

# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**

Dr. Kovács Béla

## A „TARTÓK 2000” konferencia elé

34

Dr. Lenkei Péter

## Az európai tartószerkezeti szabványok és nemzeti alkalmazási dokumentumaik

35

Dr. habil Jankó László

## A beton kúszásának hatása az igénybevételekre I.

38

Dr. Balázs L. György – Borosnyói Adorján

## Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben

45

Mihalek Tamás – Wellner Péter

## A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjai 3. A völgyhidak tervezése

53

## Palotás László-díj alapítása

61

## Személyi hírek

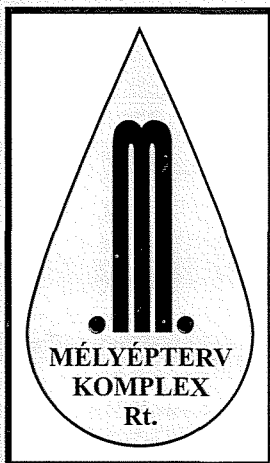
62

## A „TARTÓK 2000” konferencia programja

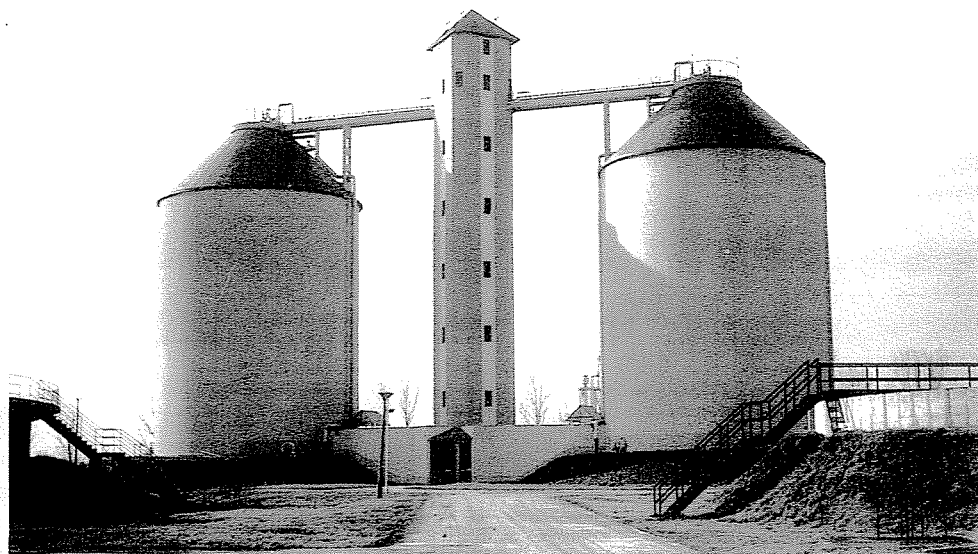
63

# 2000/2

II. ÉVFOLYAM 2. SZÁM



**H-1012 Budapest, Várkok u. 14.**  
Tel: (36-1) 214-0380  
E-mail: melyepterv@mail.mtav.hu  
Fax: 357-4616



**A debreceni szennyvíztisztító telep 2x4500 m<sup>3</sup>-es utófeszített vasbeton iszaprohasztói**

A nagymúltú MÉLYÉPTERV állami vállalat szakemberei hozták létre 1992-ben az új – kizárólag személyi magántulajdonú – Társaságot, mely azóta folyamatosan 70 fő állandó alkalmazottat foglalkoztat. A mélyépítési ágazatban, elsősorban a víziközművekhez kapcsolódó szakterületeken – vízellátás, csatornázás, víz- és szennyvíztisztítás, ipari vízgazdálkodás – végez komplex tervezői, szakértői tevékenységet. A közműves, technológus, gépész, villamos, építész és szerkezeti szakemberek munkáját az egész ország területén fémjelzik a különböző kapacitású szennyvíztisztító telepek, ipari létesítmények, uszodák-fürdők és a különleges mérnöki műtárgyak.

**A Széchenyi uszoda felújított úszómedencéi**



**Főszerkesztő:**

Dr. Balázs L. György

**Szerkesztő:**

Dr. Bódi István

**Szerkesztőbizottság:**

Beluzsár János

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

**Lektorai testület:**

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Garay Lajos

Dr. Kármán Tamás

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Tráger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kapnak.)

Alapító: a fib Magyar Tagozata

Kiadó: a fib Magyar Tagozata

(fib = Nemzetközi Betonszövetség)

**Szerkesztőség:**

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

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

Nyomdai előkészítés és nyomtatás:

RONÓ Bt.

Egy példány ára: 750 Ft

Előfizetési díj egy évre: 3000Ft

A folyóirat megjelenik

évente 5 alkalommal

(4 magyar és 1 angol nyelvű szám)

Megjelenik 1000 példányban

© a fib Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

**Hirdetések:**

Külső borító: 100 000 Ft,

belső borító: 80 000 Ft.

Hirdetések felelőse:

Telekiné Kírályföldi Antónia

**Címlapfotó:**

A magyar-szlovén vasútvonal  
völgyhídjai építés közben

# TARTALOMJEGYZÉK

- 34** Dr. Kovács Béla  
**A „TARTÓK 2000” konferencia elé**
- 35** Dr. Lenkei Péter  
**Az európai tartószerkezeti szabványok és nemzeti alkalmazási dokumentumaik**
- 38** Dr. habil Jankó László  
**A beton kúszásának hatása az igénybevételekre I.**
- 45** Dr. Balázs L. György – Borosnyói Adorján  
**Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben**
- 53** Mihalek Tamás – Wellner Péter  
**A magyar-szlovén vasútvonal völgyhídjai**  
**3. A völgyhidak tervezése**
- 61** Palotás László-díj alapítása
- 62** Személyi hírek  
**Dr. Ujhelyi János 75 éves**  
**Külföldön élő nagy öregjeink**  
**Henry Nagy – PCI méltatás fordítása**
- 63** Személyi hírek  
**Dr. Füzy Jenő 70 éves**  
**„Alagút- és mélyépítő szakmai napok” felhívása**
- 64** **A „TARTÓK 2000” konferencia programja**

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,  
Királyföldi Lajosné, HÍDÉPÍTŐ Rt., MAGYAR ASZFALT Kft. MÁV Rt.,  
MSC Magyar SCETAUROUTE Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,  
Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt., Pont-TERV Rt., UVATERV Rt.,  
MÉLYÉPTERV KOMPLEX Mérnöki Rt., Peristyl Kft., Techno-Wato Kft.,  
CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., STABIL PLAN Kft., UNION PLAN Kft.,  
BVM Épelem Kft., BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke,  
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke



2000 május 25-26-án az Építéstudományi Egyesület Tartószerkezeti Szakosztálya és a *fib* Magyar Tagozata konferenciát rendez a fenti kifejező cím alatt. Szakmabelieknek a cím önmagáért beszél, egy kicsit talán régmúlt idők hangulatát is felébreszti benne (stressz, K épület, öl-

töny, index a kézben stb.). Avatatlan laikusok már nem biztos, hogy felismerik, melyik szakmáról van itt szó. Az utca ember általában kétféle szituációban találkozik statikussal: ha perli ingatlanának kivitelezőjét, vagy, ha katasztrófáról tudósít a televízió. Ez az általunk nagyrabecsült tudomány és szakma mindig is a háttérben működött, ez nem is lehet másként. Egy olyan mesterség, amely a mozgást nemkívánatos határállapotnak tekinti, általában nem szolgál sztárokkal a nagyközönségnek, talán az egyetlen Eiffel Gusztáv kivételével. Vannak kollégák, akik ezen az igazságtalan helyzeten változtatni akarnak, valljuk be, kevés eséllyel.

Statikus, tartószerkezet tervező, konstruktőr, hidász (!) – ezek rokonértelmű szavak, némi jelentésbeli eltéréssel. A szakma a vasszerkezetgyártóktól a műemlékspecialistákig átfogja az épített világot és valahol ennek közepén foglalnak helyet a vasbetontervezők és –építők. Ezért tartja az ÉTE Tartószerkezeti Szakosztálya szakmailag messzmenően indokoltnak a *fib* megtisztelő ajánlatát a rendezésben való egyenrangú részvételre. A Szakosztály – az ÉTE Előregyártási Szakosztályával együtt – ezzel a régi adósságát rendezzi, hiszen a tervezett rendezvény kb. 40 évre visszatekintve a hatodik, miközben az utolsó ilyen esemény óta 14 év telt el. A konferencia meghirdetett célja:

*„A magas-és mélyépítési tartószerkezetek tervezésével, kivitelezésével, műszaki fejlesztésével kapcsolatos helyzetelemzés, kiemelkedő alkotások bemutatása. Eszmecsere a szerkezetépítő szakma jövőjéről.”*

Van miről eszmét cserélni. El lehet mondani, hogy az utolsó konferencia óta az építőiparban általában és így a szerkezetépítésben is minden megváltozott. Gondoljunk például a technikai környezetre. A számítások, dokumentációk automa-

tizált előállítására, az elektronikus levelezésre. Kezdetben úgy tűnt, hogy a számítástechnikával eljött az aranykor, az AXIS majd forog és az alkotó pihen. Csakhogy a megrendelői piac nem hagy extraprofitot a mérnöknek, igényt tart rá, azzal, hogy meg többszörözi az elvárt szolgáltatásokat és leszorítja a határidőt. A rohamtempóban végzett automatizált tervezésben csökken az élő tervezői kontroll lehetősége, sérül a minőség és a biztonság.

Hasonlóképpen diktál a magas technika („high tech”) a kivitelezésben is, a számtalan új gyártmány, anyag, szerkezet és munkagép kínálata révén, ami esetenként szigorú peremfeltételt jelent a szerkezettervező és –építő számára. Új és lényegi fejlemény a komplex műszaki folyamatok üzleti alapon történő szétbontása, ennek visszahatása a színvonalra. Gyakorló, a piaci versenyben helytállni kényszerülő tervezők, kivitelezők, vagy éppen szakértők a megmondhatóinak, hogy sok esetben a befektetői igényektől vezérelt üzleti feltételek miatt hogyan kerülnek szembe a műszaki ésszerűséggel.

Nő a súlya a szakmai környezetnek nevezett szakterületeknek, értve ezalatt a szabványokat, a minőségbiztosítást, a sorozattermékek forgalmazását és engedélyezését. Az így leírható helyzetet érzékelve úgy állítottuk össze az egyes szekciók témakörét, hogy a hagyományosan feladat-centrikus ismeretetések mellett átfogóbb jellegű, a szakmai struktúra és környezet kérdéseivel foglalkozó előadások is napirendre kerüljenek. Érdeklődéssel várjuk emellett a napjainkban megvalósult kiemelkedő jelentőségű, vagy különleges létesítményeiről szóló ismertetéseket.

Mindent összevéve tartalmas és hasznos rendezvényre számítunk. Reméljük, hogy e lap olvasói is nagy számban vesznek részt a konferencián, vagy legalábbis figyelemmel kísérik annak eseményeit.

Budapest, 2000. április 27.

Dr. Kovács Béla  
osztályvezető  
ÉMI Rt.

# AZ EURÓPAI TARTÓSZERKEZETI SZABVÁNYOK ÉS NEMZETI ALKALMAZÁSI DOKUMENTUMAIK



Dr. Lenkei Péter

*A cikk áttekinti az európai közös tartó szerkezeti, elsősorban betonszerkezeti szabványok kialakításának szükségességét, helyzetét és ennek hazai aktualitását a magyar EU csatlakozás kapcsán. Az európai tartó szerkezeti szabványosítás előzményei után az Eurocode-ok (EC) Európai Előszabvány (ENV) formában való kidolgozásának folyamatát és a végleges Európai Szabványok (EN) kidolgozásának jelenlegi helyzetét ismerteti. A továbbiakban a cikk a Nemzeti Alkalmazási Dokumentumok (NAD) céljait és feladatait részletezi, majd vázlatosan ismerteti az MSz-ENV-k közzétételének és az ehhez tartozó NAD-ok kidolgozásának állását, a hazai alkalmazásokat. Végül a cikk javaslatokat fogalmaz meg a szükséges feladatokról a szabványosításban, az oktatásban, a kutatás-fejlesztésben és természetesen a gyakorlati alkalmazásban.*

**Kulcsszavak:** tartó szerkezeti szabványok, európai szabványok, nemzeti alkalmazási dokumentumok

## 1. MIÉRT VAN SZÜKSÉG EURÓPAI KÖZÖS SZABVÁNYOKRA?

Az Európai Unió (EU) egyik legfontosabb alapelve a termék és a szolgáltatások (beleértve a munkaeerőt is) szabad áramlása. Ennek egyik fontos eszköze az EU minden országában érvényes harmonizált szabványrendszer kialakítása.

A Magyar Köztársaság csatlakozása az EU-hoz feltételezi a jogrendszer harmonizációját, amelynek része az európai közös szabványok rendszerének elfogadása. Ennek a szabványrendszernek pedig lényeges elemét képezik a tartó szerkezeti szabványok. Nem valószínű hogy ezen a területen deregulációt, azaz a bevezetés elhalasztását érdemes volna erőltetni, hiszen ennél sokkal nagyobb anyagi konzekvenciákkal járó területekre, pl. környezetvédelemre kell kérni az EU előírások alóli ideiglenes felmentést.

Melyek azok a szabványok amelyek a tartó szerkezeteket, ezen belül a betonanyagú szerkezeteket érintik? Ezek nagyon sokrétűek; a legfontosabbak a következők:

- a termékszabványok (cement, beton, betonacél, feszítőhuzal, stb.)
- a szolgáltatások szabványai (kivitelezési, tervezési, vizsgálati, stb.)
- a minőségbiztosítási szabványok (minőségellenőrzés, megfelelőség feltételei, stb.)
- a környezetvédelmi szabványok (alapanyag bányászat, gyártási technológiák, épített környezet, stb.)

Az egységes európai szabványok biztosítják, ill. biztosíthatják, hogy azonos „nyelven” beszéljünk, hogy azonos követelményeket kelljen teljesíteni, hogy azonos elvek alapján végezzük a tartó szerkezetek tervezését, vizsgálatát egész Európában. Egyben ez kiterjeszti a nemzeti határok átlépésének lehetőségét a szerkezettervezők, az anyag- és szerkezetgyártók és a kivitelezők számára egyaránt. Hangsúlyozom, csak a lehetőségét!

## 2. AZ EURÓPAI TARTÓSZERKEZETI SZABVÁNYOSÍTÁS HELYZETE

Az európai szabványosítás helyzete természetesen nem vizsgálható az előzmények rövid történeti áttekintése nélkül.

### 2.1 A szabványok kialakulása

Az emberi társadalom az őskortól kezdve az emberi tevékenységekre iratlan szabályokat alkotott, amelyek a kreativitáson és a tapasztalatokon alapultak és ezért követendő példaként szolgáltak, ezzel biztosították az emberi közösségek létezésének egyes feltételeit.

Ez a kettősség, a kreativitás és a tapasztalok felhasználása, valamint az emberi közösség érdekeinek biztosítása ma is érvényes és működik. Mi volt és mi ma is az emberi közösségek érdeke? Az, hogy biztonságos, gazdaságos és környezetkímélő legyen az emberi tevékenység minden fajtája, így az építési tevékenység is.

Ezeket biztosítják a kötelező törvények vagy az ajánlott előírások, amelyek közül sokat ma szabványoknak nevezünk. Talán az első ilyen az építésre vonatkozó írott „szabvány” Hammurabi babilóniai uralkodó közel 4000 éves törvénykönyvének 228-233 számú hat paragrafusa volt amely az épület áráról (gazdaságosság) és a tönkremenetelnek az építőt érintő felelősségéről (biztonság) szólt. Ismeretesek egyes görög-római építési előírások is, amelyek betartása esetén az építő nem volt felelős az épületben keletkezett kárért.

A „modern” időkben, a 19. század végén, a 20. század elején minden fejlett országban kialakultak a tartó szerkezeti szabványok, amelyeknek szilárd elvi alapja a megengedett feszültségeken és következképpen az egységes biztonsági tényezők rendszerén nyugodott.

Az elmúlt (?) 20. század huszas éveitől kezdve a rugalmasságtól eltérő anyagmodellek kidolgozásával (Kazinczy 1914, Gvozgyev 1938 és mások) és a valószínűségszámítás ipari alkalmazásainak kidolgozásával (az építés területén Mayer 1926 és mások) lehetővé vált egy olyan tartó szerkezet-méretezési rendszer kialakítása, amely az ötvenes évektől kezdve megérett arra, hogy a tartó szerkezeti szabványok új elvi alapjait képezze. Ez közismerten a határállapotok módszerét, az osztott biztonsági tényezők rendszerét és az utóbbiak félvalószínűségi meghatározását jelentette. Fokozatosan egyre több ország tartó szerkezeti szabványai tértek át ezekre az elvekre. Magyarország ezen a területen úttörőnek tekinthető (Gábor, Menyhárd és Rózsa, 1951).

A nemzetközi szabványosításban először 1960-ban a CEB, majd a CEB és a FIP közösen vállalták, hogy a szakma által nemzetközileg is elfogadott ajánlásokat dolgozzanak ki. Ezek

voltak a Model Code-ok, amelyek az ISO (a Nemzetközi Szabványosítási Szervezet) tartószervezeti szabványainak, a negyedik kiadás, az MC 90 (1992) pedig a közös európai tartószervezeti szabványok alapjait képezték.

Ezek a Model Code-ok nemcsak a beton, vasbeton és feszített beton szerkezetekre vonatkoztak, hanem tisztázták és részletezték a méretezési eljárások fentemlített alapjait és azok alkalmazását is.

## 2.2 Az Eurocode-ok kidolgozása

Az Eurocode-ok lényegesen különböztek a megszokott termékeket vagy technológiai folyamatokat szabályozó előírásoktól, szabványoktól. Ez a különbség jelentkezett abban, hogy az EC-ok a bonyolult tervezési folyamat végrehajtását részletesen szabályozták, alternatívákat is tartalmaztak és így a végtérkép, a tartószervezet kialakítása a tervezők egyéni elképzelései szerint különböző is lehetett azzal a feltétellel, hogy a szerkezet teljesítőképessége (teherbírása, használhatósága, stb.) megfelelő biztonsággal garantált.

A szokásos európai szabványoktól való eltérés miatt az EC-ok kidolgozása először egy külön erre a célra létrehozott szervezet kezébe került, majd később ez beolvadt az Európai Szabványosítási Szervezetbe (CEN). A CEN-be való beolvadást nemcsak a szervezet egyszerűsítési indokolta, hanem az is, hogy így egyszerűbb volt a koordinálás a tartószervezeti EC-k és a tartószervezetek előállításához szükséges termékek és technológiai folyamatok szabványai között.

A CEN munkaszervei a Műszaki Bizottságok (TC) és azok Albizottságai (SC). A CEN 250 számú Műszaki Bizottsága (TC 250) a tartószervezeti szabványosításért, és ennek 2 számú Albizottsága (SC 2) a beton anyagú szerkezetek szabványainak kidolgozásáért felelős.

Miben nyilvánul meg a TC 250 vezető szerepe? Elsősorban az általános elvek meghatározásában, az EC-ok egységességének biztosításában, az átfedések kiküszöbölésében, a feladatok sorrendjének és határidőinek meghatározásában.

A szabványok kidolgozása, a vonatkozó más jellegű szabványokkal való egyeztetés az SC-kben folyik. Itt a tagokat a nemzeti szabványosítási szervezetek delegálják esetenként saját személyzetükből, de általában inkább a szakterület szakértőiből. Delegálhat minden CEN tagország szabványosítási szervezete. Sajnos a Magyar Köztársaság még nem tag, így szakértőink csak tanácskozási joggal tudnak részt venni a munkaszervek tevékenységében.

Mi a munkamódszere az albizottságoknak? Támaszkodva a nemzeti és nemzetközi K+F eredményekre, az előző szabványokkal szerzett tapasztalatokra, a nemzetközi szakmai szervezetek ajánlásaira, egy kisebb szerkesztőbizottság dolgozza ki a szabványok szöveg-tervezeteit. Először egy európai előszabvány (ENV) szövegtervezetének kidolgozására volt szükség. Általában az első szövegtervezet albizottsági megvitatása után még további szövegtervezetek kidolgozására és megvitatására is sor kerül(het). Ha az albizottság úgy dönt, hogy egy (elő)szabvány szövegtervezete alkalmas a széleskörű megvitatásra, akkor azt szétküldik a nemzeti szabványügyi szervezeteknek, amelyek begyűjtik a szakmai észrevételeket. Ez a megvitatási időszak több hónapig is tarthat, ami lehetővé teszi összehasonlító és próbaszámítások elvégzését. Az ilyen megvitatás terjedelmére jellemző, hogy a betonanyagú szerkezetek előszabványának első megvitatásakor kb. 6000 észrevétel érkezett, a második javaslat megvitatásakor pedig kb. 3000. A jóváhagyott előszabványból egy éves kipróbálási időszak után lehet végleges EC szabvány javaslatot készíteni.

A megvitatás és kipróbálás eredményeinek figyelembevételével kidolgozott szabványok jóváhagyása az egymást követő hierarchikus szinteken (SC→TC→CEN) nyílt szavazással többségi döntéssel történik. Azonban minden szinten törekszenek kompromisszumok árán az egyhangú, vagy közel egyhangú döntésre.

Természetesen egy ilyen folyamat nemcsak hosszú, hanem az ütköző véleményeket feloldó kompromisszumok a szabvány terjedelmének növekedéséhez vezetnek, pl. a beton előszabvány 253 oldalas.

Az előszabványok, így a betonanyagú szerkezetek alapszabványának (MSz-ENV 1991 1-1 rész) kidolgozása gyakorlatilag befejeződött és megkezdődött a végleges EC-ok kidolgozása. A munkamódszer ugyanaz, mint az előszabványok esetében, jelenleg a legfontosabb előszabványok átdolgozása, többek között az alapelveknek (amelyet szétválasztanak a terhektől és hatásoktól és EC 0-ként fogják kiadni) és az EC 2 1-1 részének első, ill. második szövegtervezetének megvitatása van napirenden.

Melyek a betonszerkezeti előszabványt (és alapvetően a többi előszabványt) érintő fontosabb változások? Természetesen elsősorban az ENV-k alkalmazásával szerzett tapasztalatok figyelembevétele és a szükséges korrekciók átvezetése a legfontosabb. Azonban általános kívánság, hogy a végleges EC-ok legyenek rövidebbek és áttekinthetőbbek, valamint az, hogy az ENV-kben szereplő egyes szabadon választható, ill. kalibrálható, úgy nevezett „keretes” értékek helyett számszerűen is egységesek legyenek az EC-ok.

Mikorra várható a végleges EC-ok megjelenése? Ezt nagyon nehéz becsülni, az ENV-k megjelenése is több évet késett, de a tervek szerint 2002 és 2005 között a fontosabb szabványok teljes sorozatának meg kell jelennie!

## 3. A NEMZETI ALKALMAZÁSI DOKUMENTUMOK

A Nemzeti Alkalmazási Dokumentumok (NAD) az európai tartószervezeti előszabványok alkalmazását hivatottak elősegíteni az egyes országokban. A NAD-ok valamely ENV-hez tartoznak és tartalmazzák a kapcsolódó ENV-eket, valamint a helyettesített és a kapcsolódó nemzeti szabványok felsorolását, és ahogy a következőkből kiderül, ennél sokkal többet, pl. a szükséges kiegészítéseket, magyarázatokat is.

Miért van erre szükség? Jelenleg az európai szabványosítás még nem teljes körű a termék-szabványok, a technológiai szabványok, a minőségellenőrzési szabványok és az EC-ok, ill. az ENV-k tekintetében sem. A még hiányzó szabványok helyett a meglévő nemzeti szabványok alkalmazására csak az esetleg szükséges változtatások figyelembevételével kerülhet sor. Az előszabványokban szereplő keretes értékeket nemzeti szinten kalibrálni kell és a NAD-okban kell közzétenni. Szükség lehet az előszabványok egyes, nemzeti szinten még ismeretlen előírásainak magyarázatára is. Az előszabványok vonatkozásában még van lehetősége a nemzeti szabványosítási szervezetnek, ill. a NAD-ot közzétevő illetékes nemzeti főhatóságnak, hogy az előszabványok egyes előírásainak használatától eltekintsen, ill. azok helyett az azonos területre vonatkozó nemzeti szabványok egyes előírásainak alkalmazását írja elő.

