak a fiatal mérnök-oktató műszaki felkészültségéről és pedagógiai érzékéről.

Mistéth Endre a háború éveiben nyíltan kimutatta demokratikus érzelmét, és az 1944. évi hitleri megszállás után csatlakozott az ellenállási mozgalomhoz. 1945-ben a Független Kisgazdapárt égisze alatt iparügyi államtitkári megbízatást vállalt, ezután újjáépítési, majd építés- és közmunkaügyi miniszterré nevezték ki az FKGP-vezette kormányban.

Társadalmi jelentőségű munkája mellett erre az időszakra esik az az alkotása, amely a háború és a német megszállás esztelen rombolásai után az első gyógyírt jelentette a fővárosnak. Ő volt a Kossuth-híd acélszerkezeteinek tervezője és az egész létesítmény egyik spiritus rectora. A szinte a semmiből varázsolt Kossuth híd túlzás nélkül az életet jelentette. Az 1946. januári jégzajláskor a háborús provizóriumokat nem lehetett használni, amikor a Kossuth híd megteremtette Pest és Buda kapcsolatát, és szolgálta azt több mint másfél évtizeden át. Méltó lenne Mistéth Endre nevét szerepeltetni a Kossuth-híd emléket megőrkítő Duna-parti reliefeken.

1947-ben letartóztatták és politikai perben igaztalanul nyolcévi szabadságvesztésre ítélték. Mistéth Endrére jellemző, hogy a börtönben is korrekt mérnöki munkát végzett, Madách szavaival élve „a borsón is szepet álmodott”.

1955. évi szabadulása után az Uvaterv Hídirodáján végzett tervező munkát, később mint a Híd IV. osztály vezetője. Számos jelentős acél- és vasbetonszerkezet valósult meg munkája nyomán. Irányításával készült az első hazai, nagy sorozatban gyártott és évtizedeken át széles körben alkalmazott előfeszített vasbeton, FT-jelű hídgerenda-család terve. Több mint 300 változatos, egyedi tervezésű létesítmény fűződik nevéhez. Ezek között számos exportmunka szerepel, így a helwani híd Egyiptomban, az Orontes völgyhíd Szíriában, a Garmat Ali híd Irakban, a máramarosi Tisza híd. Meghatározó szerepe volt az új budapesti Erzsébet híd tervezését végző mérnökök sorában.

1962-ben munkahelyet változtatott. A Víziterv irodavezető főmérnöke, majd szakági főmérnöke lett. Jelentős szerepe volt már korábban a Kiskörei vízlépcső szerkezeteinek létrehozásában, majd

a Bös-Nagymaros létesítményhez fűződő számos sarkalatos elméleti és gyakorlati kérdés megoldásában. Sokan mondták, hogy nagy vízügyi létesítmények tervezésének minden fázisában előnyös lett volna Mistéth Endre megalapozott, bölcs műszaki-gazdasági véleményét figyelembe venni.

1978-ban de jure nyugalomba vonult. Fáradhatatlanul, fokozott intenzitással folytatta azonban tudományos tevékenységét. Tervezői tapasztalata, matematikai tudása, éles logikája szinte predesztinálta arra, hogy a mérnöki szerkezetek valószínűség-elméleti alapokon nyugvó méretezésének apostola legyen. E téren, határainkon is túlnyúló érdemekkel iskolát teremtett. Sokoldalúan járult hozzá a méretezéselmélet gyakorlati alkalmazásához, nem utolsósorban a szabványalkotás terén. Évtizedeken át működött együtt a téma más kiváló művelőivel, és sokat tett azért, hogy a magyar előírások az európai szabványoknak mintegy gyökerei legyenek. Az MTA Elméleti és Alkalmazott Mechanikai Bizottsága tagjaként elnöke volt a méretezéselméleti albizottságnak, s tagja volt a vizsgázdalkodás-tudományi bizottságnak is.

Tudományos munkájának eredményeit sok tucat magyar, ill. idegen nyelven megjelent cikke örökíti meg. A *fib* Magyar Tagozatát is megtisztelte azzal, hogy lapunkban publikált. Iskolateremtő munkájának magas színvonalú összefoglaló műve az Akadémiai Kiadónál 2001-ben megjelent *Méretezéselmélet* c. könyve.

Az egyetemi oktatással való kapcsolata a kényszerű megszakítás idején kívül mindig megvolt. A BME szakmérnöki és továbbképző intézeti tanfolyamain tartott előadásai sokban járultak hozzá a kurzusok sikeréhez. Egyetemi tankönyvek, jegyzetek lektorálásával, tapasztalatainak átadásával is segítette az oktatás színvonalának emelését. Vizsga- és bírálóbizottsági tagságaira az igényesség és a segítő készség egyaránt jellemző volt.

Kutatási eredményei tudományos értekezéseiben is megmutatkoztak. 1963-ban az ÉKME műszaki doktorrá avatta, 1969-ben védte meg kandidátusi értekezését, és 1978-ban nyerte el a Magyar Tudományos Akadémián a műszaki tudomány doktora tudományos fokozatot. 1983-ban a BME Építőmérnöki Kara c. egyetemi tanárrá fogadta.

Kimagasló mérnöki és tudományos tevékenységével felmérhetetlen érdemeket szerzett. Ezeknek az elismeréseként kapta 1991-ben az Akadémiai Díjat, 1992-ben a Magyar Köztársasági Érdemrendet, 1995-ben Eötvös József-koszorút, 1996-ban – a régen megérdemelt – Széchenyi-díjat.

Mistéth Endre személyiségéről kivételesen magas szintű tervező, építő, szervező, oktató és tudományos munkája mellett meg kell említenünk felbecsülhetetlen emberi értékeit. Szerény, mindig segítőkész, szigorúan és igazságosan ítélő, irigységet, szakmai féltékenységet nem ismerő, kedves, nemes humorú embernek ismerhettük meg. Róla elmondhatjuk, hogy az őt ért méltatlanságok „köveit” a fáradhatatlanul végzett, kiemelkedő értékű alkotó munka „kenyerével dobta vissza”.

Emlékeztetésekre maradnak a részvételével tartott szakmai tanácskozások, az otthonában, nyaralójában, bel- és külföldi kiküldetések alkalmával folytatott beszélgetések. Mindenki gazdagodott, aki bölcsességének, emberségének áldásaiban részesülhetett.

A *fib* Magyar Tagozata tisztelettel hajt fejet Mistéth Endre életműve előtt. Emlékét őrizzük, munkásságát példaként állítjuk az új mérnöknemzedékek elé.

Tassi Géza

**Megrendelem a negyedévente megjelenő
VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.**

NÉV:

CÍM:

TEL.: FAX:

A NYOMTATOTT FOLYÓIRAT

ELŐFIZETÉSI DÍJ: 2006. ÉVRE: 4400 FT + 5% ÁFA ☐

B INTERNET ELÉRÉS

ELŐFIZETÉSI DÍJ 2006. ÉVRE: 5000 FT + 5% ÁFA ☐

AZ ELÉRÉSHEZ SZÜKSÉGES KÓDSZÁM MEGKÜLDÉSÉHEZ
KÉRJÜK AZ ELŐFIZETŐ E-MAIL CÍMÉNEK MEGADÁSÁT

FIZETÉSI MÓD (A MEGFELELŐ VÁLASZT KÉRJÜK JELÖLJE BE):

☐ ÁTUTALOM A FIB MAGYAR TAGOZAT
(CÍME: 1111 BUDAPEST, BERTALAN LAJOS U. 2.)
10560000-29423501-01010303 SZÁMÚ SZÁMLÁJÁRA.

☐ SZÁMLÁT KÉREK ELJUTTATNI A FENTI CÍMRE

☐ KÉREM AZ ALÁBBI HITELKÁRTYÁRÓL KIEGYENLÍTENI:

KÁRTYASZÁM: KÁRTYA TÍPUSA:

KÁRTYA ÉRVÉNYESSÉGE: ÁTUTALT ÖSSZEG:

DÁTUM: ALÁÍRÁS:

**A MEGRENDELŐLAPOT KITÖLTÉS UTÁN KÉRJÜK
VISSZAKÜLDENI A SZERKESZTŐSÉG CÍMÉRE:**

VASBETONÉPÍTÉS FOLYÓIRAT SZERKESZTŐSÉGE
c/o BME ÉPÍTŐANYAGOK ÉS MÉRNÖKGEOLÓGIAI TANSZÉK
1111 BUDAPEST, MÚEGYETEM RKP. 3.
TELEFON: 463-4068 FAX: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

BETON *PLASZTIKA* Kft.

H-1138 Budapest, Karikás Frigyes u.230. Levélcím: H-2040 Budaörs, Pf. 56.