Természetesen a NAD-oknak konzekvenszeknek kell lenniök, és az előszabványok minden változtatásának a biztonságra gyakorolt hatását vizsgálni kell.

A NAD megjelenési formájában követi az értelmezni kívánt előszabványt, mindig hivatkozik az előszabvány aktuális

pontjára. A NAD az európai országokban általában külön dokumentum, bár a francia példa: az EC 2 NF(1992) szerint magának az előszabványnak a szövegébe a megfelelő helyre bekeretezve tördelik be a NAD vonatkozó előírásait.

Összefoglalva a NAD-ok célja az ENV-k alkalmazásának megkönnyítése, ill. az alkalmazások során a félreértések elkerülése. Így például tartalmazhatja az eltérő jelölések és fogalmak nemzeti megfelelőit is.

## 4. AZ EURÓPAI TARTÓSZERKEZETI ELŐSZABVÁNYOK HAZAI BEVEZETÉSÉNEK HELYZETE

Az európai tartószerkezeti előszabványok jórészt (60 előszabványt) az MSzT megjelentette MSz ENV-ként, a legfontosabbakat hiteles magyar fordításban, a többi angol nyelven magyar előlappal.

Jelenleg folyik a magyar NAD-ok kidolgozása, amelyek közzététele ebben az évben elkezdődik.

A betonanyagú szerkezetekkel foglalkozó európai előszabványok oktatása a felsőoktatási intézményekben elkezdődött. A kutatómunka során a hazai és az európai szabványok összehasonlítása jelentős eredményekre vezetett (Szalai 1999) és a gyakorlati tapasztalatokkal megegyezően rámutatott az ENV-k és a hazai beton szabványok egyes különbségeire.

A tervezésben is több helyen alkalmazzák az európai tartószerkezeti előszabványokat, pl. egyes külföldi megrendelők ragaszkodnak a kötelező magyar szabványokkal párhuzamosan az előszabványok alkalmazásához is.

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK, JAVASLATOK

A hazai és a nemzetközi tapasztalatok alapján a következő megállapításokat tehetjük:

Az új európai tartószerkezeti szabványok kísérletileg és elméletileg széleskörűen megalapozott új számítási módszereket és tervezési adatokat tartalmaznak.

Az EC-ok, ill. az ENV-k alkalmazása megnövelheti a bizalmat a magyar tartószerkezet tervezés iránt.

Ezek a szabványok egyes fontos területeket (pl. kinematikus hatások, tartósság) fontosságuknak megfelelő részletességgel tárgyalnak.

Az európai tartószerkezeti szabványok egyes szükséges esetekben megnövelik a szerkezetek biztonságát. Hangsúlyozni kell azonban, hogy a jelenleg érvényben lévő, ill. a régebbi magyar tartószerkezeti szabványok alapján tervezett épületek biztonsága általában megfelelő, használati és ingatlan értéke nem csökkent.

Ugyanakkor meg kell említeni az ENV-k egyes hátrányait, pl. a már említett túlzott terjedelmet, a különböző anyagú szerkezetek szabványai közötti eltéréseket, koordinálatlanságokat. Reméljük, hogy a végleges EC-ok elkészítése során ezeket a hiányosságokat kiküszöbölik.

*Javaslataink a következők:*

Véleményünk szerint a végleges európai tartószerkezeti szabványok (EC) kidolgozásába a magyar félnek erőteljesen be kell kapcsolódnia, a tapasztalt hiányosságok kiküszöbölésében érdemi részt kell vállalnia. Ennek adminisztratív feltétele a magyar CEN tagság. Ez érdeke nem csak a tartószerkezeti területnek, hanem minden, a szabványosítással érintett szakterületnek is. Természetesen a részvétel anyagi feltételeit is biztosítani kell.

Tovább kell folytatni az előszabványok magyarra fordítását és a magyar nemzeti alkalmazási dokumentumok kidolgozását.

Az európai tartószerkezeti szabványok várható kötelező alkalmazásának elősegítésére és megkönnyítésére a felsőoktatásban folytatni kell, a középfokú szakoktatásban pedig mindenütt el kell kezdeni az európai tartószerkezeti szabványok szerinti tartószerkezet tervezés oktatását.

Tovább kell szélesíteni az európai tartószerkezeti szabványokkal kapcsolatos K+F tevékenységet és az EC-ok elterjedését a gyakorlati tervezésben.

## HIVATKOZÁSOK

- MC 90 (1992), „CEB-FIP Model Code – Design Guide”, Thomas Telford
- EC 2 (1991) „Beton szerkezetek tervezése”, 1-1 rész, Általános és épületek-re vonatkozó szabályok, MSz ENV 1992-1-1
- EC 2 NF (1992) Normalisation Française P 18-711-2 „Calcul des structures en beton”, Partie 1-1, Article 2 „Bases du calcul”, Afnor
- Gvozgyev. A.A. (1938) „A törőerő meghatározása képlékeny alakváltozásra képes statikailag határozatlan szerkezetekben”, *Konferencia kiadvány*, Konferencia a képlékeny alakváltozásokról, SzUTA (oroszul)
- Kazinczy G. (1914), „Kísérletek befalazott tartókkal”, *Betonszemle*, pp. 68-71, 83-87, 101-104
- Mayer. M. (1926) „Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen”, Berlin, *Springer*
- Gábor P., Menyhárd I., Rózsa M. (1951), „Vasbeton szerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer” *Építőipari Könyv és Lapkiadó V. Budapest*
- Szalai K. (1999), „Méreterési szabványaink és az EU csatlakozás” *Vasbeton-építés I. 4.* pp.106-113.

**Dr. Lenkei Péter** (1933) a Pécsi Tudományegyetem Pollack Mihály Műszaki Főiskolai Kara Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszékének egyetemi tanára, a műszaki tudomány doktora. Több vasbeton tárgyat oktat alap és kiegészítő képzésben. Kutatási területe a vasbeton szerkezetek nem rugalmas viselkedése, dinamikus hatásoknak kitett vasbeton szerkezetek vizsgálata, a beton szerkezetek öregedése. Sok épület tervezésében és szakértésében vett részt. Hosszú ideje vesz részt a nemzetközi tartószerkezeti szabványosításban. A Magyar Mérnökakadémia és külföldi akadémiák tagja, Eötvös Lóránd és Szent-Györgyi Albert díjas. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

## STRUCTURAL EUROCODES AND THEIR NATIONAL APPLICATION DOCUMENTS

In the present paper the necessity, the situation and the Hungarian actuality of the structural Eurocodes (EC's), especially of the EC's of concrete structures are reviewed. After the precedents of the European structural standardization the elaboration the EC's in form of preEN's and the perspectives of the final EN's are cleared. Furthermore the goals and the missions of the National Application Documents (NAD's) are specified, then the publication of the Hungarian version of the preEN's, the state of preparation of the relevant NAD's and their practical application in Hungary are sketched. Finally some propositions are formulated on the necessary tasks connected with the EC's in the field of education, of R&D and of practical applications.

# A BETON KÚSZÁSÁNAK HATÁSA AZ IGÉNYBEVÉTELEKRE I.



Dr. habil Jankó László

Ezen kétrészes cikk fő célja, hogy áttekintést adjon a beton kúszása által előidézett állapotváltozásokról, mégpedig a szerkezeti rendszer megváltozásának figyelembevételével (az építéstechnológia hatása). A cikk I. részében a vonatkozó elméleti alapokat foglaljuk össze (Dischinger, Trost), továbbá röviden kitérünk a vasbeton szilárdságtani vonatkozásokra is (kúszási és zsugorodási járulékos feszültségek, a feszítőerő veszteségei). Bár az itt következők jelentős része általában ismert a kutatók előtt, bizunk benne, hogy dolgozatunk jórészt olyan ismereteket tartalmaz, amelyek a gyakorlati tervezés számára hiánypótló jellegűek.

**Kulcsszavak:** beton, ernyedés, építéstechnológia, feszültségátrendeződés, igénybevételátrendeződés, kúszás, zsugorodás

## 1. A BETON ALAKVÁLTOZÁSAI TARTÓS TERHEKBŐL

### 1.1. A kúszási és zsugorodási anyagjellemzők

Cikkünkben kúszásnak nevezzük a lassú alakváltozás és az ernyedés együttességét. A lassú alakváltozás a beton tömörödésével kapcsolatos tartós alakváltozás, melyet az jellemez, hogy tartós terhelő erők hatására a beton alakváltozása időben fokozatosan növekszik, majd egy bizonyos végértéket ér el: I.1. ábra. Másrészt tartós terhelő mozgás hatására a beton nyomófeszültségei csökkennek (a betonacél húzófeszültségei növekedésének terhére). Ez utóbbi jelenséget ernyedésnek (relaxációnak) hívjuk. E két jelenség szorosan összefügg és a vasbetonban egyszerre jelentkeznek.

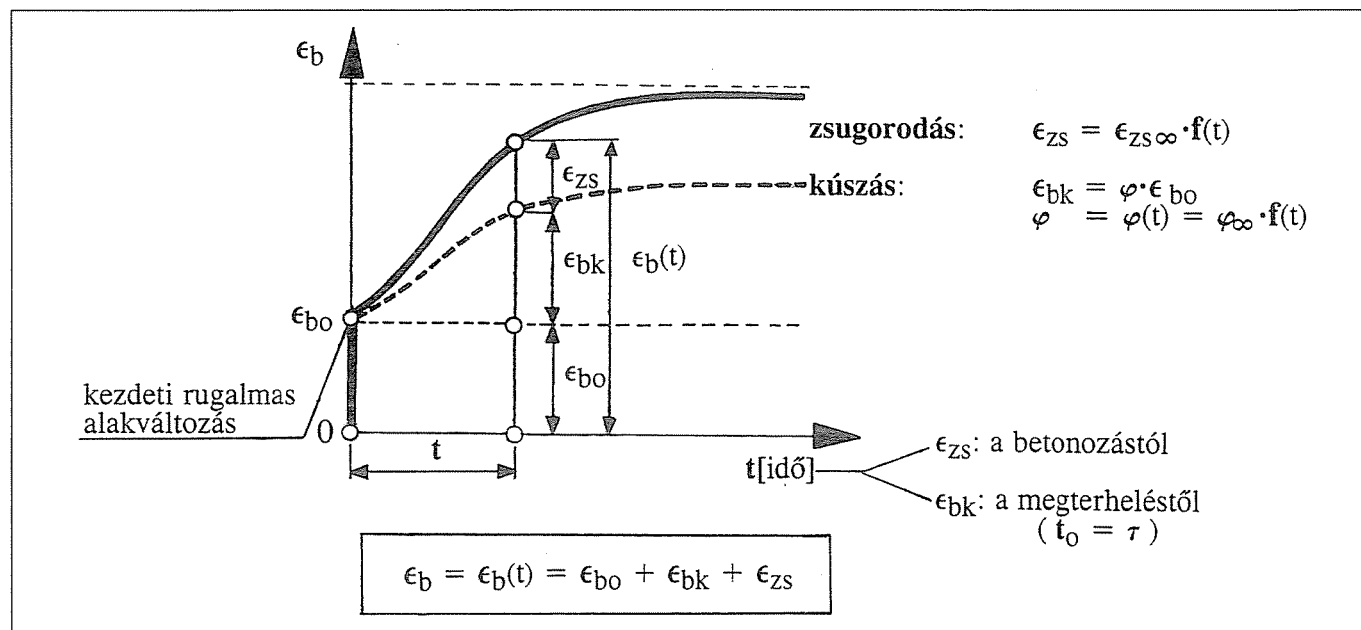
Megjegyezzük, hogy a hazai szakirodalomban gyakran lassú alakváltozásnak nevezik a kúszást (az ernyedéssel együtt) és a zsugorodást. \* (Szerkesztőségi megjegyzés a cikk végén.)

A kúszáson kívül érintőlegesen foglalkozunk a zsugorodás, a támaszsüllyedés és a feszítési kényszer hatásával is (de a tömörség kedvéért ezt a címben nem jeleztük).

A  $\varphi = \varphi(t)$  kúszási tényező – mint ismeretes – azt fejezi ki, hogy a beton  $\epsilon_{b0}$  kezdeti alakváltozása (összenyomódása) a kúszás hatására  $\epsilon_b = (1+\varphi) \cdot \epsilon_{b0}$  mértékűre megnövekszik. A kúszás mértéke annál kisebb, minél magasabb a környező levegő relatív páratartalma, minél nagyobb szilárdságú a beton és minél nagyobb kezdőszilárdságú a cement, továbbá minél később kezdett működni a betonozás után a tartós teher, minél vastagabb a szerkezeti elem, és minél kevésbé képlékeny a friss beton konzisztenciája, azaz minél kisebb a vízcementtényező és minél kevesebb cementet alkalmaztunk. A kúszás és a zsugorodás időbeli lefutását általában azonos alakú függvényekkel szokás leírni; itt:  $f(t)$ . Cikkünkben a számításokhoz az ME-07-3709: 1994 hídszabvány 1996. évi módosításának megfelelő, a feszített vasbeton hídstruktúrákhoz vonatkozó kúszási és zsugorodási diagramokat vesszük alapul. Ezek a DIN-ből származnak. L. még a (CEB-FIP, 1991; Bieger, 1993)-t és az EUROCODE 2-t.

A beton jellegzetes tulajdonsága, hogy száradáskor zsugorodik, nedvesség hatására duzzad. A zsugorodási jelleggörbét

I.1. ábra A beton tartós alakváltozásai





is az I.1. ábrán szemléltetjük. A zsugorodás nagyságát elsősorban a környező levegő nedvességtartalma, a szerkezeti elem vastagsága és a friss beton konzisztenciája határozza meg. A zsugorodás mértéke annál kisebb, minél magasabb a levegő relatív nedvességtartalma, minél vastagabb a szerkezeti elem és minél kevésbé képlékeny a friss beton konzisztenciája, azaz minél kisebb a vízcementtényező és minél kevesebb cementet alkalmaztunk.

A téma részletesebben is tárgyalható, de mi most a tömörség kedvéért megelégszünk annyival, amennyi a II. rész megértéséhez elegendő (a kúszás elméletéről l. a 4. HIVATKOZÁSOK-at).

## 1.2. A kúszás és a zsugorodás elméletéről röviden. Szilárdságtani alkalmazások

Ismeretes, hogy több anyag (beton, műanyagok, stb.) viselkedése attól is függ, hogy a feszültségek és az alakváltozások időben hogyan változnak. Az anyagok feszültségeinek és alakváltozásainak időbeli lefolyásával foglalkozó tudomány a *reológia*. Az anyag szilárdsági, alakváltozási tulajdonságainak az időtől való függését *viszkózitásnak* (nyúlósságnak) nevezük. A beton *viszkoelasztikus* anyag, mert rugalmas és viszkózus tulajdonságokat egyaránt felmutat. Reológiai modellje *rugók* és viszkózus anyaggal (mézzel, olajjal) töltött hengerben mozgó *dugattyúk* kombinációiként állítható elő (Flügge, 1975; Dulácska, 1981; Szalai J., 1984). A képlékeny tulajdonságok figyelembevételével elasztovizkoplasztikus anyagról beszélünk, de a képlékenységgel most nem foglalkozunk.

A kísérletek tanúsága szerint, ha a tartós teherből származó betonfeszültség nagysága nem haladja meg a törőszilárdság kb. 50–60 %-át (s ez általában teljesül), akkor a beton *lineárisan* viszkoelasztikus viselkedésű. Ennek megfelelően a gyakorlati esetek többségében az ún. *lineáris kúszási elmélettel* lehet számolni. A linearitás azt jelenti, hogy kétszer, háromszor, stb. akkora állandó feszültség kétszer, háromszor, stb. akkora  $\epsilon_{bk} = \epsilon_{bk}(t)$  kúszási alakváltozást okoz, azaz

$$\epsilon_{bk}(t) = \varphi(t) \cdot \epsilon_{bo} = \varphi \cdot \epsilon_{bo}, \quad (1.1)$$

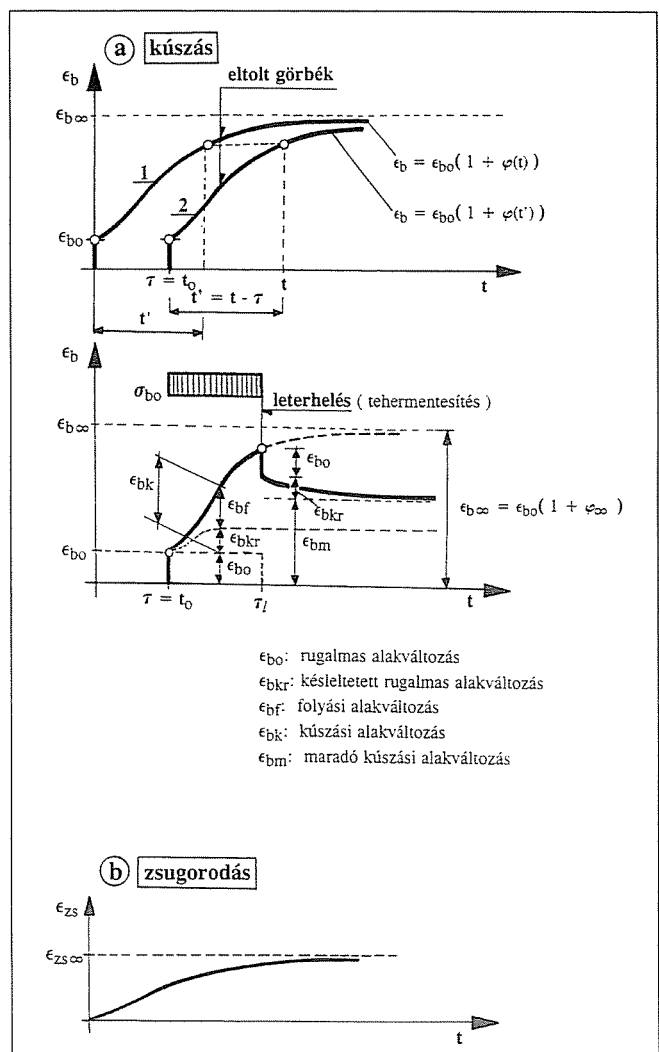
ahol  $\epsilon_{bo}$  a tartós teherből fellépő *kezdeti* ( $\tau = t_0 = 0$  időpontbeli) *rugalmas alakváltozás* (összenyomódás) és  $\varphi = \varphi(t)$  az időben növekvő értékeket felvevő és  $\varphi_{\infty}$  végértékhez tartó *kúszási függvény*. A kúszás időbeli lefutását (I.1. és I.2. ábra) a

$$\varphi = \varphi(t) = \varphi_{\infty} \cdot f(t, \tau) = \varphi_{\infty} \cdot f(t') \quad (1.2)$$

összefüggéssel jellemezhetjük. Itt  $f = f(t, \tau) = f(t')$  a *kúszás időfüggvénye*, melyben  $t$  a vizsgálatnak a *betonozástól* számított időpontja,  $\tau$  a *megterhelés* időpontja,  $t' = t - \tau$  a  $\tau$  időpontban terhelte beton időkoordinátája a megterhelés időpontjához képest.

Néhány szót a beton *öregedéséről*, azaz a beton alakváltozási készségének időbeli csökkenéséről. Ez egyrészt azt jelenti, hogy idővel a beton szilárdsága és  $E_{bo}$  rugalmassági tényezője megnövekszik, azaz az  $\epsilon_{bo}$  rugalmas összenyomódás nem állandó, mint az ábrákon, hanem csökken. Ezt a kis jelentőségű hatást általában elhanyagolják. Másrészt az *öregedés* azt is jelenti, hogy *minél később kapja meg a terhet* a beton, *annál kisebb  $\varphi_{\infty}$  kúszási képességgel rendelkezik*. A beton *öregedése függ az elem vastagságától*.

Az I.2.a) ábra felső részén szemléltetjük, hogy ha eltekin-



I.2. ábra A beton kúszási és zsugorodási alakváltozásai

tünk a  $\varphi_{\infty}$  kúszási végértékeknek az *öregedés* miatti különbözőségétől, akkor a kúszási függvény  $f(t, \tau)$  alakja azonos a  $\tau = 0$  időpontban terhelte betonra (1 jelű görbe) és a  $\tau = t_0$  időpontban terhelte betonra (2 jelű görbe); a 2 jelű görbe az 1 jelű görbétől  $\tau = t_0$  mértékű egyszerű koordináta-eltolással származtatható (konform görbék). Rögzített  $t$  időpontban természetesen a két görbén más és más  $\epsilon_b$  ordináták adódnak. Különböző időpontokban terhelte görbék  $\varphi_{\infty}$  kúszási végértékei különbözőek, de az  $f(t, \tau)$  időfüggvény azonos vastagság esetén változatlan. Ez esetben a kúszási görbék nem egybevágók, hanem *arányosak* egymással (affin görbék).

A teljes beton-alakváltozás a rugalmas és a kúszási alakváltozás, valamint a zsugorodás összege:

$$\epsilon_b = \epsilon_{bo} + \epsilon_{bk} + \epsilon_{zs} = \epsilon_{bo}(1 + \varphi) + \epsilon_{zs}. \quad (1.3)$$

Az I.2.a) ábra alsó részén egy  $\tau = t_0$  időpontban megterhelte és  $\tau_1$  időpontban *leterhelte* (tehermentesítette) betonelem fajlagos alakváltozásait láthatjuk az idő függvényében. Az elméleti és kísérleti vizsgálatok (Rüsch és társai, 1973; Trost 1967, 1970; Zerna 1967, 1986) szerint leterheléskor a korábbi terhelések hatása nem szűnik meg teljesen, hanem leterheléskor nemcsak az  $\epsilon_{bo}$  pillanatnyi rugalmas alakváltozás alakul vissza, hanem ezen felül még egy időben elhúzódó, ún. *késleltetett rugalmas alakváltozás*, az  $\epsilon_{bkr}$  is. Ez tulajdonképpen azt jelenti, hogy a betonnak van *memóriaképessége* (vagy öröklési tulajdonsága), mintegy „visszaemlékezik” az őt ért terhelési folyamatra, mégpedig oly módon, hogy *terheletlen* állapotban valamely előzetes teher hatására alakváltozik ( $\epsilon_{bkr}$ ), majd az  $\epsilon_{bm}$  végértéknél „megnyugszik”. A *maradó kúszási alakváltozás*

(mely visszafordíthatatlan, más szóval irreverzibilis), az ábrán  $\epsilon_{bm}$ -mel jelöltük.

A (Rüsch és társai, 1973) által felállított, s az ábrán vázolt anyagmodell szerint az (I.1) egyenlettel leírt  $\epsilon_{bk} = \epsilon_{bk}(t)$  kúszási alakváltozás két részből tevődik össze, az  $\epsilon_{br}$ -ún. *folyási alakváltozásból* és az  $\epsilon_{bkr}$  (leterheléskor visszaalakuló) *késleltetett rugalmas alakváltozásból*:

$$\epsilon_{bk} = \epsilon_{br} + \epsilon_{bkr}. \quad (I.4)$$

Megjegyezzük, hogy itt nem képlékeny folyásról van szó, a kúszás nem képlékeny alakváltozás, hiszen az csak a feszültség egy bizonyos folyási értékének túllépése után következik be, a kúszás (lassú alakváltozás) viszont már kis feszültség hatására is fellép és csak idő kell a kifejlődéséhez. A képlékeny és a kúszási alakváltozás csak annyiban hasonlít egymáshoz, hogy mindkettő maradó alakváltozásokra vezet.