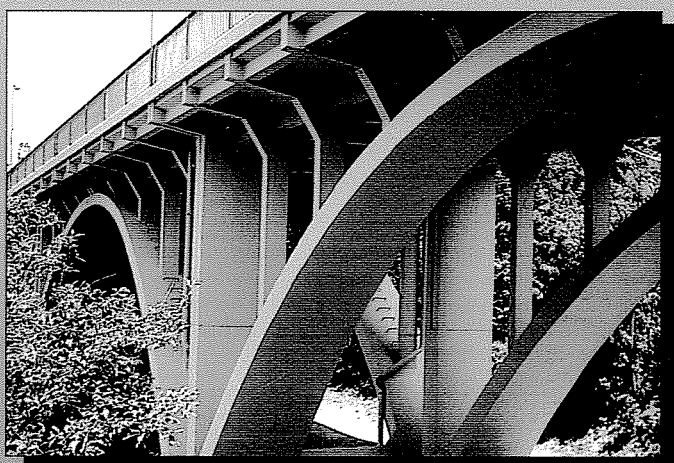
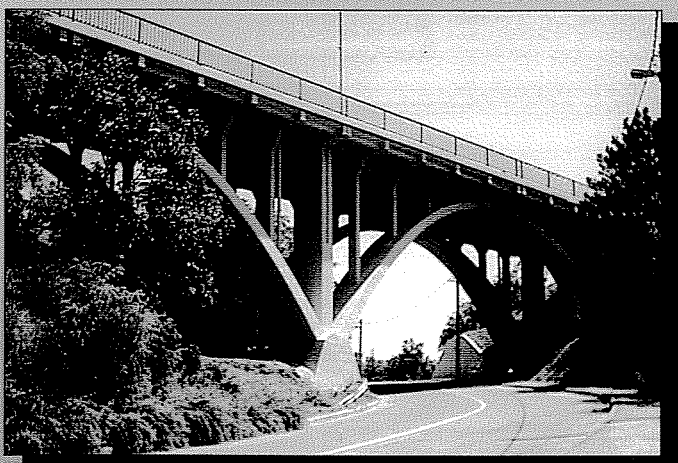
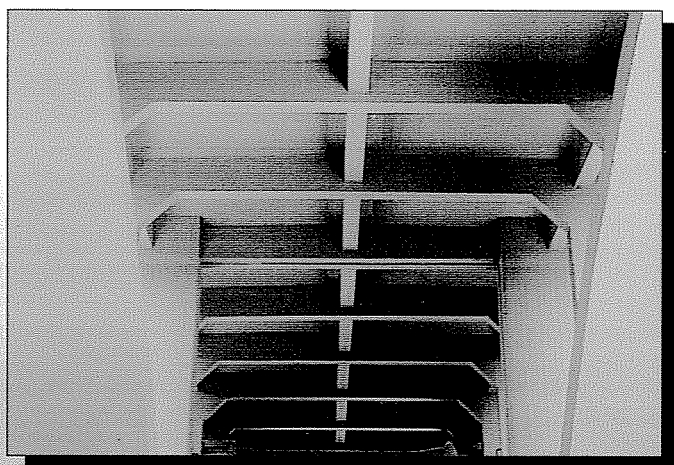
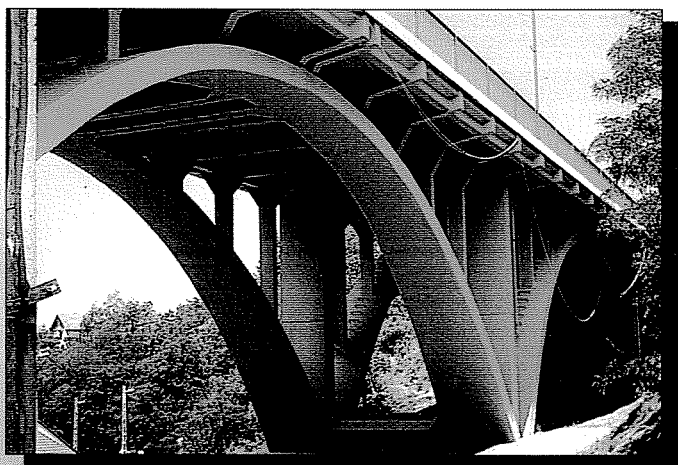
Telefon: 23/420-066, 23/500-536 Fax: 23/420-007

e-mail: betonplasztika@mail.datanet.hu

CÉGÜNK TEVÉKENYSÉGI KÖRE A KÖVETKEZŐKRE TERJED KI:

ÚJ HÍDSZERKEZETEK ÉPÍTÉSE, HÍDFELÚJÍTÁS, INJEKTÁLÁS, LŐTT BETON KÉSZÍTÉS,
SÓVÉDELMI BEVONATOK KÉSZÍTÉSE, RÉGI HIDAK BONTÁSA, MAGASÉPÍTÉSI SZERKEZETEK
REHABILITÁCIÓJA, DILATÁCIÓK BEÉPÍTÉSE, VALAMINT IPARI PADLÓK KÉSZÍTÉSE.

IDEI MUNKÁKBÓL A VESZPRÉMI SZENT ISTVÁN VÖLGYHÍD KÉT KIS ÍVÉNEK FELÚJÍTÁSÁT
EMELNÉNK KI AZ ALÁBBI KÉPEKKEL ILLUSZTRÁLVA.





Szilárd, megbízható alapokon.

Holcim
Alap a jövőhöz

Cement

Holcim
Anyag a tervekhez

Beton

Holcim Hungária Zrt.
www.holcim.hu

Igazgatóság
H-1037 Budapest,
Montevideo utca 2/c.
1396 Budapest, Pf.: 458
Tel.: +36 1 398 60 00
Fax: +36 1 398 60 13

Hejőcsabai Cementgyár
H-3508 Miskolc,
Fogarasi u. 6.
3501 Miskolc, Pf.: 21
Tel.: +36 46 561 600
Fax: +36 46 561 601

Lábatlani Cementgyár
H-2541 Lábatlan,
Rákóczi út 60.
2541 Lábatlan, Pf.: 17
Tel.: +36 33 542 600
Fax: +36 33 461 953