A fenti megállapítások lényege visszatükröződik a CEB-FIP ajánlásokban, a DIN 1045 és DIN 4227 szabványokban, valamint az EUROCODE 2-ben, továbbá az ME-07-3709:1994 szabványban is.

Az (I.2.b) ábrával kapcsolatban még annyit, hogy az irodalomban a kúszási és a zsugorodási függvény között *affinitást* tételeznek fel. Az (I.2) egyenletnél tárgyalt  $f(t)$  időfüggvény a kúszás és a zsugorodás leírásánál közös:

$$\epsilon_{zs} = \epsilon_{zs}(t) = \frac{\varphi(t)}{\varphi_{\infty}} \epsilon_{zs\infty}. \quad (I.5)$$

A zsugorodási függvény értékei negatívak.

Az I.3. ábrán összehasonlítottuk a Dischinger-féle klasszikus anyagtvörényt (Dischinger, 1937, 1939) a korszerű Rüsch-Trost-féle anyagtvörénnyel (Rüsch, 1973; Trost, 1967, 1970; Zerna, 1986). A Dischinger-féle modellben (1937-39!) a legújabb kutatások alapján *kifogásolható*, hogy abban a beton memóriamentes, nem rendelkezik öröklési tulajdonságokkal, azaz a tehermentesítés után a beton nem alakváltozik, a kúszási

alakváltozások teljes egészükben maradóak (irreverzibilisek). Rámutatunk arra, hogy a fenti hiányosságok miatt a *Dischinger-féle eljárás* esetenként túlságosan *nagy feszültségvesztéseket* szolgáltat (v.ö. *feszítés*). Az I.3. ábrán pontozott vonallal bejelöltük a Boltzmann-féle leterhelési görbét is. E szerint a leterhelés után az alakváltozások teljes mértékben visszaalakulnak (reverzibilisek). Ez a viselkedés egyáltalán nem jellemző a betonra. A beton *valóságos* viselkedése a *Dischinger-féle* és a *Boltzmann-féle* görbék közötti diagrammal írható le: I.3.b) ábra. Az ennek megfelelő és a gyakorlat számára is jól használható *korszerű* modellek megtalálhatók (Bieger, 1993; CEB-FIP, 1991; EUROCODE 2)-ben.

Az előjáróban említett *linearitásnak* az a következménye, hogy érvényes a *szuperpozíció* elve. Az I.4. ábrán ezt szemléltettük (Kaján és Zámolyi, 1979). Állandó teherfüggvény esetén (a) ábra), ha a  $\sigma_b$  feszültség (teher) megnövekszik  $\sigma_{b3}$ -ra, akkor a megfelelő kúszási görbék arányosak lesznek egymással (affin görbék), mégpedig  $k = 1 + \varphi(t)$  nagyságú arányossági tényezővel. Ha a terhet fokozatosan, lépcsősen emeljük fel (b) ábra), akkor a szuperpozíció elve konkrétan azt jelenti, hogy az  $\epsilon_b(t)$  fajlagos alakváltozást az ábrán látható *összegképzéssel* kaphatjuk meg. Ennek gyakorlati alkalmazása pl. *szabadon szerelt* szerkezeteknél fordul elő, ahol az egymás után beépített előregyártott szerelési elemek súlyának hatása a b) ábrán vázolthoz hasonló. Minden egyes beépített elem kúszást vált ki a már megépített szerkezetben.

Az eddigi kvalitatív jellegű fejtegetések után most röviden kitérünk a hagyományos *Dischinger-féle* kúszási egyenlet és az újabb kísérleteken és elméleti kutatásokon alapuló *Trost-féle* kúszási egyenlet tárgyalására és összehasonlítására: I.5. ábra. A *Dischinger-féle kúszási alapegyenlet* (Dischinger, 1937, 1939; Trost, 1967, 1970) a kúszási tényező  $d\varphi$  növekménye függvényében felírva az alábbi:

$$d\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b0}} d\varphi + \frac{d\sigma_b}{E_{b0}} + d\epsilon_{zs}, \quad (I.6)$$

ahol  $d\epsilon_b$ , illetve  $d\sigma_b$  valamely  $t$  időpontban az  $\epsilon_b$  fajlagos alakváltozás, illetve a  $\sigma_b$  nyomófeszültség differenciálisan kis növekménye. A zsugorodás  $d\epsilon_{zs}$  növekményét az (I.5) egyenlet definiálja. Az  $E_{b0}$  mennyiség a beton kezdeti rugalmassági tényezője.

A feladat kezdeti feltételei a  $t = t_0 = 0$  kezdeti időpontban, azaz a megterhelés  $\tau$  időpontjában:

$$\begin{aligned} \epsilon_b &= \epsilon_{b0} = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}}, \\ \varphi &= 0. \end{aligned} \quad (I.7a-b)$$

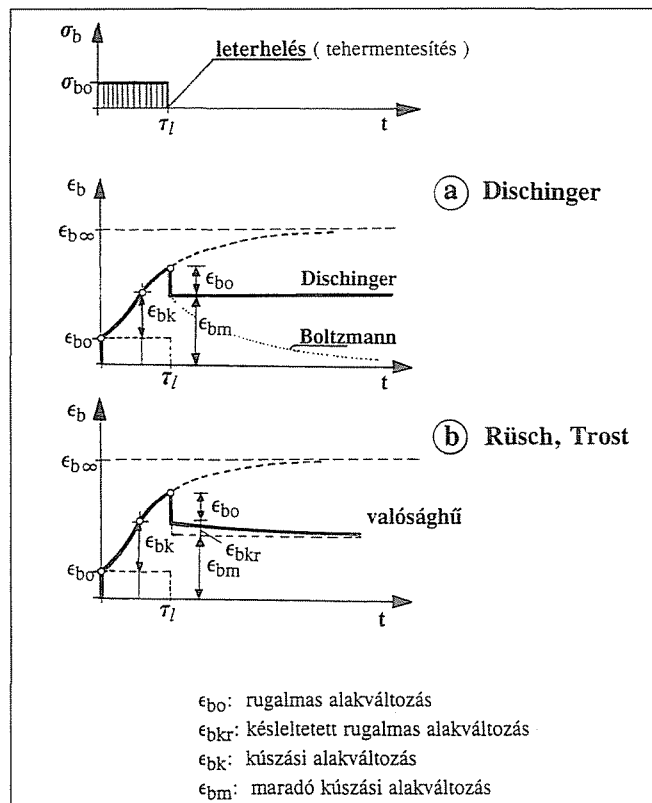
Amint már említettük, a *kúszás* a *lassú alakváltozás* ( $d\sigma_b = 0$ , azaz  $\sigma_b = \sigma_{b0} = \text{const.}$ ) és az *ernyedés* ( $d\epsilon_b = 0$ , azaz  $\epsilon_b = \epsilon_{b0} = \text{const.}$ ) együttessége. E két jelenség szorosan összefügg és a vasbetonban *egyszerre* jelentkeznek, azaz  $d\sigma_b$  és  $d\epsilon_b$  csak szélső esetben lehet egyenlő zérussal.

Az egyik szélső esetet, a *lassú alakváltozás* problémáját a  $d\sigma_b = 0$  definiáló feltétel alapján, az I.5. ábrán részletezett módon, az (I.7a-b) kezdeti feltételekkel megoldva azt kapjuk, hogy

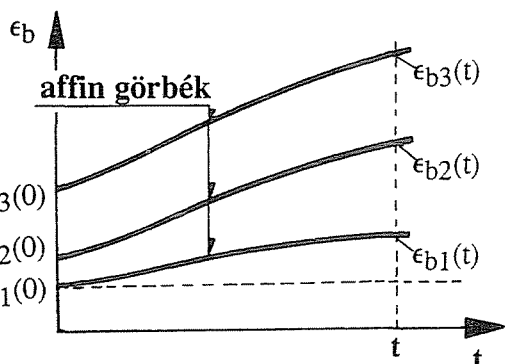
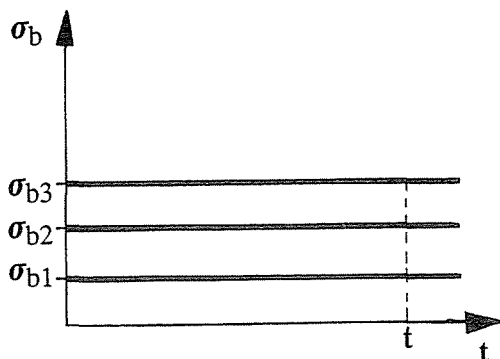
$$\epsilon_b = \epsilon_{b0}(1 + \varphi) + \epsilon_{zs}, \quad (I.8)$$

ami a már említett *linearitást* fejezi ki az  $\epsilon_{b0}$  pillanatnyi rugalmas alakváltozás és az  $\epsilon_{bk} = \varphi \cdot \epsilon_{b0}$  kúszási alakváltozás között. Tehát a  $\sigma_b = \sigma_{b0}$  *állandó feszültséggel terhelt* betonelem alakváltozásai az (I.8) képlet szerint növekszenek. Ez az eredmény megfelel a *Fritz-féle*  $E_b = (I.11)$  ideális rugalmassági modulussal végzett közismert számításnak ( $\epsilon_b = \sigma_b / E_b$ , ahol  $\sigma_b = \sigma_{b0} = \epsilon_{b0} \cdot E_{b0}$ ).

I.3. ábra A Dischinger-féle és a Rüsch-Trost-féle kúszási alakváltozási függvény



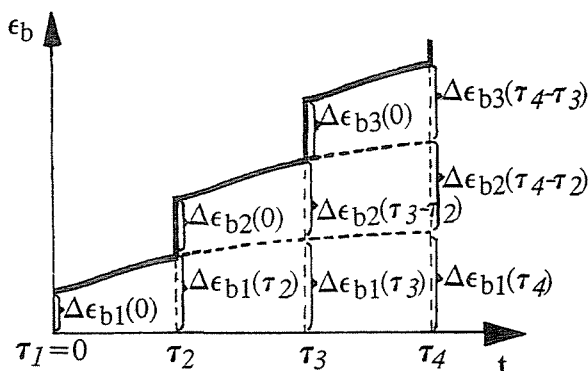
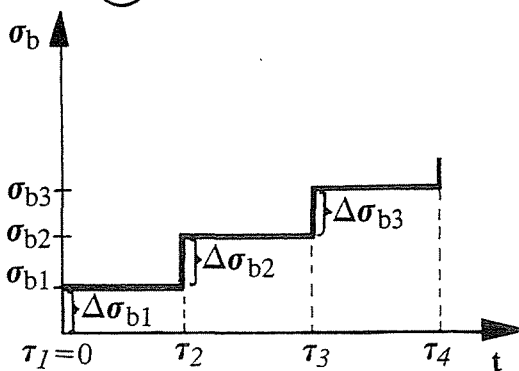
**a** állandó teherfüggvény



$$\frac{\sigma_{b3}}{E_{bo}} = \epsilon_{b3}(0)$$

$$\frac{\epsilon_{b1}(t)}{\epsilon_{b1}(0)} = \frac{\epsilon_{b2}(t)}{\epsilon_{b2}(0)} = \frac{\epsilon_{b3}(t)}{\epsilon_{b3}(0)} = 1 + \varphi(t)$$

**b** lépcsős teherfüggvény



$$\epsilon_b(t) = \sum_i \frac{\Delta\sigma_{bi}}{E_{bo}} [1 + \varphi(t - \tau_i)]$$

t: a vizsgálat időpontja  
 $\tau_i$ : a megterhelés időpontja

I.4. ábra Terhek és alakváltozások szuperponálása (lineáris elmélet)

Ha az alakváltozásokat teljes egészében meggátoljuk ( $d\epsilon_{bo} = 0$ ), akkor a kúszás problémájának másik szélső esete áll elő: *ernyedés* (relaxáció). Az I.5. ábrán részletezett megoldás a

$$\sigma_b = c_k \sigma_{bo} - c_{zs} \epsilon_{zs} E_{bo} \quad (I.9)$$

eredményre vezetett, ahol

$$c_k = e^{-\varphi}, \quad c_{zs} = \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \quad (I.10a-b)$$

A fenti összefüggés azt mutatja, hogy *Dischinger* szerint az alakváltozásában gátolt betonelem  $\sigma_{bo} < 0$  kezdeti nyomófeszültségei exponenciálisan csökkennek, másrészt látható az is, hogy a kúszás hatására jelentősen mérséklődnek a zsugorodás meggátolásából származó beton-húzófeszültségek ( $\epsilon_{zs} < 0$ ).

Vasbeton keresztmetszet esetén igénybevétel-típusonként (hajlítás, központos nyomás, stb.) a keresztmetszet merevségi jellemzőitől – így a berepedéstől is – függő  $\alpha$  tényező kerül be a számításba, mégpedig úgy, hogy a  $\varphi$  helyére  $\alpha \cdot \varphi$  helyettesítendő. Az  $\alpha = 0$  eset a *vasalatlan* betonkeresztmetszetnek felel meg, ennél tehát semmi sem gátolja a kúszási és zsugorodási folyamatot. Konkrét igénybevételi esetekre  $\alpha$  megtalálható (Leonhardt, 1964, 1979; Rüscht és társai, 1973)-ben. Ma már a korszerű gépi számításoknál az  $\alpha$  tényező nem szerepel, mert a *vasalás*, a *berepedés*, a *szerkezeti* kialakítás, az *igény-*

*bevétel jellege*, stb. hatásának figyelembevételét – azaz azt, amit az  $\alpha$  tényező itt szimbolizál – a numerikus módszerek alkalmazó eljárás magában foglalja.

A *tartós teherből* származó kúszás a beton nyomófeszültségeit csökkenti, mégpedig a  $c_k$  tényező megszabta arányban. Hasonlóképpen a *feszítőerő* is tartós jellegű és mivel a feszített vasbeton keresztmetszetben a beton-nyomófeszültség csökkenését és a feszítőacélokban a húzófeszültség csökkenését (kúszási veszteség) is a  $c_k$  tényezővel határozzuk meg. A  $c_k$  tényező az *ernyedés* (relaxáció) leírására szolgál.

*Időben változó kényszerhatást* jelent a *zsugorodás meggátolása* (pl. vasalás révén). Emlékeztetünk arra, hogy a zsugorodást a kúszással azonos időbeli lefolyású, azzal affin folyamatnak tekintjük: (I.5) képlet. A zsugorodási beton-húzófeszültségeket a  $c_{zs}$  tényező segítségével számíthatjuk.

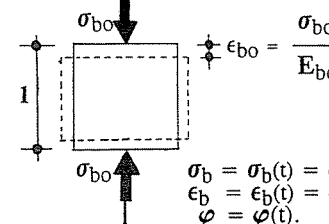
Ismeretes, hogy állandó terhek esetében a *Fritz-féle*

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + \varphi} \quad (I.11)$$

alakváltozási tényezővel (vagy ideális rugalmassági tényezővel), míg zsugorodás esetén az

$$E_b = \frac{E_{bo}}{1 + 0,52 \varphi} \quad (I.12)$$

alakváltozási tényezővel (Fritz, 1961; Platthy, 1968) szokás a

DISCHINGER	TROST
<p><b>A (K) kezdeti feltételek:</b>  a <math>t = t_0 = 0</math> időpontban:  <math>\epsilon_b = \epsilon_{b0}</math>,  <math>\varphi = 0</math>.</p> <p>valamely <math>t</math> időpontban:  <math>\sigma_b = \sigma_b(t) = \sigma_b + d\sigma_b</math>,  <math>\epsilon_b = \epsilon_b(t) = \epsilon_b + d\epsilon_b</math>,  <math>\varphi = \varphi(t)</math>.</p>	 <p><math>\epsilon_{b0} = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}}</math></p> <p><math>\sigma_b = \sigma_b(t) = \sigma_{b0} + \Delta\sigma_b</math>  <math>\epsilon_b = \epsilon_b(t) = \epsilon_{b0} + \Delta\epsilon_b</math>  <math>\varphi = \varphi(t)</math>.</p>
<b>Kúszási alapegyenletek:</b>	
$d\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b0}} d\varphi + \frac{d\sigma_b}{E_{b0}} + d\epsilon_{zs}$	$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b0}} (1 + \varphi) + \frac{\Delta\sigma_b}{E_{b0}} (1 + \rho\varphi) + \epsilon_{zs}$
A kúszással affín zsugorodás:	$\epsilon_{zs} = \frac{\varphi}{\varphi_\infty} \epsilon_{zs\infty}$ A relaxációs tényező: $\rho \approx 0,8$ .
<p>①. <math>d\sigma_b = 0 \rightarrow \sigma_b = \sigma_{b0} = \text{const.}</math> <b>LASSÚ ALAKVÁLTOZÁS</b></p> <p><math>\int d\epsilon_b = \epsilon_{b0} \int d\varphi + \frac{\epsilon_{zs\infty}}{\varphi_\infty} \int d\varphi + K_1'</math></p> <p><math>\epsilon_b = \epsilon_{b0} \cdot \varphi + \frac{\varphi}{\varphi_\infty} \epsilon_{zs\infty} + K_1</math></p> <p>A (K) -val: <math>K_1 = \epsilon_{b0}</math>.</p>	$\Delta\sigma_b \approx d\sigma_b = 0$
$\epsilon_b = \epsilon_{b0} (1 + \varphi) + \epsilon_{zs}$	$\epsilon_b = \epsilon_{b0} (1 + \varphi) + \epsilon_{zs}$
<p>②. <math>d\epsilon_b = 0 \rightarrow \epsilon_b = \epsilon_{b0} = \text{const.}</math> <b>ERNYEDÉS (relaxáció)</b></p> <p><math>\sigma_b \cdot d\varphi + d\sigma_b + \frac{\epsilon_{zs\infty} E_{b0}}{\varphi_\infty} d\varphi = 0</math>,</p> <p><math>\int \frac{d\sigma_b}{\sigma_b + \beta} = - \int d\varphi + K_2'</math></p> <p><math>\ln(\sigma_b + \beta) = -\varphi + K_2</math></p> <p>A (K) -val: <math>K_2 = \ln(\sigma_{b0} + \beta)</math>.</p>	$\epsilon_{b0} \cdot E_{b0} = \sigma_{b0} = \sigma_{b0} (1 + \varphi) + \Delta\sigma_b (1 + \rho\varphi) + \epsilon_{zs} \cdot E_{b0}$ , $\Delta\sigma_b = \sigma_b - \sigma_{b0} = \frac{-\sigma_{b0} \cdot \varphi - \epsilon_{zs} \cdot E_{b0}}{1 + \rho\varphi}$
$\sigma_b = \sigma_{b0} \cdot e^{-\varphi} - \epsilon_{zs} \cdot E_{b0} \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$	$\sigma_b = \sigma_{b0} \left(1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}\right) - \epsilon_{zs} \cdot E_{b0} \frac{1}{1 + \rho\varphi}$

1.5. ábra A Dischinger-féle és a Trost-féle kúszási elmélet összehasonlítása

kúszás és zsugorodás előidézte járulékos feszültségek közelítő számítását elvégezn.

Megjegyezzük, hogy az

$$e^{-\varphi} = \frac{1}{(1 + \varphi + \dots)} \approx \frac{1}{1 + \varphi}$$

sorbafejtés első tagját figyelembe véve érdekes megállapítást tehetünk. Nevezetesen azt, hogy a Fritz-féle  $E_b$  alakváltozási tényezővel végzett közelítő számítás ( $\sigma_b = \epsilon_{b0} E_b = \sigma_{b0} / (1 + \varphi)$ ) tulajdonképpen a Dischinger-féle megoldás közelítő sorbafejtésének felel meg. Ernyedés esetében az  $E_b$  alakváltozási tényezővel való számítás eléggé durva közelítésnek tekinthető csupán. Ez az eljárás a gyakorlatban egyszerűsége miatt terjedt el, eredményei azonban gyakran meglehetősen pontatlanok. Meg fogjuk mutatni, hogy helyette a nem túlságosan bonyolult Trost-féle eljárás alkalmazása ajánlatos.

A Dischinger-féle elmélettel kapható összefüggések (Dischinger, 1937, 1939; Leonhardt, 1964, 1979) eléggé bonyolultak, így már csak ezért is bemutatunk egy könnyebben kezelhető és pontosabb eljárást: Trost módszerét. Ugyanakkor a Dischinger-féle módszerrel való összehasonlítás tanulságos,

vonatkozik ez majd a cikkünk II. részére is, ahol nem szilárdgáztani problémáknál, feszültségátrendező jelenségeknél, hanem statikailag határozatlan módon megtámasztott szerkezetek igénybevételek átrendező kérdéseinél ugyanezeket az összefüggéseket fogjuk felhasználni.

A Trost-féle kúszási alapegyenlet (Trost, 1967, 1970; Zerna, 1986; Szalai J., 1984) egyszerű algebrai egyenlet:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}} (1 + \varphi) + \frac{\sigma_b - \sigma_{b0}}{E_{b0}} (1 + \rho\varphi) + \epsilon_{zs} \quad (1.13)$$

Ennek legfontosabb jellegzetessége, hogy a kúszás előidézte  $\sigma_b - \sigma_{b0}$  feszültségnövekményhez a  $\varphi$  kúszási függvényt a  $\rho < 1$  ún. relaxációs tényezővel (öregedési tényezővel) csökkentve veszi figyelembe, abból a megfontolásból, hogy a beton öregszik (alakváltozási képessége csökken). A relaxációs tényező elvileg a keresztmetszet merevségi jellemzőitől (l. az előzőekben:  $\alpha$ ) és a beton kúszási tényezőjének  $\varphi_\infty$  végértékétől függ. Trost és Zerna meghatározták a  $\rho$  tényező különböző értékeit és megállapították, hogy a gyakorlati esetek zömében a

$$\rho = 0,80 \quad (1.14)$$

nagyságú relaxációs tényező alkalmazható (Trost, 1967,1970; Zerna, 1986). Ez a közelítés annál pontosabb, minél nagyobb a vizsgált igénybevétel-fajtához és keresztmetszethez tartozó  $\alpha \leq 1$  merevségi tényező.

Megjegyezzük, hogy a *Trost*-féle anyagtörvény valójában lehetőséget ad egy olyan feladat két lépésben (1. lépés:  $\epsilon_{bo}$ , 2. lépés:  $\Delta\epsilon_b = \epsilon_{bo} \cdot \varphi + \Delta\sigma_b(1 + \rho\varphi)/E_{bo}$ ) való jó közelítő megoldására, amelyet korszerű numerikus módszerek és számítógép segítségével, többlépéses ciklussal lehetne pontosan megoldani.

Az (I.13) egyenletben is érvényes a zsugorodás függvényére az (I.5) összefüggés.

A *Dischinger*-féle egyenlet megoldásánál leírtak szerint eljárva a *Trost* módszerrel az I.5. ábrán az alábbi eredményekre jutottunk:

A *lassú alakváltozás* megoldása az (I.8) összefüggéssel azonos (lineáris elmélet).

*Ernyedés* (relaxáció) esetén az (I.9) -cel azonos

$$\sigma_b = c_k \sigma_{bo} - c_{zs} \epsilon_{zs} E_{bo} \quad (I.15)$$

kifejezés írja le az alakváltozásaiban *teljesen gátolt* ( $\alpha = 1$ ) betonelem  $\sigma_{bo}$  kezdeti nyomófeszültségeinek és a zsugorodási húzófeszültségeknek a csökkenését, de a fenti egyenletben az alábbi szorzótényezők szerepelnek:

$$c_k = 1 - \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi}, \quad c_{zs} = \frac{1}{1 + \rho\varphi} \quad (I.16a-b)$$

Ezekre is érvényes, hogy az  $\alpha = 1$ -hez tartozó relaxációs megoldásból az  $\alpha < 1$  esetre, azaz az alakváltozások *részleges megállítására* vonatkozó megoldás egyszerűen úgy származtatható, hogy  $\varphi$  helyébe  $\alpha \cdot \varphi$ -t helyettesítünk.

## 2. MEGÁLLAPÍTÁSOK, EREDMÉNYEK

Kétfézes cikkünk ezen I. része csupán – a teljesség lehetősége és igénye nélküli – bevezetés a II. rész könnyebb megértéséhez. A most közölt elsősorban tanulmány jellegűek, így lényegében ismert irodalmi eredményeket foglalnak vázlatosan össze.

A kúszás hatására *átrendeződnek* a keresztmetszet feszültségei. Az állandó (tartós) teherrel terhelt beton nyomófeszültségei a  $c_k$  függvénynek megfelelően *csökkennek*, a betonacél feszültségei pedig egy másik függvénynek megfelelően *növekszenek*. Az egész így kialakuló feszültségrendszer egy önmagában egyensúlyban lévő *sajátfeszültség-rendszer*.

Megjegyezzük, hogy a *zsugorodás* hatása a kúszási feszültségváltozásokra általában csekély. Hasonló a helyzet a keresztmetszetek *berepedéseivel* is.

A *Dischinger*-féle és a *Trost*-féle  $c_k$  és  $c_{zs}$  tényezők között a *legnagyobb eltérés az ernyedést* (relaxációt) leíró  $c_k$  tényezők értékében van. A *Dischinger*-modell esetenként *túlságosan nagy feszültségvesztéseket szolgáltat* (v.ö. *feszítés*). Ennek az az oka, hogy – amint már említettük – a modell nem tartalmazza az I.2. és I.3. ábrán szereplő késleltetett rugalmas alakváltozásokat. Ennek megfelelően kézi számításokhoz, illetve egyszerű gépi programokhoz a *Trost*-féle eljárást javasoljuk a kúszás és zsugorodás okozta járulékos feszültségek meghatározására. Nagyobb számítógépi program készítésekor az I.2. ábra szabványosított görbéit leíró képletek (DIN 4227, EC2) felhasználásával az I.4. ábra elvei (Kaján és Zámolyi, 1979) szerint lehet eljárni: pl. szabadszerelésnél.

Rámutatunk arra, hogy a cikkünk II. részében látni fogjuk, hogy az előzőekben szilárdságtani problémáknál, tehát *feszültségátrendező* jelenségeknél használt  $c_k$  és  $c_{zs}$  csökkentő tényezőket a statikailag *határozatlan* módon megtámasztott szerkezetek *igénybevételátrendező* feladatainál is használni tudjuk. A *Trost*-féle ( $c_k, c_{zs}$ : I.16a-b) (és a *Dischinger*-féle ( $c_k, c_{zs}$ : I.10a-b)) összefüggések alkalmazhatósága a statikailag határozatlan szerkezetek *kúszásból* (és zsugorodásból, valamint támaszsüllyedésből) származó *reakcióerőinek, igénybevételeinek* meghatározásánál mutatkozik majd meg igazán.

## 3. JELÖLÉSEK

$c_k < 1$	szorzótényező a kúszás feszültségátrendező hatásának figyelembevételére (az ernyedés számításához)
$c_{zs} < 1$	szorzótényező a zsugorodás feszültségátrendező hatásának figyelembevételére (a zsugorodási húzófeszültségek számításához)
$E_{bo}$	a beton kezdeti rugalmassági tényezője
$E_b$	a beton alakváltozási tényezője (kúszás)
$f(t, \tau)$	időfüggvény (kúszási és zsugorodási)
$t$	a vizsgálatnak a <i>betonozástól</i> számított időpontja
$t_o = \tau$	a kezdeti megterhelés időpontja
$\epsilon_b$	a beton fajlagos alakváltozása (összenyomódása)
$\epsilon_{bk} = \varphi \cdot \epsilon_{bo}$	a beton kúszási alakváltozása
$\epsilon_{bo}$	a beton kezdeti rugalmas alakváltozása
$\epsilon_{zs}, \epsilon_{zs\infty}$	a zsugorodási tényező, a zsugorodási tényező végértéke
$\epsilon_{zs}(t) = \epsilon_{zs\infty} \cdot f(t, \tau)$	a zsugorodási időfüggvény
$\rho < 1$	relaxációs tényező (öregedési tényező); általában $\rho = 0.8$
$\sigma_b$	beton nyomófeszültség
$\sigma_{bo}$	a beton kezdeti nyomófeszültsége
$\tau$	a <i>megterhelés</i> időpontja
$\varphi, \varphi_{\infty}$	a kúszási tényező, a kúszási tényező végértéke
$\varphi(t) = \varphi_{\infty} \cdot f(t, \tau)$	a kúszási időfüggvény

## 4. HIVATKOZÁSOK

- Bieger, K.-W. (1993), "Stahlbeton und Spannbetontragwerke nach EUROCODE 2. Erläuterungen und Anwendungen", *Springer Verlag*, Berlin-Heidelberg-New York...-Budapest
- CEB-FIP (1991), "Model Code 1990", *Bulletin d'Information* No 203, Lausanne
- Dischinger, F. (1937), "Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken", *Der Bauingenieur*, 1937/33-34., pp. 487-520.; 1937/35-36., pp. 539-552.; 1937/39-40., pp. 595-621.
- Dischinger, F. (1939), "Elastische und plastische Verformungen der Eisenbeton Tragwerke und insbesondere der Bogenbrücken", *Der Bauingenieur*, 1939/5-6., pp. 53-63.; 1939/21-22., pp. 286-294.; 1939/31-32., pp. 426-437.; 1939/47-48., pp. 563-572.
- Dulácska E. (1981), "A kúszás hatása a szerkezetek stabilitására", *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1981/6, pp. 240-243.
- Flügge, W. (1975), "Viscoelasticity", *Springer-Verlag*, Berlin-Heidelberg-New York
- Frey, J. (1980), "Zur Berechnung von vorgespannten Beton-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand", *Beton- und Stahlbetonbau*, 1980/11, pp. 257-262.; 1980/12, pp. 297-300.
- Frey, J. (1986), "Näherungsweise Beschreibung des zeitabhängigen Betonverhaltens nach DIN 4227 Teil 1.", *Beton- und Stahlbetonbau*, 1986/3, pp. 65-67.
- Fritz, B. (1961), "Verbundträger", *Springer-Verlag*, Berlin

Hofbauer, E. (1987), "Schnittkraftumlagerung am abschnittsweise hergestellten Durchlaufträger aus Spannbeton", *Bautechnik*, 1987/5, pp. 158-163.

Jankó L. (1980), "Hídépítés. Hídszerkezetek számítása", J19-411, *Tankönyvkiadó*, Budapest

Jankó L. (1982), "A tapadóbetétes feszített beton öszvértartók lassú alakváltozás és zsugorodás okozta feszültségei", *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1982/1, pp. 14-23.

Jankó L. (1998), "Vasbeton hídszerkezetek", *Műgyeleti Kiadó*, Budapest

Kaján L. és Zámolyi F. (1979), "Feszítettbeton rüdszerkezetek állapotváltozásának vizsgálata", *UVATERV*, Budapest, 1979/2, pp. 42-48.

Kollár L. és Kékedy P. (1954), "A beton lassú alakváltozásának és zsugorodásának hatása vasbeton szerkezetek erőjátékára", *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1954/2, pp. 104-111.

Leonhardt, F. (1964), "Prestressed concrete design and construction", *W. Ernst u. Sohn*, Berlin-Munich

Leonhardt, F. (1979), "Vorlesungen über Massivbau. Teil 6. Grundlagen des Massivbrückenbaues", *Springer-Verlag*, Berlin - New York

Lipták L. (1966), "Beton szerkezetek kúszása és a harántkontrakció", *Kandidátusi értekezés*, Budapest

Platthy P. (1968), "Vasbeton lemezzel együttműködő acéltartók", J9-363, *Tankönyvkiadó*, Budapest

Rühle, H. (1954) "Die Herstellung statisch unbestimmter Systeme durch nachträgliche Verbindung von Stahlbetonfertigteilen", *Beton- und Stahlbetonbau*, 1954/2, pp. 32-36.

Rüsch, H. und Jungwirth, D. und Hilsdorf, H. (1973), "Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke", *Beton und Stahlbetonbau*, 1973/3, pp. 49-60.; 1973/4, pp. 76-85.; 1973/6, pp. 152-158.

Schade, D. (1982), "Schnittgrößen infolge zeitabhängiger Tragwerk- und Bodenverformungen", *Die Bautechnik*, 1982/4, pp. 119-123.

Szalai J. és Palotás L. szerk. (1984), "Reológiai hatások", *Mérnöki kézikönyv 2.*, pp. 232-247., *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest

Trost, H. (1967), "Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton", *Beton und Stahlbetonbau*, 1967/10, pp. 230-238.; 1967/11, pp. 261-269.

Trost, H. und Wolff, H.-J. (1970), "Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen in abschnittsweise hergestellten Spannbetontragwerken", *Der Bauingenieur*, 1970/5, pp. 155-169.

Zerna, W. und Trost, H. (1967), "Rheologische Beschreibung des Werkstoffes Beton", *Beton- und Stahlbetonbau*, 1967/7, pp. 165-170.

Zerna, W. (1986), "Näherungsweise Berechnung der Alterungsbeiwerts für das Betonkriechen", *Beton- und Stahlbetonbau*, 1986/10, pp. 275-278.

**Dr. habil Jankó László** (1947) okl. építőmérnök 1971-ben végzett a BME Építőmérnöki Karán. Azóta változatos szakmai tevékenységet fejtett ki. *Tervezői és szakértői* gyakorlata (és részben kutatói munkássága is): 1971-től monolit és előregyártott magaspépítési vasbeton szerkezetek, víztároló medencék... (KÖZTI, BVTV, MÉLYÉPTERV); 1979-től *vasbeton hidak*, aluljárók, támfalak, stb. a *FŐMTERV Rt.*-nél. 1971-től vesz részt a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének különböző *oktatási* tevékenységeiben. Fő szakmai és tudományos érdeklődési területei: vasbeton hidászat (feszített vb. hidak), vasbeton-szilárdságtan, mérnöki stabilitáseméleti alkalmazások (rudak, héjak).

1976-ban szerezte meg a műszaki egyetemi doktori fokozatot, majd 1983-ban a műszaki tudomány kandidátusa lett. 1998-ban habilitált, és 1999-ben a BME-től *egyetemi magántanári* címet kapott. Ezzel összefüggésben 1999-től a Vasbeton hidak és műtárgyak c. tantárgy egyik előadója (Jankó, 1998).

## INFLUENCE OF CREEP ON THE INTERNAL FORCES I.

The main *purpose* of this paper (consisting of two parts) is to give a clear survey of the changes in the internal forces caused by *creep*, considering also the change of the structural system caused by the construction technology. In part I of the paper the *theoretical* bases (Dischinger, Trost) are summarized and the applications for reinforced concrete structures are mentioned (additional stresses from creep and shrinkage, as well as the losses of the prestressing force). Although a significant part of this paper is well known for the researchers, we hope that this paper contains important knowledge which fills the gap between theory and *practical design*. It is desirable to provide simple, easy-to-survey and easy-to-use methods for the designers.

## \* SZERKESZTŐSÉGI MEGJEGYZÉS

A szerkesztőség örömmel fogadta a szakmai közérdeklődésre számot tartó cikket. A beton anyagú szerkezetek viselkedésének jobb leírásához járulnak hozzá a tanulmányban tárgyalt számítási módszerek. Reméljük, ezek élénk visszhangra találnak. Érdemesnek tartjuk, hogy lapunk olvasóihoz forduljunk a szóhasználat egységesítése érdekében. Az alábbi definíciók tükröződnek az átvételre kerülő európai szabványokban is.

**Kúszás** (creep, Kriechen, fluage): a betonnak a tartós teher alatt, időben bekövetkező, növekvő alakváltozásait jelenti (tehát a teher vagy feszültség állandó és az alakváltozás növekszik). Így a kúszási alakváltozás a teljes alakváltozásnak az a része, ami a tartós teher hatásából származik

**Relaxáció vagy emyedés** (relaxation, Relaxation, retrait): az állandó hosszon idővel bekövetkező feszültségcsökkenést jelenti (tehát a vizsgált betét hossza, ill. alakváltozása állandó, és a benne lévő feszültség csökken).

**Zsugorodás** (shrinkage, Schwinden): túlnyomórészt a betonból elpárolgó víz hatására bekövetkező térfogat csökkenést jelenti. Bár van kémiai része is, a zsugorodás döntően reverzibilis, fizikai jelenség. (A zsugorodás ellentétét, vagyis a vízfelszívásból származó térfogat-növekedést *duzzadásnak* nevezzük.). A zsugorodás szabad levegőn, közvetlenül a betonozást követően elkezdődik, a kúszás viszont csak a tartós teher fölhordása után. A zsugorodás tehát független a kúszástól, így nem vonhatók össze. Az európai szabványok is szétválasztják a kúszást és a zsugorodást.

A gyakorlatban természetesen mindezek a jelenségek kombinálódhatnak. Ha szükség van az időben lejátszódó jelenségek: a kúszás, a zsugorodás és a relaxáció egyidejű említésére, akkor használhatjuk az *időtől függő jelenségek* (time dependent phenomena, zeitabhängige Erscheinungen, effets differés) kifejezést.

B. L. Gy., T.G., D.Gy.

# NEM ACÉL ANYAGÚ (FRP) BETÉTEK ALKALMAZÁSA A HÍDÉPÍTÉSSEN



Dr. Balázs L. György – Borosnyói Adorján

*Az utóbbi évtizedekben a hidakon tapasztalt jelentős korróziós károk a nem korrodeáló, elsősorban a nem acél anyagú (FRP) betétekre irányították a kutatók, a gyártók, a tervezők és az üzemeltetők figyelmét. A nem acél anyagú betétek alkalmazhatók feszített vagy nem feszített betétként, ferdekábelként, illetve utófeszített megerősítés betéjeként. Jelen cikk igyekszik rávilágítani erre az új műszaki lehetőségre, és megvalósult példákon keresztül bemutatja az eddigi tapasztalatokat.*

**Kulcsszavak:** szálerősítésű anyagok, üvegszál, aramiduszál, szénszál, feszítőbetét, tartósság

## 1. BEVEZETÉS

A hídépítés napjainkban legnagyobb mennyiségben és legsokeoldalúbban alkalmazott anyaga a beton. A betonról sokáig azt feltételeztük, hogy élettartama korlátlan, ezért a tervezési előírások évtizedeken keresztül nem is támasztottak jelentős tartóssági követelményeket a vasbeton, illetve feszített vasbeton hidakkal szemben. Ez a gondolkodásmód egyáltalán nem volt elítélhető, hiszen nem volt sem a maihoz hasonló ipari szennyezés, sem számottevő jégmentesítő sózás.

Az ipar és a közlekedés erőteljes fejlődése, valamint a 60-as évek közepén bevezetett téli jégmentesítő sózás maga után vonta környezetünk elszennyeződését, ami a beton- és, vasbeton szerkezetek élettartama szempontjából sem közömbös. Az egyre agresszívabb légkör és talajvíz növeli a vasbeton szerkezetek acélbetétei korróziójának veszélyét, amit csak fokoz a jégmentesítő sózás hatása. Legnagyobb veszélynek a karcsú, kisebb betonkeresztmetszettel rendelkező feszítettbeton híderendák feszítőbetétei vannak kitéve, melyeket a feszültségkorrózió kialakulása is fenyeget. Külön ki kell hangsúlyozni az utófeszített, utólagosan tapadóbetétes hidak kábelvezető csöveinek esetleges tökéletlen kiinjektálásából fakadó veszélyeket is.

## 2. HIDAK ACÉLBETÉTEINEK KORRÓZIÓJA

Amint az ismeretes, a betonban lévő cement hidratációja során nagy mennyiségű  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  szabadul fel, amely a betont erősen lúgos kémhatásúvá teszi (pH 12,5...13,5). Ilyen környezetben a beépített acélbetétek felületén egy vékony, molekuláris vastagságú, korrózió ellenálló réteg alakul ki. Ez a felületi réteg mindaddig védi a betéteket, amíg a környező beton kémhatása 9...10 pH feletti. A légkör  $\text{CO}_2$  tartalmának hatására azonban a beton felületi rétegei karbonátosodnak, pH-jük csökken. A jégmentesítő sók magas kloridion-tartalmú oldatai pedig folyamatosan beszivároghatva eléri az acélbetéteket, megszüntetik a betétek passzív felületi rétegét, így az acélbetétek korróziójának veszélye erősen lúgos környezetben is fennállhat (Balázs, 1991). Ennek következtében a hidak állapota romlik, fenntartási költségeik nőnek (a mintegy 6000 magyarországi, országos közutakon lévő közúti vasbeton hídból mintegy 2000 van kitéve a rendszeres sózás okozta korróziós veszélynek).

Fentiek miatt a tartósság kérdését tanulmányozó mérnököket

már régóta foglalkoztatja a bebetonozott acélbetétek korrózió elleni védelmének növelése, melynek eredményeként számos megoldás született a beton tömörségének fokozásától, adalékszerek alkalmazásán át, az acélbetétek bevonatáig. Ezen megoldások azonban nem mindig vezettek kielégítő eredményre.

## 3. NEM ACÉL ANYAGÚ BETÉTEK – SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMEREK

### 3.1 A kezdetek – üvegszálal betétek

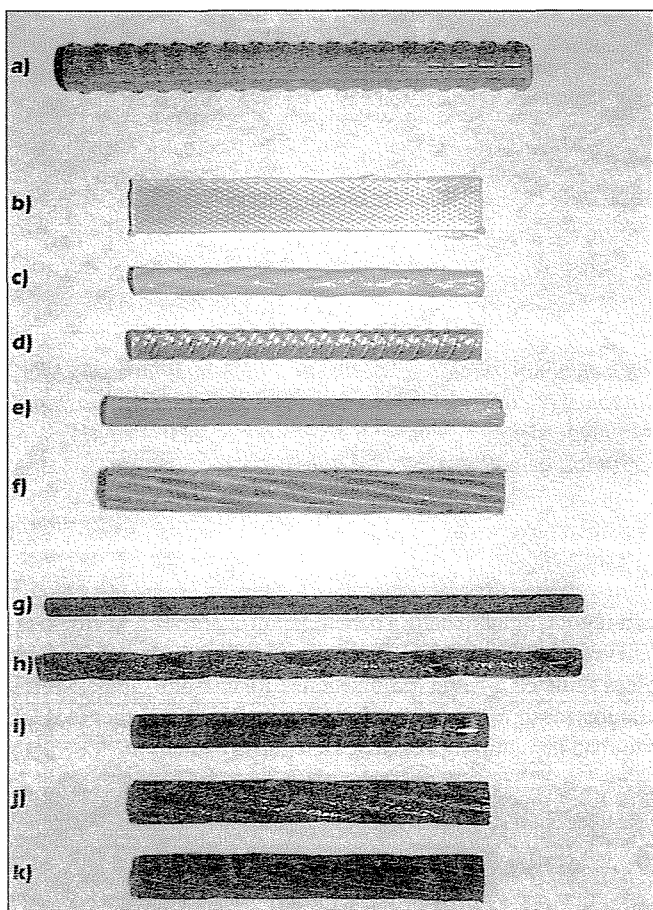
Betonacélok helyett üvegszálal polimer betétek betonszerkezetekben való alkalmazásának gondolata már az ötvenes évek végén felmerült egyes kutatókban, sőt gerendákkal is hajtottak végre kísérleteket (Rubinsky – Rubinsky, 1959). Úttörő próbálkozásai azonban kudarcba fulladtak, mivel akkoriban még nem tudtak előállítani kedvező felületi kialakítású, a betonnal kellőképpen együttműködő betéteket.

Nagy szünet után a hetvenes években került újra előtérbe – először Németországban, majd később Japánban, és más államokban is – a szálerősítésű polimerek alkalmazása. A kutatók főleg üvegszálal polimerekre irányultak.

A legelső nem acél anyagú feszítőbetétet a német Bayer AG hozta forgalomba Polystal® HLV (Hochleistung-Verbundstab) márkanéven. A cég komplett feszítési rendszert fejlesztett ki üvegszálal kábelek alkalmazásával és lehorgonyzó elemekkel. Az új anyag hídépítésre való alkalmasságát nagyméretű próbatesteken vizsgálták, majd az első alkalmazásra, egy Polystal® elemekkel feszített gyaloghíd megépítésére 1980-ban, Düsseldorfban került sor. Ennek sikerén felbuzdulva három további híd is épült Németországban Polystal® feszítőbetéttel.

A nyolcvanas években világszerte próbálkoztak az üvegszálal polimer betétek hídépítési alkalmazásával, így Svédországban, a Szovjetunióban, Japánban, az Egyesült Államokban és más országokban is épültek ilyen hídszerkezetek. A széleskörű elterjedésnek az a tény vetett végül gátat, hogy a hagyományos üvegszál nem alkáliálló, így a beton erősen lúgos kémhatása roncsolja.

Napjainkban ismét visszatért az érdeklődés az üvegszálal polimer betétek felé, ezek azonban már speciális összetételű üvegszálal és speciális ágyazóanyaggal készülnek (pl. uretánnal modifikált vinilészter), amelyeknek teljes alkáliállóságát szavatolják a gyártók. Ilyen alkáliálló üvegszálal be-



**1. ábra:** FRP betétek kialakítási lehetőségei  
a) periodikus bordázatú GFRP betét (C-BAR®)  
b) négyzetű keresztmetszetű AFRP betét (Arapree®)  
c) fonott AFRP betét (FiBRA®)  
d) periodikus bordázatú AFRP betét (Technora®)  
e) homokszórt felületű AFRP betét (Arapree®)  
f) héteres AFRP pászma  
g) homokszórt felületű CFRP betét (Carbon-Stress®)  
h) homokszórt, bordás CFRP betét  
i) rovátkoitt felületű CFRP betét (Leadline®)  
j) héteres CFRP pászma (NACC®)  
k) héteres CFRP pászma (CFCC®)

tétnek tekintik a C-BAR®-t, melyet kifejezetten hagyományos, nem feszített szerkezetek készítéséhez fejlesztett ki a Marshall Industries Composites, Inc., USA (európai licenctulajdonos: Schöck Bauteile GmbH, termékük márkaneve: Schöck ComBAR®). A C-BAR® betétek üveg-, aramid-, szén- és üveg-szén hibrid szálakkal is készülnek, a betétek felületére pedig

**1. táblázat** Néhány jellegzetes FRP betét mechanikai jellemzői

márkanév (gyártó)	száلتípus	ágyazó anyag	szál-tartalom	húzószil. [N/mm <sup>2</sup> ]	rugalmassági modulus [N/mm <sup>2</sup> ]	szak. nyúlás [%]	hőtág.e.h. tengely-irányban [1/°C]
Polystal (Bayer)	E-üveg	poliészter	68 V%	1670	51000	3,3	7,0·10 <sup>-6</sup>
Sportex	E-üveg	epoxi (Eskaplast)	n.a.	1600	52000	3,1	n.a.
JITEC (Cousin)	E-üveg	vinilészter	n.a.	1000–1600	35000–55000	3,8	n.a.
C-BAR (Marshall) (Schöck)	E-üveg, aramid, szén, hibrid	vinilészter	60-70 V%	700–1000	38000–42000	2,0	7,0·10 <sup>-6</sup>
Arapree (AKZO)	aramid (Twaron)	epoxi	43 V%	1200–3000	53000–91000	3,0	-1,6·10 <sup>-6</sup>
FiBRA (Mitsui)	aramid (Kevlar49)	epoxi (Bisphenol)	65 V%	1775	58000	3,1	n.a.
Technora (Teijin)	aramid (Technora)	vinilészter (Bisphenol)	65 V%	1765	53000	3,3	n.a.
CFCC (Tokyo Rope)	szén (PAN)	epoxi (Novolak)	64 V%	2100	137000	1,5	0,6·10 <sup>-6</sup>
Leadline (Mitsubishi)	szén (pitch)	epoxi	65 V%	2250	147000	1,5	0,68·10 <sup>-6</sup>
Bri-Ten (Bridon)	szén (PAN)	epoxi	65 V%	2290	143000	1,6	n.a.
Carbon-Stress (NEDRI)	szén	epoxi	60-70 V%	2400–3000	155000–165000	1,5–1,9	0,2·10 <sup>-6</sup>

n. a.: nincs adat

kerámia bordázatot ragasztanak a jobb együttműködés biztosítása érdekében (Marshall, 1995; Schöck, 1997).

C-BAR® márkanevű betét felületi kialakítását, az alábbiakban ismertetésre kerülő többi betéttel együtt az 1. ábrán, mechanikai jellemzőit pedig az 1. táblázatban láthatjuk.

### 3.2 Aramid és szén-szál betétek

A nyolcvanas években széleskörű kutatások kezdődtek egyéb szálak előállítására. A munka eredményeként – melynek élén Japán járt – aramid (aromás poliamid) és szén-szál alkalmazására is lehetőség nyílt. Ezeket kezdetben csak az űrkutatásban és a hadiiparban alkalmazták (pl. golyóálló mellények), a fokozatos árcsökkenés azonban lehetővé tette a polgári repülőgépipari, az autógyártási, a szórakoztató elektronikai (pl. hangfalak), a sportszergyártási (pl. silécek, teniszlabdák), majd mérnöki alkalmazásokat. Betonszerkezetekben való alkalmazásra Japánban állítottak elő elsőként aramid-szál (pl. FiBRA®, Technora®) és szén-szál (pl. CFCC®, Leadline®) betéteket, és a mai napig itt készülnek a legnagyobb mennyiségben. Európában többek között Hollandiában találhatunk aramid-szál (Arapree®) és szén-szál (Carbon-Stress®) betéteket előállító cégeket.

E két utóbbi száltípus elsődleges előnye, hogy nagy szilárdságuk mellett nagy a fáradási szilárdságuk is és elektrolitikus korrózióval szemben teljesen ellenállóak. A szén-szálak teljes mértékben, míg az aramid-szálak a mérnöki szerkezetek használati élettartama alatt alkáliállónak tekinthetők.

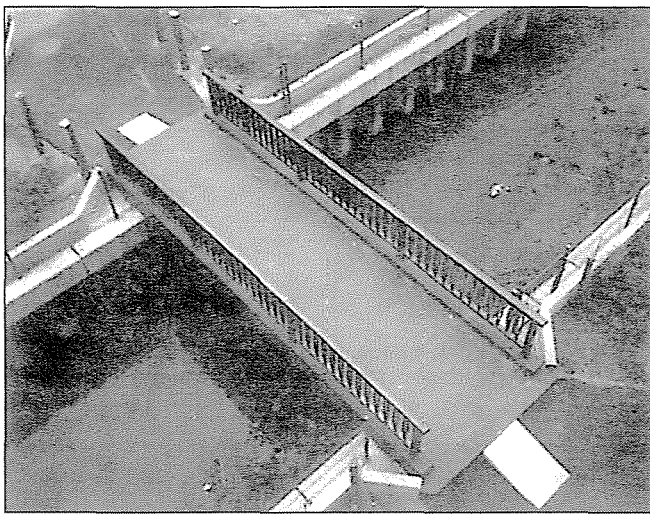
Észak-Amerikában, Japánban és Európában egyre több hidépítési alkalmazással találkozhatunk, így a nagyobb tömegű termelés beindulásával a szálerősítésű kompozitok árának további csökkenése és – elsősorban a szén-szálak polimerek – szélesebb körű építőmérnöki elterjedése prognosztizálható.

Aramid- és szén-szál betétek kialakítását az 1. ábrán láthatjuk, mechanikai jellemzőik az 1. táblázatban találhatók.

### 3.3 Nem acél anyagú (FRP) betétek tulajdonságai

A szálerősítésű polimer (FRP = Fibre Reinforced Polymer) betétek több tízezer darab 8...10 µm átmérőjű, párhuzamosan futó, nagy szilárdságú szálból és azokat összefogó ágyazóanyagból állnak. Az ágyazóanyag szerepe nem csupán a szálak összetartása és a terhek elosztása a szálak között (különös





2. ábra: A Nagatsu gyaloghíd képe (Tokyo Rope, 1993)

tekintettel az esetlegesen elszakadt szálak terheinek továbbítására), hanem azok fizikai védelme is a keresztirányú hatásoktól (a szálak keresztirányban sokkal kisebb szilárdságúak mint hosszirányban). Az FRP betétek a szálak anyagának megfelelően kapják elnevezésüket:

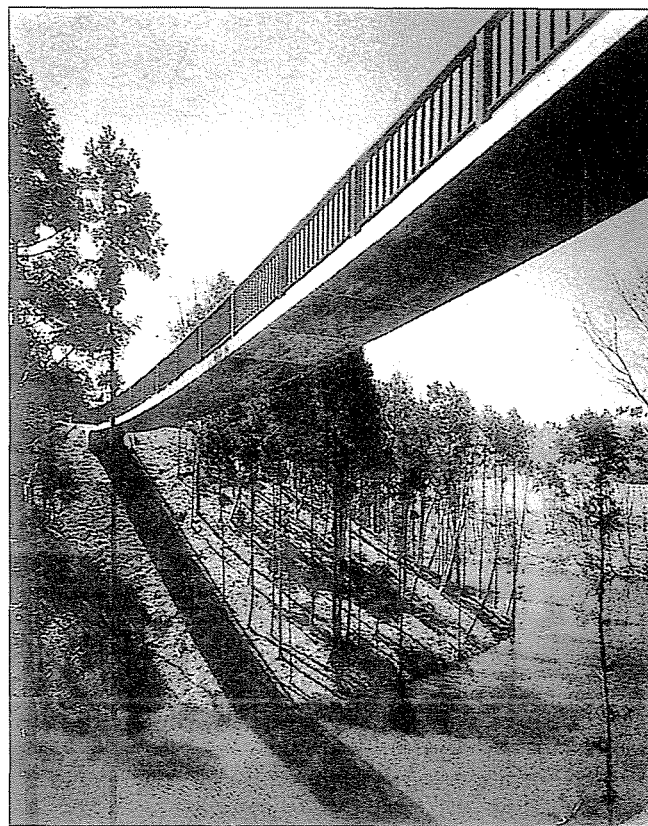
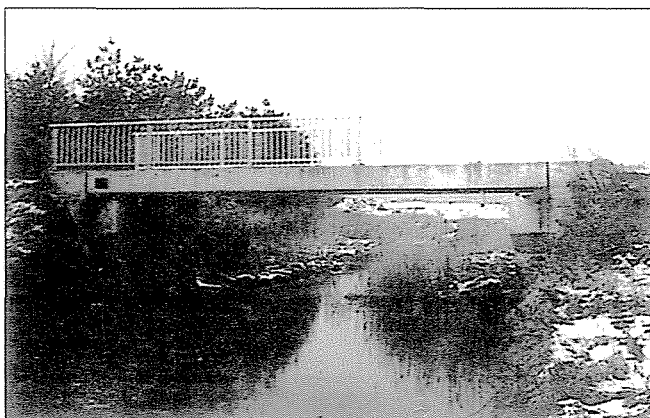
- aramidszál: AFRP (Aramid Fibre Reinforced Polymer) betétek,
- szénszál: CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer) betétek,
- üvegszál: GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer) betétek.

Az FRP betétek húzószilárdsága és rugalmassági modulusa a szálak típusától, a szálak hosszteneggel bezárt szögétől, a száltartalomtól (általában 60 V% körüli), a keresztmetszet alakjától és az ágyazóanyagtól függenek. Húzószilárdságuk 700...3000 N/mm<sup>2</sup>, rugalmassági modulusuk 70 000...300 000 N/mm<sup>2</sup>, míg szakadónyúlásuk 0,8%...4,0% közötti. A betétek hosszirányú tulajdonságait alapvetően a szálak határozzák meg, míg a keresztirányú viselkedést az ágyazóanyag is jelentősen befolyásolja (Kollár-Kiss, 1998).

Az FRP betétek jellegzetes tulajdonsága, hogy statikus terhelés hatására lineárisan rugalmasan viselkednek, majd ridegen szakadnak. Folyási jelenséget egyáltalán nem mutatnak. A korrózióállóságon kívül további előnyös tulajdonságuk a kis önsúly, a nem-mágnesezhetőség, a jó fáradási tulajdonságok valamint a kismértékű relaxáció és kúszás. A legkedvezőbb mechanikai és kémiai tulajdonságai a szénszál betéteknek vannak.

Az FRP betétek mechanikai jellemzőit az 1. táblázatban foglaltuk össze.

3. ábra: A No. 15. kerékpáros híd Hakui és Ganmon között (Tokyo Rope, 1993)



4. ábra: A Birdie gyaloghíd képe (Tokyo Rope, 1993)

## 4. NEM ACÉL ANYAGÚ (FRP) BETÉTEK A HÍDÉPÍTÉSSEN

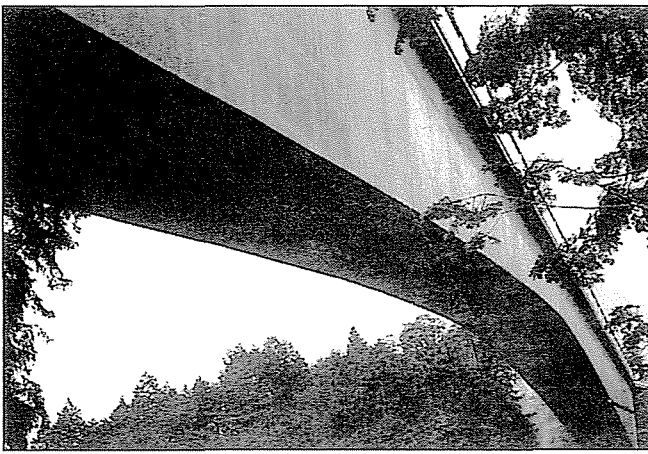
Hozzávetőlegesen már ötvenre tehető azon hídszerkezetek száma a világon, amelyekben FRP betéteket használtak. Ezek egy része gyalogos- ill. kerékpárhíd, másik része közúti ill. autópálya híd, de megtalálhatjuk közöttük magas vezetőségű elektromágneses lebegtetésű vasút híderendáit is. Ezen hídszerkezetek kevés kivételtől eltekintve Japánban és Észak-Amerikában találhatóak, az európai alkalmazások száma tíz körüli (Tokyo Rope, 1993; Taerwe, 1995; El-Badry, 1996; JCI, 1997; Crivelli, 1998; JPCEA, 1998). Az eddigi tapasztalatok kedvezőek.

A következőkben bemutatunk néhány példát Kanadából, Japánból és az Egyesült Államokból, érzékeltetve a már eddigi megvalósult FRP betétes hidak szerkezeti változatosságát.

### 4.1 Japán példák

Japán nem csak az FRP betétek mennyiségi gyártásában, de építőmérnöki alkalmazásában is világelső. Szén- és aramid-szál polimer feszítőbetétek előállításával már a 80-as évek eleje óta foglalkozik számos japán cég (pl. Tokyo Rope, Mitsubishi Kasei, Teijin, Nefcom, Mitsui). Így Japánban már 10 évnél idősebb szerkezeteket is találunk FRP betétekkel.

A nyolcvanas évek első felében üvegszál betétekkel szerzett, nem igazán kielégítő európai tapasztalatok miatt Japánban eleinte csak kis terhelésű, gyalogos-, ill. kerékpárhidak készültek az új anyagokkal. Japánban az volt a koncepciója, hogy a szerkezetek esetlegesen eltérő viselkedését lehetőleg minél több típusú szerkezeten és a lakosság veszélyeztetése nélkül tanulmányozzák. Ezért a nagyobb méretű és teherbírási hidak eleinte magánterületen épültek (golflubok, nemzeti parkok stb.).



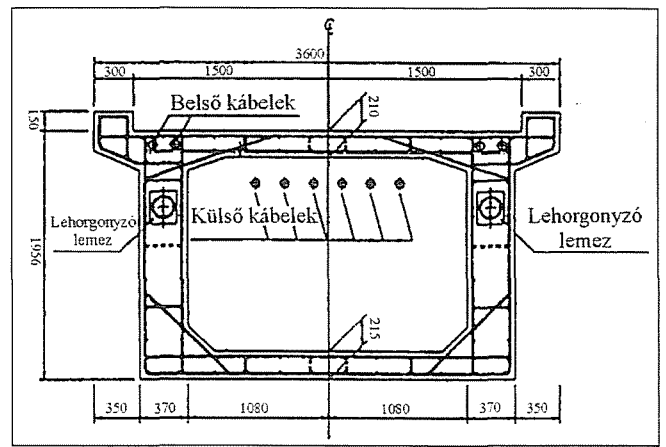
5. ábra: A Tsukude híd képe (Tokyo Rope, 1993)

1988. októberében készült el az első szénaszálas betéttel feszített híd Japánban. A 6,1 m hosszú, 7,0 m széles közúti híd helyszíni lemezzel együttdolgoztatott, előregyártott gerendás kialakítású (Tokyo Rope, 1993). Ezt követte 1989. márciusában a 8,0 m hosszú, 2,5 m szélességű Nagatsu gyaloghíd, amely üzemen előregyártott, feszített tömör lemezes szerkezetű. A híd fényképét a 2. ábrán láthatjuk. 1992. végéig három, kis terhelésű (kerékpáros) híd épült, feszített üreges lemez felszerkezettel, 7,6–10,5 m támaszközzel, a Hakuit és Ganmont összekötő 32 km-es kerékpárúton. Ezek egyikének képét a 3. ábra mutatja.

A 90-es évek elején indult meg Japánban a nagyobb nyílású szerkezetek építése. Ezeknek egyik szép példája az 54,5 m támaszközü, 1,7 m széles Birdie-híd, amelyet a 4. ábrán láthatunk. Felszerkezete bennmaradó zsaluzatos, utófeszített lemez.

Egy másik igen szép, nagyobb feszítávú, szénaszálas betétekkel feszített híd a Tsukude-híd, amely 1993. júniusában készült el. A híd 111 m hosszú, 75 m támaszközü, szekrény keresztmetszetű, két végén befogott, középső keresztmetszetében csuklós kialakítású. A pályalemez szélessége 3,6 m. A híd érdekessége, hogy mind belsőkábeles, mind külsőkábeles feszítést alkalmaztak. A belsőkábeles feszítés a szekrény gerinceiben haladó 6Ø12,5 mm CFCC® pászmákból kialakított kábel, míg a külsőkábeles feszítést 6 db, egyenként lehorgonyzott Ø12,5 mm CFCC® pászma alkotja a szekrény üregében vezetve. A hídról készült felvételt láthatunk az 5. ábrán, míg a híd hossz- és keresztmetszetét a 6. és 7. ábrák mutatják.

Érdekes példa a következő kétnyílású, törttengelyű, előregyártott szegmensekből készült feszítettbeton híd, amely a Haramachi hőerőmű területén épült 1997. végén (8. ábra) (FRP International, 1997). A híd tenger felőli nyílása 12,4 m



7. ábra: A Tsukude híd keresztmetszete (Tokyo Rope, 1993)

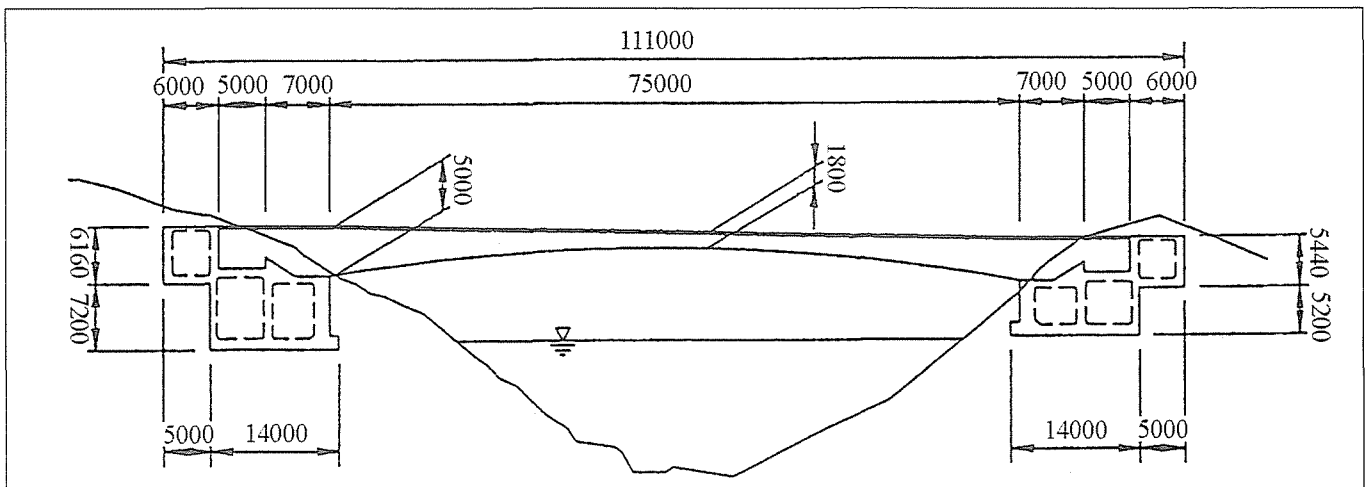
hosszúságú, főtartói hét darab kéttámaszú előfeszített gerenda. A part felőli nyílás 25,1 m, és főtartóit hét darab utófeszített gerendával alakították ki. Minden utófeszített főtartót három előregyártott szegmensből állították össze. A szegmenseket gyárilag előfeszítették 2 db Ø12,5 mm CFCC® pászmával, majd a helyszínen főtartónként 6 db Ø12,5 mm CFCC® pászma megfeszítésével tették folytonossá a part felőli nyílás gerendáit.

## 4.2 Észak-Amerikai példák

Kanadában és az Egyesült Államokban szintén több FRP betétes hídszerkezet található. Közülük itt hármat mutatunk be.

1993. novemberében adták át a forgalomnak Calgary Alberta területében a Beddington-hídat, amely az első kanadai FRP betétes híd beépített, folyamatosan működő monitoring rendszerrel (ún. „smart structure”) (Rizkalla – Tadros, 1994). A monitoring-rendszer beépített nyúlás- és hőmérő szenzorokból áll, amelyekkel a hídgerendák viselkedését lehet az építés és a forgalom hatása alatt folyamatosan nyomon követni. A híd egy kétnyílású, folytatólagos, 33°-ban bal ferdeségű hídszerkezet, nyílásai 22,85 m és 19,23 m nagyságúak. A híd főtartóit 13 darab előregyártott T-kétszárú előfeszített gerenda képezi mindkét nyílásban, melyek közül hat készült szénaszálas feszítőbetéttel. Négy gerendában Ø15,2 mm CFCC® betétek (gyártó: Tokyo Rope), kettőben pedig Ø8 mm Leadline® betétek (gyártó: Mitsubishi Kasei) találhatók. A gerendákat úgy tervezték, hogy használati határállapotban azonos viselkedést mutassanak az acél feszítőpászmákkal készült elemekkel. Ez a tervezési feltétel azt eredményezte, hogy a

6. ábra: A szénaszálas betétekkel feszített Tsukude híd hosszszelvénye (Tokyo Rope, 1993)





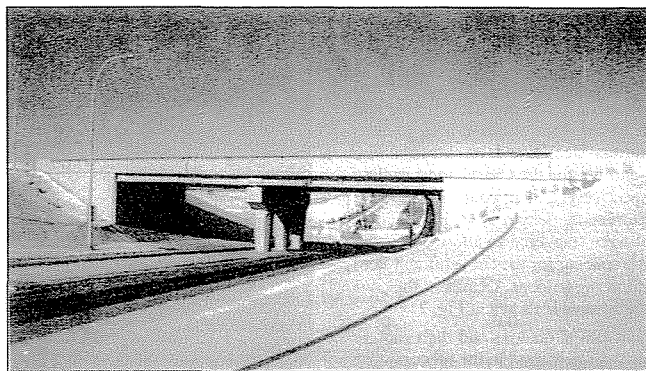
8. ábra: Híd a Haramachi hőerőmű területén, Japánban (FRP International, 1997)

CFRP betétekkel feszített elemek teherbírása nagyobb, a tönkremenetelhez tartozó lehajlásuk pedig kisebb lett, mint az acél pásmákkal feszített elemeké. A kész hídszerkezetet a 9. ábrán láthatjuk.

Második kanadai példánk a Taylor-híd, amely Manitoba állam Headingley járásában található az Assiniboine folyó felett (Rizkalla et al., 1998). A hidat 1997. októberében adták át a forgalomnak. A híd összesen 165 m hosszú, melyet négy pillér oszt kéttámaszú, azonos támaszközü mezőkre. A híd főtartói mezőnként 8 előrefeszített vasbeton I-tartóból állnak, amelyek 1,8 m magasak. A híd 4 CFRP betéttel feszített gerendát tartalmaz, melyek közül kettő kizárólag nem acél anyagú betétekkel készült. Két-két gerenda készült CFCC<sup>TM</sup> (Ø15,2 mm) és Leadline<sup>TM</sup> (Ø10 mm) betétekkel. A híd pályalemezének egy szakaszában szintén CFRP betétekkel helyettesítették a vasalást (Ø10 mm Leadline<sup>TM</sup>).

A híderendák kialakítása több szempontból is nagy jelentőségű. Az egyik, a már említett CFRP kengyelek alkalmazása (ezt azért fontos kiemelni, mert FRP betétekből a helyszínen nem hajlíthatók kengyelek, az éles törések kialakítása csak a gyárban, az ágyazóanyag megszilárdulása előtt lehetséges). Ennél a hídnál alkalmaztak elsőként nem egyenes vonalvezetésű FRP feszítőbetéteket is. A CFCC<sup>TM</sup> betétes elemekben 32 egyenes és 14 törtvonalú, míg a Leadline<sup>TM</sup> betétes elemekben 38 egyenes és 18 törtvonalú feszítőbetét került beépítésre (enyhe szögben az FRP betétek meghajlíthatók, pl. szállításuk is megoldható 2 m átmérőjű tekercekbén). További érdekessége a felszerkezetnek, hogy a pályalemez és a főtartók együtt-dolgoztatását a kengyeleknek a gerendák fején való túlnyújtásával oldották meg, így a CFRP betétek csaphatással történő nyíróerő-átadása is tanulmányozható a szerkezeten.

A gerendák viselkedésének tanulmányozására 1:3,6 arányú modellkísérletek folytak (Fam et al., 1995). A kísérleti elemek

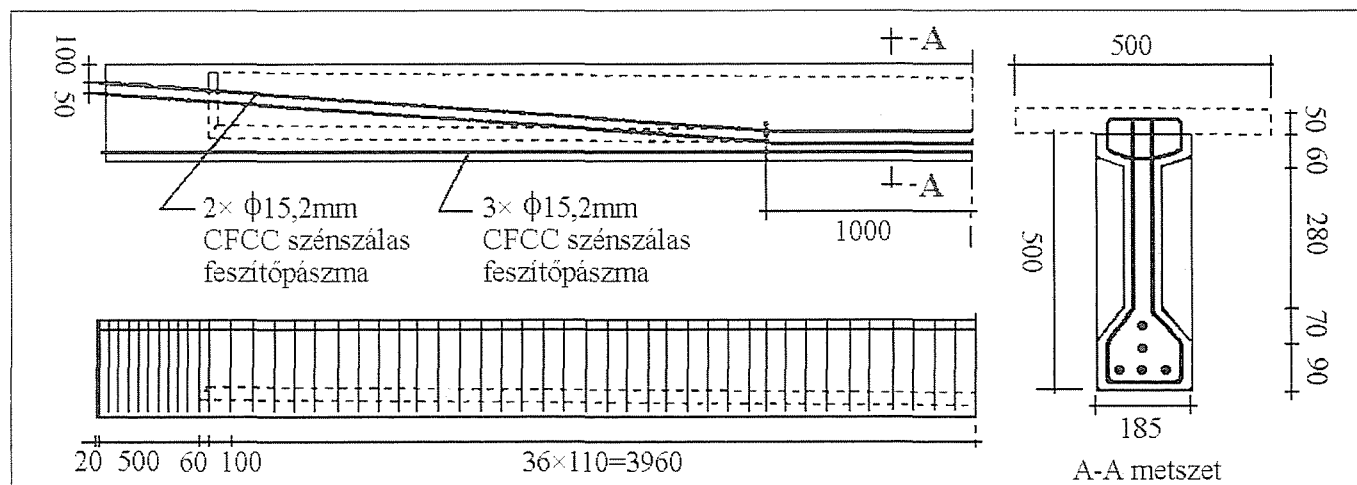


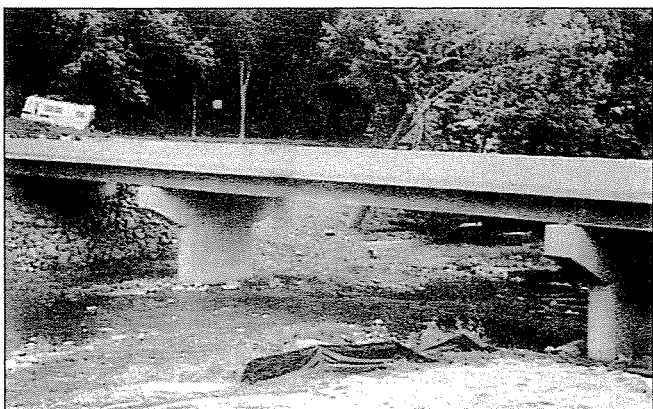
9. ábra: A Beddington-híd, Calgaryban (Rizkalla – Tadros, 1994)

hasznos magasság – támaszköz aránya megegyezett a híderendákéval. Összesen hat darab, 9,3 m hosszúságú, 500 mm keresztmetszeti magasságú elem készült, melyekre 7 nap elteltével 500 mm széles, 50 mm vastag fejlemez utólag betonozták. A CFCC<sup>TM</sup> betétes gerendák hossz- és keresztmetszeti kialakítását a 10. ábrán láthatjuk. A feszítőbetétek 40%-a volt – hasonlóan a híderendákhoz – nem egyenes vonalvezetésű. Az irányeltérítés 4°-os szögben történt. A gerendák és a fejlemez együtt-dolgoztatása érdekében az összes kengyelt a gerendák felső síkján túlnyújtották. A kutatók vizsgálataik alapján úgy találták, hogy a CFRP kengyelek teherbírása a nem tengelyirányú igénybevétel miatt a tengelyirányú teherbírásnak csak mintegy 45%-a (ezt más kutatók vizsgálatai is alátámasztják) illetve, hogy a CFRP betétek csaphatással való együtt-dolgoztató képessége megfelelő.

A harmadik, röviden bemutatott híd a McKinleyville-híd (Nyugat Virginia, USA) (Thippeswamy et al., 1998). A kétsávos közúti hidat 1996. szeptemberében adták át a forgalomnak, szerkezeti kialakítását tekintve öszvérhid (11. ábra). A háromnyílású felszerkezet teljes hossza 54 m, főtartói 330'1300 mm-es hengerelt acélszelvények egymástól 1500 mm távolságban, melyeket helyszíni, FRP betétes pályalemez dolgoztat együtt. A 229 mm vastag pályalemezben kizárólag FRP betétek vannak, a fővasalás Ø13/152 mm, az elosztó vasalás Ø10/152 mm. A betonfedés a felső oldalon 38 mm, az alsó oldalon 25 mm. Két eltérő üvegszál FRP betétet alkalmaztak: az egyik a korábban már bemutatott C-BAR<sup>®</sup> (gyártó: Marshall Industries), a másik telítetlen poliészter gyantába ágyazott E-üvegszál, spirálbordás + homokszórt felületű betét volt (gyártó: Grating International). A pályalemez vasalását az epoxibevonatos acél zsámolyokkal a 12. ábrán láthatjuk. Itt kell felhívni a figyelmet az alkalmazott betétek kis testsűrűségére (16 kN/m<sup>3</sup>), amely a betétek helytelen szerelése ese-

10. ábra: A Taylor-híd CFRP betétes tartóinak modellgerendája (Fam et al., 1995)





11. ábra: A McKinleyville-híd képe (Thippeswamy et al., 1998)

tén vibrálásakor a betétek betonban való felúszásához, így a betonfedés megváltozásához vezethet (az alkalmazott beton testsűrűsége  $24 \text{ kN/m}^3$  volt). A betétek felúszását úgy előzték meg, hogy az ábrán látható módon a betéteket mind a távtartókhoz, mind a zsaluzathoz rögzítették. A zsámolyokat egyébként sűrűbben kell elhelyezni, mint hagyományos acélháló esetén, a betonozó munkás súlya alatti nagy lehajlás elkerülése érdekében.

A híd forgalom alatti viselkedését a közeli egyetem kutatói 2000. nyaráig folyamatosan regisztrálják.

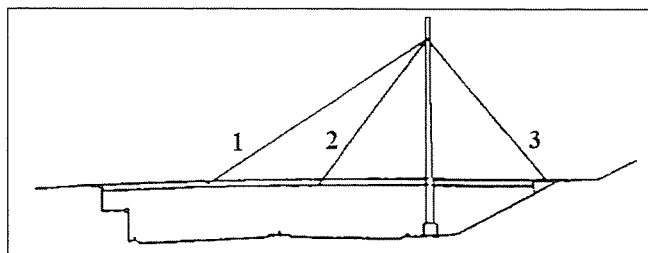
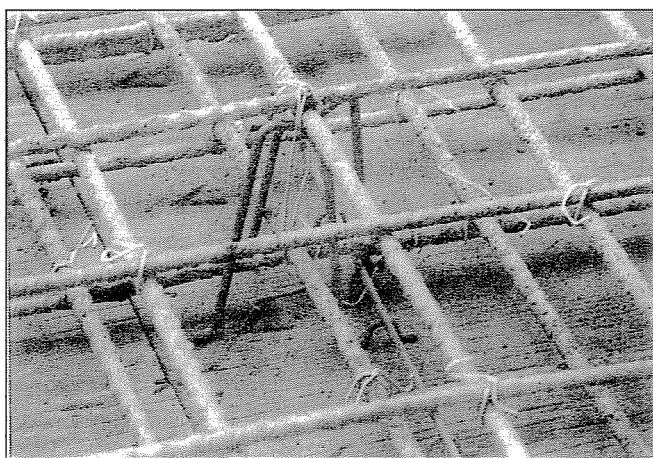
### 4.3 Ferdekábeles hidak FRP feszítőpázmával

A nagyon nagy támaszközü hidak tervezésének egyik alapvető szerkezeti kérdése, hogy ferdekábeles vagy függőhíd készüljön-e illetve, hogy a tartókábelek mérete (így önsúlya) a támaszköz növelésével egyre nagyobb. A jelenleg használatos, nagy szilárdságú acélokkal ezért elméletileg csak legfeljebb 5000 m körüli támaszközü függőhíd lenne kialakítható. A nagy szilárdságú és kis önsúlyú szén- ill. aramidszálas feszítőbetétekkel azonban ez az elméleti határ kiterjeszhető 10000...14000 m-ig. Ez a hatalmas támaszköz rávilágít arra, hogy nagy támaszközü ferdekábeles vagy függőhidak esetén az FRP anyag versenyképes, alternatívát jelenthet, kizárólagos megoldást jelenthet a nagy feszítávolságok tartományában.

Éppen ezért számos kutató foglalkozik ezzel a témakörrel, sok kérdés azonban még tisztázásra vár. Ilyenek többek között (Head, 1996):

- aerodinamikai stabilitás kérdése szélteherre,

12. ábra: A McKinleyville-híd pályalemezének FRP betétei (Thippeswamy et al., 1998)



13. ábra: A Box Lane gyaloghíd vázlatos kábelelrendezése (Head, 1996)

- megsérülhetnek-e a kábelek – a kisebb keresztirányú szilárdság miatt – beépítéskor, villámsújtáskor, baleset esetén vagy szándékos rongáláskor,
- okozhat-e a jég kopást a kábelek felületén,
- eltér-e a kábelek tartós és fáradási szilárdsága a kísérleti extrapolációktól,
- mennyi legyen a kábelek tervezési igénybevétele, stb.

Nem acél anyagú betétek alkalmazására ferdekábeles szerkezetben ma még csak néhány kísérleti példát találhatunk. E területen azonban további fejlődés várható.

Szénszálas kábelek első alkalmazására 1996-ban Svájcban került sor, a Storchenbrücke ferdekábeles hídján Winterthurban (BBR, 1996). Az acél merevítőtartós, 124 m ( $63\text{m} + 61\text{m}$ ) hosszú, egy pilonos híd 24 tartókábeléből kettő készült szénszálas polimerből: az 5. és 6.  $130 \times \varnothing 7$  mm acélkábel helyettesítették  $241 \times \varnothing 5$  mm CFRP kábelrel. Mivel az acél és szénszálas kábelek külső átmérője csaknem azonos, a szénszálas kábel nem befolyásolja a híd esztétikai képét. A szénszálas kábelben folyamatosan mérik az alakváltozásokat.

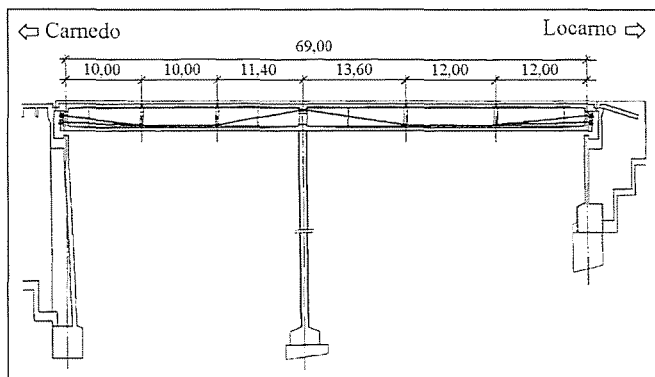
Nagy-Britanniában is találunk két kísérleti hídszerkezetet, melyek közül az egyik tartókábelei aramidszálas polimerből készültek (Aberfeldy-híd), míg a másik szénszálas kábelekkel készült (Box Lane gyaloghíd, Staffordshire). Ez utóbbi vázlatos kábelelrendezését a 13. ábrán láthatjuk (Head, 1996). A híd aszimmetrikus kábelelrendezésű, acél pilonos és merevítőtartós, nyílásai 38,55 m és 12,60 m, a kábelek pedig 19,5-20,5-28,9 m hosszúak.

## 5. MEGERŐSÍTÉS FRP BETÉTEKKEL

Hídszerkezetek külsőkábeles utófeszítéssel való megerősítését régóta sikerrel alkalmazzuk. Erre általában azokban az esetekben kerül sor, amikor a szerkezet tehernövekedése, túlterhelése, vagy egyes igénybevételeinek helytelen számításba vétele miatt a túlzott alakváltozások meg nem engedhető mértékű repedéstágasságot eredményeznek. A módszerrel lehetőség van mind hajlítási, mind nyírási teherbírás-növelésre.

Hídszerkezetek utólagos megerősítésének szükségességét előidézhetheti korróziós károsodás (pl. feszítőbetétek szakadása) is. Ilyen esetekben általában számíthatunk az agresszív anyagok jelenlétére a megerősítést követő időszakban is, ezért célszerű lehet a megerősítést korrózióálló, szálerősítésű anyagokkal végrehajtani.

Ilyen megerősítése történt 1998 őszén egy kétnyílású, szekrény-keresztmetszetű, kétsávos, közúti feszített vasbeton hídnak Intragná-ban, a Ri di Verdasio felett (Meier, 2000). A híd nyílásai 31,4 és 37,6 m, a közbenső támasz 25 m magas, karcú vasbeton pillér, a pályalemez szélessége 6 m. A hídon végzett rutinvizsgálat során átázásokat és korróziós nyomokat fedeztek fel, majd részletes vizsgálattal kimutatták, hogy a tartószerkezet betonjának kloridion-tartalma (a cement tömegére vonatkoztatva) 2,8% volt a nem feszített vasalás-, és 2,0% a feszítőbetétek magasságában (emlékeztetünk, hogy a megengedett legnagyobb kloridion-tartalom általában 0,4% a cement



14. ábra: A Rì di Verdasio hidjának hosszmetsete (Meier, 2000)

tömegére vonatkoztatva). A híd 14 éves használata során egyes helyeken a vasalás teljes keresztmetszetében korrodeálódott.

A szerkezet megerősítését 4 db törtvonalban vezetett szén-szálalás feszítőbetéttel végezték, melyek mindegyike 19 db 5 mm átmérőjű szén-szálalás huzalból állt. A kezdeti feszítési feszültség  $1610 \text{ N/mm}^2$  volt, ami a feszítőbetétek húzószilárdságának 65%-a. A megerősítést számos kísérlet előzte meg a gyártó (BBR Ltd.) és az EMPA dübendorfi laboratóriumában, melyek során többek között a szén-szálalás kábelek véglehgorgonyzási módját és az irányeltérítő elemek megengedhető legkisebb görbületi sugarát vizsgálták. Ez utóbbi (tekintettel a szén-szálalás betétek relatíve kis keresztirányú szilárdságára) 3,0 m volt. A híd hosszmetsetét a szén-szálalás kábelek vonalvezetésével a 14. ábrán láthatjuk.

## 6. GAZDASÁGOSSÁGI MEGFONTOLÁSOK

Egy hídszerkezet gazdaságosságát befolyásoló legfontosabb tényezők többek között a híd funkciója, helye, az alkalmazott anyagok, a felszerkezet valamint az alépítmény kialakítása, az építéstechnológia, a szállítás, az építési idő, az építés alatti forgalom biztosítása, a csatlakozó létesítmények és a fenntartási költségek. Minden egyes tényezőnek költségvonzata van, amelyet a tervezésnél figyelembe kell venni. A költségek alapvetően két nagy csoportra oszthatók: a beruházási és az üzemeltetési költségekre. óriási hiba tehát egy létesítményt pusztán az építéskori bekerülési költség tükrében vizsgálni.

A teljes élettartam alatt megfelelően működő, minimális összköltségű szerkezet létesítésének megcélzása más szemléletet igényel. Ekkor olyan mérnök-gazdasági elemző módszereket kell alkalmaznunk, melyek segítségével egy elfogadhatónak tekintett megtérülési ráta (kamatláb) mellett a szerkezet teljes élettartama alatt fellépő költségek és bevételek jelenértékét (Present Value) hasonlítjuk össze (Balázs – Almakt – Erdélyi, 1998). Hídszerkezetek esetén jellegükből adódóan általában nem lehet bevételekkel számolni, ezért a fenti módszerekkel a teljes élettartam-költségek (Life Cycle Cost) összehasonlítása alapján kell a beruházásról dönteni. *Ezzel a szemlélettel a nagyobb bekerülési költségű szálerősítéses anyagok létjogosultsága igazolható*, ami magában foglalja a fenntartási költségek csökkentését és a fenntartási munkálatok számának csökkentését.

## 7. SZABVÁNYOSÍTÁS

A gyors és megbízható tervezést a mérnöki gyakorlatban jól ismert szerkezeti anyagok és a bevált szerkezeti megoldások teszik lehetővé. Új szerkezeti anyagok megjelenése minden-

képpen együtt kell, hogy járjon új számítási módszerek kidolgozásával, valamint az új anyagokra vonatkozó előírások és szabványok megjelentetésével. Remélhetőleg ezek rövid időn belül rendelkezésre fognak állni. Ennek elősegítésére a *fib* (fédération internationale du béton) és az ACI (American Concrete Institute) is állandó munkabizottságokat tart fenn.

## 8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A hidakon tapasztalt jelentős korróziós károk figyelmünket a nem acél anyagú (ezáltal nem korrodeáló) betétek alkalmazási lehetőségeinek keresése felé irányította.

A bemutatott japán, kanadai, USA-beli, svájci és német példák igazolják, hogy a nem acél anyagú betétek hídépítési alkalmazása műszakilag megoldható. Tervezésük és beépítésük azonban speciális megfontolásokat igényel.

A nem acél anyagú betétek általában szálerősítésű polimerből készülnek. A szálak anyaga lehet üveg, aramid vagy szén. Az ágyazóanyag általában epoxigyanta. A szálak mechanikai tulajdonságai (pl. tengelyirányú szilárdság, fáradási szilárdság, tartós szilárdság) kedvezőbb, mint a feszítőacélé. Rugalmassági modulusuk lehet kisebb vagy nagyobb, mint az acélé. Viselkedésük szinte tökéletesen rugalmas-rideg. A rideg tönkremenetel veszélyét a tervezés során feltétlenül figyelembe kell venni. Az alkalmazások során elsősorban a feszített betétek lehorgonyzása jelent nehézséget.

Nem acél anyagú betétek a hídépítésben alkalmazhatók:

1. feszített vagy nem feszített betétként,
2. ferdekábeles híd kábeleként, vagy
3. utófeszített megerősítő betétként.

A nem acél anyagú betétekkel feszített hídszerkezetek teljes élettartam-költségük elemzése alapján gazdaságos megoldást jelenthetnek.

*Bízunk abban, hogy hazánkban is rövidesen meg fog épülni az első kísérleti híd, amelynek betétei elektrolitikus korrózióval szemben teljesen ellenállóak lesznek.*

## 9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Kutatómunkánk az OTKA T 016996 számú, „Nem acél anyagú feszítési rendszerek” című kutatási téma keretein belül folyt. Szerzők ezúton is kifejezik köszönetüket a kapott támogatásért.

Szerzők köszönetet mondanak még dr. Erdélyi Lászlónak (e&h Kft.) és Mazen Almakt (doktorandusz, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke) jelen cikk kiindulópontjául szolgáló OTKA Tanulmány összeállításához nyújtott segítségükért.

## HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy. szerk. (1991), „Közúti vasbeton hídszerkezetek korrózióvédelme”, *Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok Tanszéke, Kutatási Jelentés*, Budapest, 1991.
- Balázs L. Gy. – Almakt, M. – Erdélyi L. (1998), „Nem acélanyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben”, 5. *Tanulmány, OTKA T 016996*, Budapesti Műszaki Egyetem, 1998.
- Balázs L. Gy. – Farkas Gy. – Erdélyi L. – Borosnyói A. – Almakt, M. (1999), „Nem acél anyagú feszítési rendszerek”, *Záróbeszámoló, OTKA T 016996*, Budapesti Műszaki Egyetem, 1999.
- BBR (1996), „BBR Review – Introducing BBR CARBON STAY Technology”, *Bureau BBR Ltd.*, Zurich, Switzerland, November 1996.
- Crivelli Visconti, L. (editor) (1998), „ECCM-8 European Conference on Composite Materials – Science, Technologies and Applications”, *Proceedings*, Naples, Italy, June 1998.
- El-Badry, M.M., (editor) (1996), „Advanced Composite Materials in Bridges

- and Structures", *Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference*. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec 1996.
- Fam, A. Z. – Abdelrahman, A. A. – Rizkalla, S. H. – Saltzberg, W. (1995): FRP Flexural and Shear Reinforcements for Highway Bridges in Manitoba, Canada. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995., L.Taerwe, Editor, E & FN Spon, London. pp. 395-402.
- FRP International – *Quarterly Technical Paper*, Editor S.H. Rizkalla (ACI, ASCE, CSCE, Composite Institute, JCI, ACMBNS Network of Canada, ISIS Canada). Volume V., Issue 2, Spring 1997.
- Head, P. R. (1996), „Advanced Composites in Civil Engineering – A Critical Overview at This High Interest, Low Use Stage of Development”, *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, M.M. El-Badry, Editor, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec 1996. pp. 3-15.
- Japan Concrete Institute (1997), „Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, *Proceedings of the Third International RILEM Symposium (FRPRCS-3)*, October 1997, Sapporo, Japan.
- Japan Prestressed Concrete Engineering Association (JPCEA) (1998), „Prestressed Concrete in Japan”, XIII. FIP Congress, *National Report*, Amsterdam, Holland, 1998
- Kollár L. P. – Kiss R. (1998), „Szálerősítéses műanyagok (kompozitok) az építőiparban – I. Kompozitok anyagai”, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, XLVII. évf. 9. szám, pp. 331-338.
- Marshall Industries Composites, Inc., (1995), „C-Bar® Reinforcing Rods. The Future of Concrete Reinforcement”, *Technical Data*.
- Meier, U. (2000), „Spannglieder aus CFK”, *Proceedings, Massivbau 2000 – Forschung, Entwicklungen und Anwendungen*, 4. Münchener Massivbau-Seminar 2000, Technische Universität München, Springer-VDI-Verlag, 2000. pp. 205-216.
- Rizkalla, S. H. – Shehata, E. – Abdelrahman, A. A. – Tadros, G. (1998): The New Generation – Design and construction of a highway bridge with CFRP. *Concrete International*, June 1998, pp. 35-38.
- Rizkalla, S. H. – Tadros, G. (1994), „A Smart Highway Bridge in Canada”, *Concrete International*, Vol. 16., No. 6., June 1994, pp. 42-44.
- Rubinsky, A. – Rubinsky, I. A. (1959), „A Preliminary Investigation of the Use of Fiber Glass for Prestressed Concrete”, *Magazine of Concrete Research*, Sept. 1959. pp. 71-78.
- Schöck (1997), „Schöck ComBAR®. Betonbewehrungselemente aus Glasfaserverstärktem Kunststoff”, *Schöck Bauteile GmbH Manual*
- Taerwe, L., Editor (1995), „Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995. E & FN Spon, London.
- Thippeswamy, H. K. et al. (1998), „FRP Reinforcement in Bridge Deck”, *Concrete International*, Vol. 20., No. 6., June 1998, pp. 47-50.
- Tokyo Rope (1993), „Technical Data on CFCC®”, Tokyo Rope Mfg. Co., Ltd. *Manual*, Tokyo, October 1993.
- Dr. Balázs L. György** (1958) okl. építőmérnök, okl. mérnöki matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi docens, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok, nem acél anyagú betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbeton szerkezetek tartóssága. *A fib* „Használati határállapotok” munkabizottság elnöke, további *fib*, ACI és RILEM bizottságok tagja. *A fib* Magyar Tagozat elnöke.
- Borosnyói Adorján** (1974) okl. építőmérnök, PhD hallgató a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használati határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazhatósága, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése. *A fib* Magyar Tagozat tagja.

## SUMMARY

Serious deterioration of bridges due to corrosion in the past decades raised the interest in the field of non-metallic, thus non-corrosive reinforcements. Non-metallic reinforcements are usually made of fibre reinforced polymers (FRP); thousands of high strength glass, aramid or carbon fibres of the diameter of 8-10 µm embedded into a resin (usually epoxy) matrix. FRPs show not only superior resistance to environmental attack, but have high strength-to-weight ratio, magnetic neutrality, excellent fatigue strength, low relaxation losses and good long term characteristics as well. Durability studies demonstrated that most of the glass fibres suffer significant degradation in alkaline environment, consequently not suitable to use in concrete members without special protection. Aramid and especially carbon fibres can resist alkaline attack during their service life.

Non-metallic reinforcements in most of the cases are used as prestressed reinforcement but there are non-prestressed applications as well. Due to relatively low transversal strength of FRP tendons anchoring systems need special consideration. Another important property the linear elastic – rigid behaviour which have to be taken into account during planning to avoid brittle failure. Non metallic reinforcing bars can be used in bridge engineering as: a) prestressed or non-prestressed reinforcement, b) stay cables in cable stayed bridges or c) post-tensioned strengthening tendons. Analyzing Life Cycle Costs, bridges with non-metallic reinforcement provide promising and competitively economic possibility with lowering the costs of maintenance.

## Megrendelem a VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Előfizetési díj a 2000. évre: 3000 Ft.

Név: .....

Cím: .....

Tel.: ..... Fax: .....

**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.

Átutalási utalványt kérek eljuttatni a fenti címre

Dátum: ..... Aláírás: .....

**A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség címére:**

VASBETONÉPÍTÉS szerkesztősége  
c/o. BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3., Fax: 463-3450

## 3. A VÖLGYHIDAK TERVEZÉSE



Mihalek Tamás - Wellner Péter

*A tervező mérnök munkája leginkább a zeneszerzéshez hasonlítható. Egy művet hoz létre a semmiből, egy gondolatból, legtöbbször megrendelésre, de lényeg az alkotó tevékenység. Nagy szerencséje van egy mérnöknek, ha láthatja megvalósulni a megálmodott és lerajzolt szerkezetet. Olyan ez, mint amikor a zenekar megszólaltatja a megkomponált zeneművet.*

*Két megvalósuló műtárgy kapcsán mondjuk el gondolatainkat és konkrét tapasztalatainkat is, olyan tervezők szemüvegén keresztül, akik speciális helyzetben vannak. Kivitelező vállalatnál terveznek olyan szerkezeteket, melyek előkészítése és kidolgozása során megvalósulhat a tervezés alapelve, miszerint a szerkezet és annak erőtani méretezése nem lehet független az alkalmazott technológiáktól, berendezésektől és módszerektől. E gondolatot végigkövetve mutatjuk be a szakma büszkeségéért értékelhető jelentős műtárgyak megalkotásának folyamatát és fő részleteit.*

**Kulcsszavak:** technológia, CAD, végeselem-program, rugalmas ágyazás, feszültségállapot, feszítőkábel

### 1. BEVEZETÉS

Közép- és Kelet-Európa legnagyobb vasúti hidjának konstrukciós munkái már a vállalkozási tender összeállításának idején megkezdődtek. A Zalahidak Konzorcium és benne a Hidépitő Rt. az ajánlatadás során számba vette az építési módszer és a felhasználható saját, majd a beszerezhető eszközök jellemzőit. A tenderfeltételekben megfogalmazott előírások, kötétségek befolyásolták az építeni kívánt szerkezet jellemzőit. Az ajánlatunkban megfogalmazott elvek és építési módszerek (technológia) kiválasztása döntő részben meghatározta a tervezés során elvégzendő feladatokat és a méretezendő szerkezeti részek geometriájának is irányt szabott.

Bízva a sikerben, és ismerve a vállalt rendkívül rövid építési időt is, már az eredményhirdetés előtt elkezdődött a tervezés előkészítő folyamata, a koncepciók részletes kidolgozása, a szükséges berendezések, gépek, segédszerkezetek, gyártóeszközök számbavétele, a gyártás- és az építéstechnológia részletes kidolgozása. Nem volt vesztegetni való idő. A nyertes pályázat kihirdetésekor már a lendületben lévő tervezési folyamat folytatódhatott a kiviteli tervek kidolgozásával.

### 2. A MODERN TERVEZÉS ALAPGONDOLATAI

A technikai lehetőségek fejlődésével egyre bonyolultabb és nagyobb mérnöki szerkezeteket lehet egyre gyorsabban, pontosabban és mélyrehatóbban vizsgálni. A számítógépek képességeinek rohamos fejlődése lehetővé teszi igen összetett programok használatát is, melyek széleskörű elméleti háttér, tudományos kutatások eredményeit ötvözik magukba, s óriási adat- és eredményhalmazt képesek feldolgozni, tárolni és a kívánt formában megjeleníteni.

Igen fontos, hogy a mérnök legyen tisztában a program képességeivel, a számítandó valós szerkezet és az alkalmazott modell közötti elméleti vagy működésbeli különbségekkel (mérnöki megfontolások, átgondolt közelítések). Világosan kell látni, hogy a villámgyors gépen futó komplex programot is

ember működteti, s tisztában kell lenni azzal, hogy megfelelő tudású szakember által felállított modell alkalmazásával, körültekintően összeállított feladatot tud megoldani a gép. Döntő fontosságú a számítógéppel segített tervezésben, hogy a kapott eredményeket átgondoltan és hozzáértéssel kell feldolgozni, felhasználni.

A számítógép programok célja a mérnöki munka megkönnyítése. Ezek használata azonban nem csökkenti az emberi felelősséget abban, hogy az alkalmazó kötelező szakmai gondossággal járjon el, ismerje és tartsa be a hatályos előírásokat, szabványokat és jogszabályi előírásokat.

### 3. A TERVEZÉS RÉSZTVEVŐI

A megépítendő műtárgyak nagysága, összetettsége, a rendelkezésre álló idő rövidebbé is szükségessé tette, hogy a gondos és előrelátó előkészítő munka kiinduló adatainak felhasználásával több résztvevő közreműködésével elinduljon a kiviteli tervek készítése.

A szerkezeti műszaki tervek készítését és az alvállalkozó tervező szervezetek koordinálását a Hidépitő Rt. Műszaki Osztálya végezte.

Az alépitmény, a felszerkezet erőtani számításában és a feszítési tervek készítésében közreműködött a Stabil Plan Kft. A vasúti pálya kismértékű áttervezését a MÁV Tervező Intézet Kft. végezte.

A hidak alapozásának előkészítésében több résztvevő működött közre:

a talajfeltárás, a fúrások, a talajmechanikai szakvélemények elkészítésében, a hagyományos cölöp-próbatérhelések elvégzésében és kiértékelésében, valamint a végleges cölöphosszak meghatározásához szükséges alapozási szakvélemények elkészítésében a Geo-Pannon Kft. (dr. Farkas József és dr. Kovács Miklós geotechnikai vezető tervezők vezetésével).

Az osztott testű próbacölöp (VUIS-rendszerű) próbatérhelését és értékelését az ANKA Mérnöki Iroda Bt. készítette Anka Magdolna építésügyi szakértő vezetésével.

A felszerkezetbe beépítendő szerkezetek és szerelvények tervezését a Magyar Scetauroute Kft. készítette.

A hidak belső világításának terveit a Libella 21 Bt., a gyártóeszközök és a felszerkezet építés közbeni és végleges világvédelmi földelésének terveit Czerkl Tamás készítette. A vasúti felépítmény és a vasútüzem berendezéseinek tervezése (és építése) nem része az építési projektnek.

## 4. A FELHASZNÁLT PROGRAMOKRÓL

A modern tervezői munkához ma már elengedhetetlenek olyan segédeszközök, melyek biztosítják a megnövekedett mérnöki feladatok pontos és gyors elvégzését. A kor technikai vívmányai napi munkaeszközökké váltak, a hajdan volt számítógépközpontokat többszörösen felülmúló képességű személyi számítógépek segítik a mérnököket.

A Hídépítő Rt. Műszaki Osztályán minden munkarészt számítógép segítségével végzünk. A statikai méretezéseket, a feldolgozást, a szerkesztést és dokumentálást, rajzolást is gépesítettük. Néhány szóban ismertetjük a felhasznált programokat.

- a) A felszerkezet erőtanai méretezését és a feszítés számítását a Stabil Plan K.ft tulajdonában lévő – a Stuttgarter RIB programház PONTI-programjával (térbeli rúd és tartórács végeelem program) - készítettük. A program moduláris felépítésű, alapvetően DIN szemléletű, de a magyar szabványoknak megfelelően aktualizálható. A külföldi külső terheken kívül a meteorológiai terheket is kezeli, külön modulban történik a feszítőkábelekkel megfogalmazható feszítési teherből származó igénybevételek számítása. A program által figyelembe vett veszteségfajtákon (súrlódás, ékcúsúzás) túl a tervezés során a kezdeti feszítőerő csökkentésével vesszük figyelembe a következő veszteségeket: az egymás után feszített kábelekben a beton rugalmas összenyomódásából keletkező veszteség és a kábelek relaxációs vesztesége.

A program további moduljai dolgozzák fel az igénybevételekből számítható normál és nyírófeszültségeket, elvégezhető benne az építési és használati állapotok normál- és nyírófeszültségi ellenőrzése, kiszámítható a szerkezet törési biztonsága, s elvégezhető a teljes nyírási ellenőrzés is.

A program felhasználásával készültek az utóbbi évek legjelentősebb hídjainak tervei:

1993	Orosháza Szőlőkörúti felüljáró Soroksári úti közúti és villamos hidak
1995	Pécs 66.sz. út városi hídja
1995–96	M5 autópálya városi bevezetési szakaszának hídjai
1997–98	Debrecen Homokkerti felüljáró
1999–2000	Zalalövő-Bajánsenye országhatár vasútvonal völgyhídjai

- b) AXIS-3D végeelem-program, mely térbeli rúdszerkezetek valamint síkbeli felületelemekből (lemez, tárcsa, héjelem) összeállítható szerkezetek számítását végzi. A készíthető I ill. II. rendű statikai számítások (igénybevételek, alakváltozások, feszültségek) modulján belül elvégezhető a vasbeton felületelemek vasalásának számítása és a hajlított-nyomott rúdszerkezetek vasalási ellenőrző számítása is. A programmal készíthetők rezgés és kihajlás ellenőrző számítások is.

- c) UNICAD vasbetonszerkesztő program, mely automatizált vasbeton szerkesztési lehetőséget biztosít – alapvetően magasépítési szerkezetek (síklemez födémek, oszlopok) terveinek készítéséhez

- d) AUTOCAD – A hídépítési szerkezeteknél a speciális alakú, tördelt felületű, térbeli szerkezetek vasalásánál az automatizált vaskiosztás ill. elrendezés szerkesztése csak töredékében alkalmazható. Helyette a komplex rajzkészítő program síkbeli rajzok készítéséhez alkalmas funkcióit tudjuk kihasználni a műszaki tervek síkbeli nézeteket, metszeteket használó rendszerében. A gépi szerkesztés hosszabb időigényét többszörösen ellensúlyozza az eredményül kapott rajz pontossága, a papírra szerkesztett rajz pauszra történő kihúzásának elmaradása és a módosítások utáni azonnali reprodukálás lehetősége (plottolás).

## 5. A HÍDSZERKEZET TERVEZÉSE

A híd statikai számítását az MSZ-07-2306/1 - /4-90T, a tenderkiírás mellékleteként kiadott KÖZLEKEDÉSI FŐFELÜGYELET VASÚTI FELÜGYELETÉNEK 6597/1997 létesítési engedély határozatában foglaltakat is betartva, az ENV 1991-2 EC1. Méretezési alapelvek és szerkezetet erő hatások 3. fejezete „A hidak forgalmi terhei (vasúti forgalomból származó baleseti hatások)” alapján végeztük. Az alapozás tervezéséhez felhasználtuk az MSZ 15005/1-1989, az MI 15005/2-1989 és a DIN 4014 fűrt cölöpökre vonatkozó előírásait.

### 5.1 Az alépítmények

#### 5.1.1 Cölöpalapozás

Az alépítmény tervezése a cölöpalapozás, a cölöpöket összefogó alaptest, a felmenő falazat és a szerkezeti gerenda vizsgálataiból állt. Az alépítmények cölöpalapozásának megtervezése az egyik sarkalatos része volt a híd teljes tervezési feladatának. Alapozásként az I. völgyhídnál fűrt vasbeton cölöpöket (SOIL-MEC típusú), a II. völgyhídnál pedig helyszínen készített vert cölöpöket (FRANKI típusú) alkalmaztunk szerkezeti cölöpként és FRANKI cölöpöket mindkét hídnál a ségedszerkezetek alapozásaként.

A cölöpalapozás tervezése az alaptest alsó síkján átadódó cölöpterhek számításával kezdődött. A felmenő falazatok számítási eredményeit redukáltuk az alsó síkra, képeztük a függőleges erők és kétirányú borító nyomatok kombinációit, majd a cölöpökre jutó mértékadó terheket az alaptest merevtestszerű elmozdulása és teherelosztása feltételezésével határoztuk meg. A számított cölöpöket módosítottuk a cölöpök önsúlyával.

Az építési terület talajmechanikai előkészítése talajfeltárással kezdődött. Mivel az I. völgyhíd és a hídfők mögötti gyártópadok több mint 1500 m hosszú és kb. 12 m széles sávban helyezkednek el, 31 szerkezeti pillér, két hídfő és a két 25 m hosszú gyártópad alapozásának tervezéséhez alapos talajfeltárást volt szükséges. A 30–34 m mély talajfeltárási fúrásokat minden pillérmél elkészítettük. A fúrásokból vett talajmintákon végzett laboratóriumi vizsgálatok eredményei azt mutatták, hogy a területen igen sok talajréteg változatos vastagságú települése alkotja az altalajt. A híd 14 támaszának közelében terveztük cölöp-póbatámasztást, míg az összes támasznál dinamikus verőszondázással történt a talajrétegek teherbírásának felmérése.

A próbatámasztások és a szondázási eredmények alapján határoztuk meg cölöpök hosszát. Ennek alapelve az volt, hogy a híd támaszai közel azonos mértékben süllyedjenek, a szomszédos támaszhelyek közötti süllyedés-különbség a 10 mm-t ne haladja meg. A próbatámasztások terhelés-süllyedés görbéi



alaján olyan cölöphosszat határoztunk meg, mely cölöp hártérterbírása megfelel a számított cölöptehernek és a maximális süllyedés értéke 18 mm alatt marad. A szakaszos betölési technológiából fakadóan az egyes pilléreken a reakcióerők az építési állapotban fokozatosan nőnek fel kb. a végleges reakció 50%-áig, s az ehhez tartozó süllyedés 5 mm értékű. Ez a süllyedés azonban a tolás során a tolási helyek folyamatos szintentartásával (visszaemelés) kiküszöbölhető. A sarura helyezéskor a terv szerinti szintre beállított felszerkezet alatt a támaszok már átlagban 5 mm lejátszódott süllyedéssel rendelkeznek, a hátralévő várható süllyedések különbsége tehát kellő biztonsággal állíthatóan 10 mm-nél kisebb lesz.

A próbaterhelésre kijelölt támaszok közötti pilléreknél a dinamikus verőszondázás eredményeinek analízise alapján határoztuk meg a cölöpök hosszát.

A cölöpök függőleges teherbírásának megtervezésén túl vizsgáltuk a jelentős vízszintes terhek felvételére szolgáló fix támaszhelyek ill. a tolási helyek cölöpalapozását is. Ehhez a vizsgálathoz AXIS-3D programban héjelemekkel modelleztük a cölöpöket összefogó alaptestet és az alaptestbe mereven befogott, a talajban rugalmasan ágyazott rudakkal a cölöp csoportot. Az alapozási rendszert az alaptest felső síkjára redukált erőrendszer (háromirányú erőrendszer, kétirányú hajlító [borító] nyomaték) hatásaira méreteztük.

A számítás eredményeként kapott cölöp-igénybevételekre méreteztük a cölöpök befogási keresztmetszetét a program oszlopvasalás ellenőrző moduljával és elemeztük a számított elmozdulásokat. A számítás keretében elvégeztük a cölöpfejek nyomott-nyírt keresztmetszeteinek méretezését is.

Ki kell térni a számítási modellnél felhasznált ágyazási tényezők képzésére. Az cölöpökre megállapítható ágyazási együtthatót a szabvány (MSZ 15005/2-1989, DIN 4014) a környező talaj rugalmassági modulusának függvényében adja meg. A talajfeltárások laboratóriumi feldolgozásának eredményei és a talajfajtákra jellemző irodalmi átlagadatok alapján is adódtak értékek a rugalmassági modulusra vonatkozóan.

Az I. völgyhídnál végzett cölöp-próbaterhelések közül két helyen alkalmaztak hagyományos terhelő-hidas vizsgálatot. Ezekben a helyeken vízszintes irányú próbaterhelés is történt, azonban a szerkezeti cölöpfejek alaptestbe való befogásának modellezése nem volt megoldott. A szabadon elforduló cölöpfej terhelés—elmozdulás diagramjának alapján megadott rugalmassági modulus ill. a belőle képzett ágyazási tényezők sem bizonyultak pontosabb és megbízhatóbb adatoknak, mint az irodalmi adatok alapján számított értékek.

Meg kell jegyeznünk, hogy az ágyazási tényezőnek ( $C_p$ ) a talaj rugalmassági modulusából ( $E_s$ ) történő származtatására használt képletben  $C_p = n \cdot E_s / D$  szereplő ( $n$ ) tényezőre a következő értékeket lehet találni:

DIN 4014	$n = 1,0$
Terzaghi (próbaterhelési szakvélemény)	$n = 1,4$
MI 15005/2-1989	$n = 2,0$

A fenti értékek 100% eltérést is adó paraméterek, így az irodalmi adatok használata sem tekinthető elvetendő módszernek, annál is inkább, mivel a talajfeltárás eredményei is hasonló adatokat szolgáltatottak. A számítások elvégzése során tapasztalható volt, hogy az ágyazási tényezők változtatásával a cölöpök igénybevételei alig változtak, míg a számított elmozdulásokban jelentős eltéréseket lehetett tapasztalni. A vizsgált  $\varnothing 1,20$  m SOIL-MEC cölöpökből álló cölöp csoport igénybevételei és elmozdulásai ebben a rétegzett talajban (agyagos és homoklisztes – homokos talajok váltakoznak 1-3 m vastagságban) 8-10 m mélységben elhalnak, így csak a felső talajrétegek jellemzőinek van szerepe az oldalirányú megtámasztások értékelésénél.

A befogott cölöpfej igénybevételei és elmozdulásai sokkal kisebbek, mint a szabadon elforduló cölöpfeje. Ebből következően a rétegzett talajban szabad végű cölöp-modellt vizsgáltunk először, felhasználva a vízszintes próbaterhelés erőelmozdulás eredményeit. Változtatva a felső talajrétegek adta ágyazási tényezőket sikerült egy olyan talajmodellt alkalmazni, mely a próbaterhelés mért elmozdulását adta eredményül az adott erő alkalmazása esetén. Ebben a talajban vizsgáltuk az alaptestbe befogott cölöp csoportot és határoztuk meg az igénybevételeket és az elmozdulásokat. A cölöpkép cölöp sorainak kétirányú vízszintes rugórendszerrel való megtámasztásánál figyelemmel voltunk a DIN 4014 és az MSZ 15005/1-1989 szabványokban szabályozott tételre, miszerint az egymás mögött elhelyezkedő cölöpök teherbírását (passzív talajellenállás) adó talajtömeg már gyengítve van (elmozdult) cölöpökkel, így a hátrább elhelyezkedő cölöpöknél csökkentett ágyazási tényezőket (rugóállandókat) használtunk.

### 5.1.2 Az alaptest

A felmenő falazatról átadódó terhek szétosztását a cölöpök között cölöpösszefogó alaptesttel oldottuk meg. Kétféle alaptestet alakítottunk ki: négycölöpös pilléreknél 1,50 m vastag, a fix- és a toló-támaszok nyolccölöpös pillérek alapozásánál pedig 1,80 m vastag lemezszerkezetet méreteztünk a számítás során. A szerkezetet a cölöpképnek megfelelően rugókkal támasztottuk alá, melyek rugóállandóit a cölöpök próbaterhelése során nyert adatokból határoztuk meg.

### 5.1.3 A felmenő falazat

A felmenő falazatokat és az szerkezeti gerendát az alsó cölöpösszefogó alaptestbe befogott keretként számítottuk. A számítást rúdmodellrel végeztük AXIS-3D programmal, a terhelő erőket a felszerkezetről átadódó reakciók képezték. A számított igénybevételek kombinációi alapján a program oszlopvasalás ellenőrző moduljának segítségével határoztuk meg a nyomott-hajlított oszlop szükséges vasmennyiségeit, majd kiszámítottuk a szerkezeti gerendában szükséges vasak mennyiségét is.

### 5.1.4 A szerkezeti gerenda

A szerkezeti gerendát a felmenő falakkal együtt keretszerkezetként vizsgáltuk. A falak tengelyvonalát a felszerkezetet alátámasztó saruk középvonalába helyeztük, így a szerkezeti gerendában használati állapotban függőleges reakciókból hajlító igénybevétel nem keletkezik. A gerenda alaprajzi méreteit úgy határoztuk meg, hogy a sarusámolyok mellett elegendő hely álljon rendelkezésre hidraulikus sajtók elhelyezésére. Ezek a sajtók szükségesek a végleges saruk beépítéséhez, egy jövőben végrehajtandó sarucsere esetén valamint építés közben egy meghibásodott teflon kicseréléséhez. Így a szerkezeti gerendát a sajtók reakcióerejéből keletkező keresztirányú igénybevételekre is méretezni kellett.

## 5.2. A FELSZERKEZET

Bármely híd tervezését tekintjük, külön tervrész foglalkozik az építés közbeni állapot(ok) és külön a használat közbeni állapot vizsgálatával. Különösen igaz ez a szakaszos

előretolások hidépítési technológiával készített hídszerkezetekre. Itt lényegesen eltérő feladatokat kell megoldani a két vizsgálat során.

Az építési állapotban több fázist különböztetünk meg egymástól. A fázis-sorozat minden egyes lépése más hosszúságú, más megtámasztású (eltérő statikai vázú) szerkezetet vizsgál. A fázisok tartalmazhatnak közbenső, gyártás ill. mozgató közbeni manipulációkat, eltérő anyagminőségű hídszakaszokat is.

A használati állapotban pedig a végleges helyére került szerkezet ellenőrzését kell elvégezni az összes állandó és tartós jellegű teher és a használati terhek és esetleges hatások mértékadó kombinációi alapján. Ezek figyelembe vételével az alábbiakban foglaljuk össze a két völgyhíd méretezési feladatait és azok eredményeit. A hidak részeinek elnevezései, a támaszok jelölése a cikksorozat 1. részében (99/4) található.

### 5.2.1 Építési állapot

A jól megválasztott szerkezeti magasság (szm) és nyílásméret (L) arány mellett –  $szm/L=1/12\sim 1/16$  – (nálunk az arány  $1/12$ ), a kellően merev csőrrel végzett betoláshoz a vasbeton felszerkezetben célszerű átlag  $5\text{ N/mm}^2$  nyomást biztosító feszítőrendszert alkalmazni. Ehhez csak kismértékű helyi többlet kábel alkalmazására lehet szükség. Az utóbbi évek hidjainak tervezésénél ezt az elvet követtük.

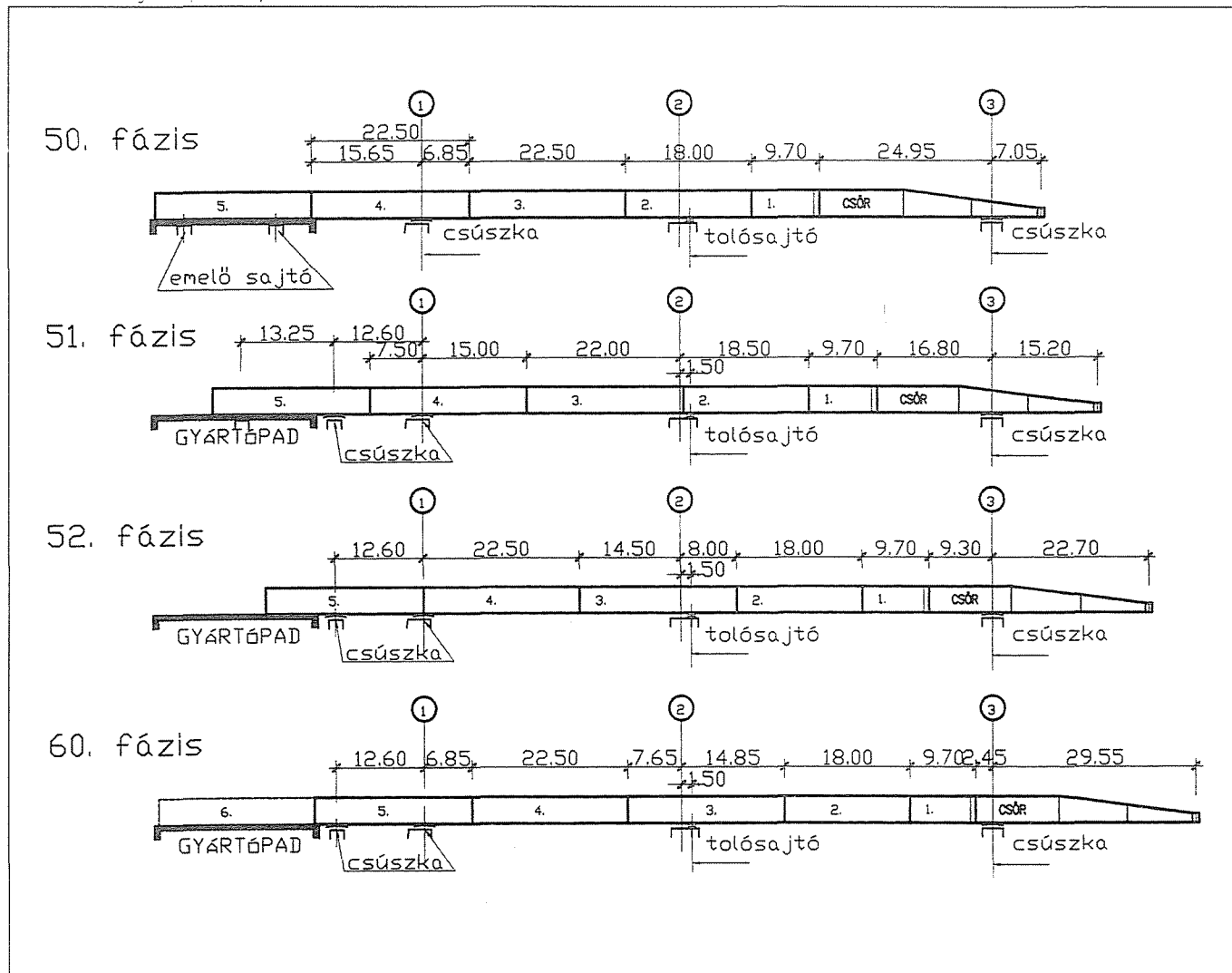
### 5.2.1.1 I. völgyhíd – építési állapot

A völgyhidat három részből építjük, ahogy azt az előző cikkünkben ismertettük. A két hídfő mögött gyártott és onnan szakaszosan előretolt hídrészek („A” és „C” híd) vizsgálata építési fázisonként (zömönként) történt, több közbenső helyzetben ellenőrizve a hídszakasz feszültségállapotát. A felszerkezet vizsgálatához rúdmodellt alkalmaztunk, a megtámasztási helyeket a csúsztatási helyeknek megfelelő csomópontoknál helyeztük el (gyártópadban (cs1), gyártópad előtt (cs2), a hídfőn (H1), pillérek (P3, P4...)). Ezekon kívül a P2, majd a P8 pillérekem található emelve-toló hidraulikus sajtók helyén is megtámasztásokat definiáltunk. (Ugyanezek a sajtók az íves hídnál a P32 és P26 pillérekem található). Az egyre növekvő hosszúságú hídrész elejére acél betolócsőrt rögzítettünk. A megszilárdult zömök alkotta hídszakasz tervezett betonja C35-24/kk-f50-vz4, míg az utoljára gyártott zöm betonja az előretoláskor C25. A számított építési fázisokra mutatunk be példát az 1. ábrán.

A feszíthetőség feltétele a három darab  $20\times 20\times 20$  cm oldalhosszúságú próbakockán elért  $26\text{ N/mm}^2$  szilárdság, mely a feszítési munka ideje alatt, majd a fenékszaluzat leengedése, a toláshoz szükséges előkészületek során (összesen kb. 4 óra) eléri a  $28\text{ N/mm}^2$  értéket, amely megfelel a C25 szilárdsági osztálynak.

Két ütemben betonozzuk a felszerkezetet (I. ütem: alsó lemez + bordák, második ütem: a felső lemez) s a két ütem között kb. 3 nap különbség van. Az előírt betonszilárdság elérése természetesen a II. ütemben készült felső lemeznél is teljesítendő.

1. ábra Fázisrajz az építési állapotok számításához



A számítások során a következő terhekből keletkező igénybevételek alapján számított feszültségeket ellenőriztük:

- a változó nyílásszámú tartó önsúlya
- az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatásai (hőmérsékletkülönbség értékei: vasbeton szerkevény:  $\pm 5\text{ }^\circ\text{C}$ , acél csőr:  $\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$ )
- az egyes támaszhelyek (csúsztatási- és emelési helyek) magasságkülönbségeinek kombinációi.  
Ezek értékei:  
a gyártópádban: felszakításkor két sajtónál 15 ill. 20 mm csúsztatáskor két csúsztató helyen 6 ill. 10 mm a hídfőnél +3 mm-rel felemelt csúsztatási szint a P2 emelő-toló sajtónál +10 mm emelés
- a pillérek: az első pillérenél, melyen a csőr túlhaladt és egyre nagyobb betonrész jut túl rajta (növekvő reakció, ez adja a cölöpalapozás első jelentős terhét) 5 mm süllyedéssel számolunk. Ezt a süllyedést a következő zöm fázisában betétlemezek alkalmazásával (visszaemelés) ki kell küszöbölni.  
– az előbb leírt pillér mögötti támaszokon  $\pm 2\text{ mm}$  gyártási pontatlanságot veszünk számításba.
- az alkalmazott feszítő kábelek hatása.

A szabályzati előírásokban a betonra megengedett feszültségek értékei csak a homogén anyag és folytonos szerkezetű építményekben lévő betonokra vonatkozóan alkalmazhatók. A betolósos hidépítési technológiánál az egyes zömök a találkozási felületükön átmenő vasalással vannak ellátva és feszítő kábelekkel nyomó normálfeszültséget viszünk bele a szerkezetbe. Ilyen formán a fugák sem igazi monolit szerkezeti betonként, de valóságosan elkülönült részek határmetszetének sem tekinthetők. Így a tervezői gyakorlatban szokásos megközelítésként a kontaktbetonozással kialakított csatlakozás metszetében (a fugában) a homogén betonra megengedett feszültség félértékét vettük figyelembe. Ez a hajlított szerkezet betonjában a húzott oldali szélső szálban (a C25, fiatalabb betont tekintve)  $\sigma_s = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8\text{ N/mm}^2$ , az építési állapotban megengedhető húzófeszültséget jelenti. Ez a feltétel a szerkezeten minden fázisban teljesült.

### 5.2.1.2 „B” jelű híd – építési állapot

Eltérően a másik három hídrésztől, melyek betolással kerültek a helyükre, az I. völgyhíd középső részét a 17-19 támaszok között állványon betonozva terveztük. A kétnyílású, 38,5+38,5 m támaszközü felszerkezet keresztmetszete azonos a csatlakozó betolt hidakéval, feszítési rendszere is alsó+felső egye-

nes kábelekből, bordákban haladó íves és a szerkevény belsejében vezetett szabad kábelekből áll. A 2. ábrán látható a kábelek vonalvezetése.

A felszerkezet számítása az építéstechnológia eltérő volta miatt is különbözött a többi hídétől. Itt a megszilárdult vasbeton szerkevény tartó feszítése után válik teherhordóvá a felszerkezet, az állványt az egyenes és íves kábelek megfeszítése után lehet elbontani. A feszültségvizsgálatok minden fázisában (kábelpáronként) az állványon nyugvó majd fokozatosan elemelkedő szerkezetben nem keletkezik húzófeszültség.

### 5.2.1.3 II. völgyhíd – építési állapot

A másik völgyhíd a hosszán kívül a gyártási és előretolási rendszerében is eltér a hosszabb társától. Mivel ezt a rövidebb hidat egyidőben kell építeni az I. völgyhíddal, felhasználtuk a Hídépítő Rt. másik tolási berendezését is.

Míg a hosszú hídrészeket a hídfők mögött elhelyezett gyártópádban készítjük, majd az elkészült zömöt sajtókkal felszakítjuk és csúsztató berendezések behelyezése után azokon toljuk előre a hidat, addig a kisebb hídnál a következő módszer alkalmazunk. A gyártópádban a bordák alatt két fogazott főtartót találunk, melyeket fémlemez borítású táblákkal fedünk le a gyártás előtt. Az alsó lemez és az oldalzaluzat azonos a másik hídéval. Az elkészült zömöt a feszítés után megemelés nélkül, a padból az acél főtartókon csúsztatva toljuk előre, a csúsztatás megkönnyítésére a táblák alsó felületén zsírozást alkalmazunk. A toláshoz két darab ferde helyzetű hidraulikus tolósajtót használunk, mely a főtartó fogaiba támaszkodva tolja a hídszerkezet hátsó homlokfelületét.

Mivel itt a hídfő mögött nincs a gyártópád elhelyezéséhez elegendő hely, így azt az első nyílásba telepítettük. A betolás első fázisaihoz és az alakhelyes gyártáshoz szükséges beállítások elvégzéséhez a második nyílásközepén egy segédjármot helyeztünk el.

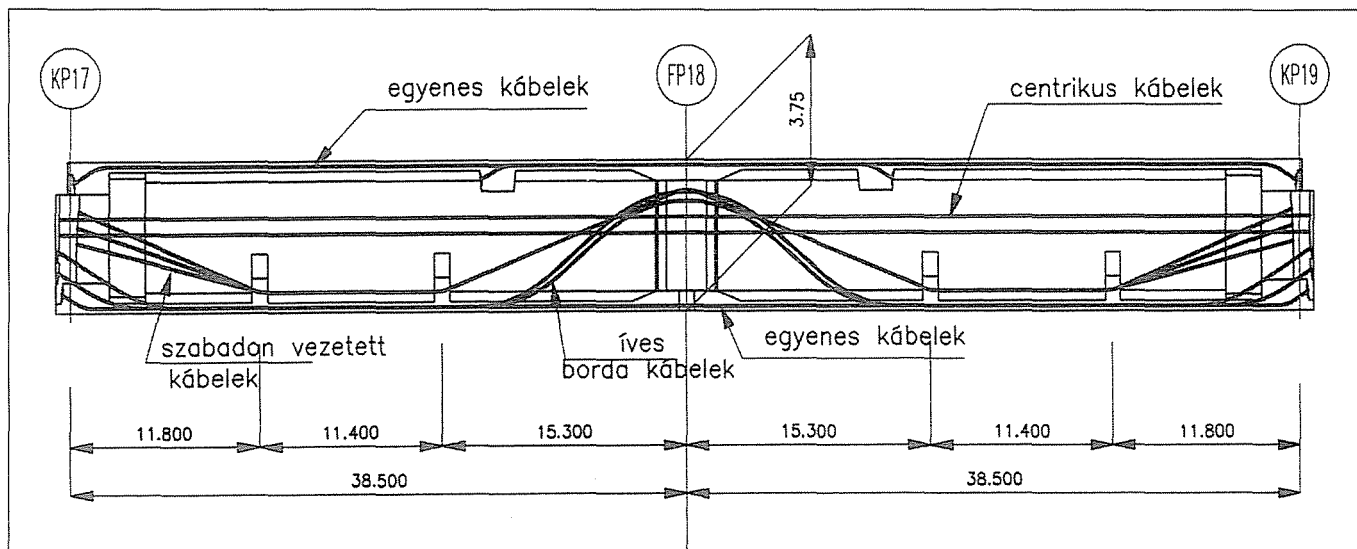
Az eltérő gyártási, tolási rendszer és az eltérő megtámasztási viszonyok a II. völgyhíd külön számítását igényelte.

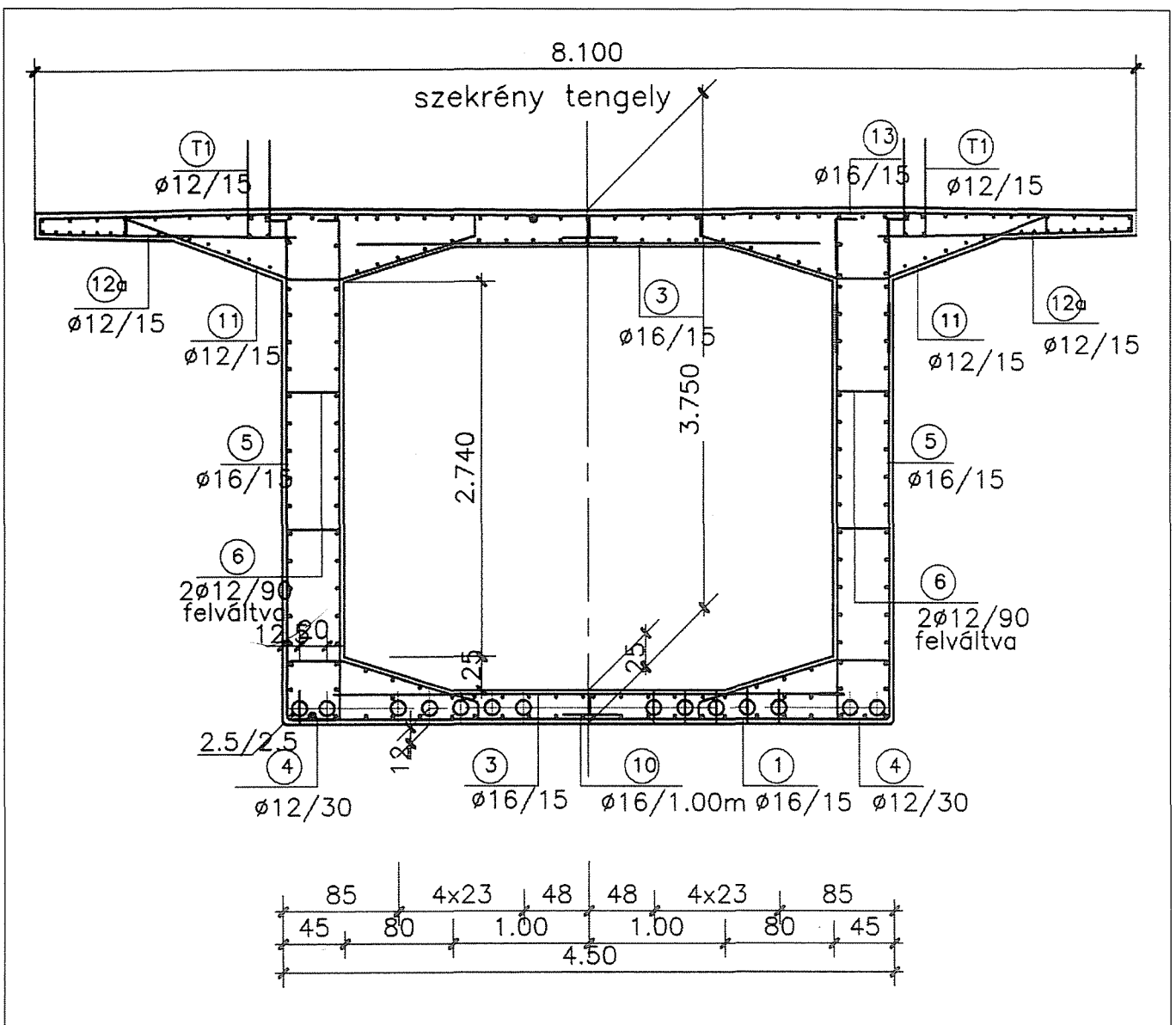
Érdekességként kell még megemlíteni, hogy az utolsó zöm gyártópádban való elkészítéséhez a hidat túltoljuk az átellenes hídfőn, a csőr leszerelése után a tolórendszert áttelepítjük a másik hídfő mögé és a teljes hídszerkezetet, visszatoljuk (kb. 5 m hosszon) a végleges helyzetébe.

### 5.2.1.4 A betolócsőr bekötésének vizsgálata

A szakaszosan gyártott, majd hídtengely irányban előretolt felszerkezet eleje az egyes támaszokon áthaladva konzolos

2. ábra „B” híd kábelvezetési rendszere





3. ábra Általános hídkeresztmetszet vasalása

helyzetbe is kerül. A konzol nyomatékának csökkentésére, a híd elejére acélszerkezetű betoló csőrt erősítünk. A csőr két darab, keresztkötésekkel és szélrácsokkal összeerősített, gerinclemez I-szelvényből áll, melynek gerincmagassága és övszélessége ill. vastagsága a bekötéstől a csőrvég irányába haladva csökken.

A feszített vasbeton felszerkezet és a betolócsőr merevségének szokásos aránya 6-20 között van, ami azt jelenti, hogy az acél csőr inerciája a felszerkezet inerciájának egy-két százaléka. A tervezett völgyhidnál alkalmazott csőrök inerciája a szekrényestartóéknak négy százaléka, vagyis sokkal merevbb segédszerkezet segíti a betolás során a felszerkezet elejének erőjátékát.

A bekötés kialakítása: felül 6+6 darab Ø36 mm Dywidag feszítőrúd  
alul 4+4 darab 12×0.6”  
pásmából álló kábel

A bekötés ilyen kialakítását a Hídépítő Rt Műszaki Osztály mérnökei dolgozták ki 1994-ben a Soroksári úti hidak betolásához. Külföldi példák azt mutatják, hogy a csőr bekötését teljes egészében feszítő rudakkal oldják meg. A kábelekkel történő alsó bekötés esetén a szélső kisebb nyílás méretének (Lsz) megfelelő hosszon a tolás során kialakuló pozitív nyomatéki csúcsok felvételére igen alkalmasak a bekötést biztosító kábelek, melyeket az első és második zöm végén szoktunk lehor-

gonyozni. Ezeket a kábeleket a betolás befejeztével, a csőr levételekor eltávolítjuk a szerkezetből és így megszüntetjük a használat során szükségtelen kábeltöbbletet.

A bekötés (csatlakozási keresztmetszet) hajlítási méretezését nem az általánosan használt módszer szerint végezzük (az acél csőr teljes keresztmetszete alapján számított feszültségellenőrzés – különösen nyomott keresztmetszet).

Mi a bekötési feszítőerőket a rudak és kábelek lokális környezetében hatónak tételezzük fel. (alsó és felső bekötő erő ill. az ebből keletkező bekötő feszültség). A bekötési keresztmetszetben fellépő pozitív ill. negatív hajlító nyomatékot erőpárra bontjuk és a belőlük keletkező lokális feszültségeket, összegezzük a bekötő feszültségekkel és ellenőrizzük az eredő betonfeszültségeket. Az így kialakított csatlakozási felületeken húzófeszültség kialakulását (vagyis az acél és betonszerkezet elválását) nem engedjük meg.

A bekötési keresztmetszetben fellépő nyíróerő felvételére, a csőr homlokfelületére hegesztett acéldobozzal (nyíró-fog) oldottuk meg, mely az első betonzömbe mélyedve (kontakt gyártás) adja át a függőleges nyíróerőt a vasbeton szerkezetre.

Ezt a szerkezeti kialakítást és számítási elv helyességét az utóbbi hat év építési gyakorlatának tapasztalatai teljes mértékben igazolták.

A csőr bekötésének biztonsága az alkalmazott megoldások mellett minimum  $n=1,5$

### 5.2.1.5 Oldalirányú vezetés

Az íves híd építési állapotában az íves pályán való tolásnál szükség van a támaszhelyeken sugárirányú erőhatások felvételére is. Ezt az iránytartást biztosító erőrendszert a pillérek fejgerendáin elhelyezett csúsztató berendezéshez rögzített – az ív külső oldalán elhelyezett – függőleges síkban működte-tett teflonos oldalvezetés biztosítja.

A kialakuló ill. szükséges erő számításához íves tengelyű többtámaszú gerendamodellt használtunk, a számítást AXIS 3D programmal készítettük, figyelemmel kísértük a szakaszosan végzett gyártás és előretolás folyamatát.

A számítás során a megépített, s egyre növekvő hosszúságú hídszakaszon növekvő számú megtámasztást alkalmaztunk, az egyes fázisok sorozatában először csak a P32 jelű támaszon lévő emelve-toló sajtó hosszirányú (húrirányú) tolóerejét működtettük, majd amikor az elkészült hídszakasz elérte a P26 jelű második tolási helyet - már a két tolósajtót összehangoltan használva két tolóerőt működtettünk a teljes híd elkészültét jelentő utolsó fázisig.

Elvégeztük olyan speciális helyzet vizsgálatát is, amikor azt feltételeztük, hogy az első tolósajtó a teljes tolókapacitásának megfelelő hidtömeget egyedül tolja, amihez a támaszok első harmadánál a maximális eltérítő (oldalvezető) erő tartozik. További vizsgálatban minden második támaszhelyen működő oldalvezetés feltételezésével számoltunk.

A számított oldalvezetési erők nagysága:  $F_{o,max,1} = 57,4$  kN – a P25 pilléren – ( $F_{o,max,2} = 96,6$  kN – a P21 pilléren). A szerkezeti gerendákon a saruzsámolyok köré rögzített acél keretekre szerelt oldalvezetések teherbírása: 564 kN pillérenként.

### 5.5.2 Használati állapot

Az elkészült és végső helyzetébe juttatott betolt szerkezeteket és a monolit hídrészt is a vasúti hídszabályzatnak megfelelő „U” és „NJ0” jelű vasúti terhelésre kellett méretezni. A függőleges irányú tömegerők mellett a vízszintes erők (oldallökő, centrifugális erő, szélerők) hatását is figyelembe vettük az igénybevételek számításánál. Az íves híd geometriai kialakítása (a szekrénytengely és a vasúti vágány eltérő sugarú köríve ill. az átmeneti ív) váltakozó előjelű ( $\pm 32$  cm) külpontos teherhelyzeteket eredményezett. Ehhez kellett többletként számításba venni a vágánytengely  $\pm 10$  cm mértékű véletlen eltolódásának a hatását is (ezt az egyenes hídon is alkalmazni kellett). Külön teheresetként szerepeltek a kisiklott vasúti járművek terhei a felszerkezeten. A fenti összes körülmény (csavarási hatások is) figyelembe vételével végeztük el a felszerkezetek feszültségi és határ-teherbírás ellenőrzését. A számítások eredményei alapján az íves híd középső szakaszán a külső bordák alatt nagyobb teherbírású sarukat kellett terveznünk.

A szekrényestartó felső pályalemezének méretezését a teljes, héjelemekből összeállított modellen végeztük. Az állandó jellegű önsúlyterheken kívül az „U” jelű vasúti teherre méreteztük, a zúzottkő ágyazatban figyelembe vehető teherelosztás szerint. A zömvégeken lévő felső lehorgonyzó tömbök módosítják az átlagos, egyenletes teherviselést, és jelentősebb teherfelvétel adódik környezetükben. Így ezeken a helyeken a felső pályalemezben erősítést kellett alkalmazni a keresztirányú vasalásban. A 3. ábrán a híd általános keresztmetszetének vasalása látható.

A szabadon vezetett kábelek számítását a PONTI-programmal végeztük, a veszteségszámítás után a feldolgozott irányváltoztató erőket külső teherként vettük számításba, figyelembe véve a feszültségek ellenőrzésekor az időben lejátszódó veszteségek csökkentő hatását is. A feszültségellen-

őrzés eredményeiben kimutattuk, hogy a zömök fűgáiban nem keletkezik húzófeszültség. A keresztmetszetek törőnyomatékának a számítását is a PONTI programmal végeztük, melynek során a szabad kábelek normálerő-összetevőjét külső erőként adtuk meg keresztmetszetenként.

### 5.2.3 Kiegészítő vizsgálatok

#### 5.2.3.1 A fékezőerő vizsgálata

A fékezőerő hatását a felszerkezet teljes, héjelemekből felépített modelljének vizsgálatával végeztük, AXIS 3D végelelemes programmal. Az erő a szekrény felső síkján, az átvezetett zúzottkő ágyazat alsó síkján átadódik át a szerkezetre. Meghatároztuk az alsó és felső lemezben és a kétoldali bordában keletkező erőket ill. feszültségeket. Ezeket a feszültségeket összegeztük a RIB programmal a használati állapot vizsgálata során számított feszültségekkel. Az eredményül kapott feszültség állapothoz határoztuk meg a kiegészítő kábelek szükséges mennyiségét, melyeket a két bordában, közel a súlypont magasságában helyeztünk el, (centrikus kábelek) mivel az ellenétes irányban is fellépő fékezőerőből szimmetrikus többletfeszültségek keletkeznek.

A vizsgálat során meghatároztuk a fékezőerő felvételét biztosító acélcsap környezetében az erőátadás során a szekrény alsó (kivastagított) lemezében keletkező helyi igénybevételeket ill. feszültségeket. Ezek alapján meghatároztuk a szükséges többletvasalás mennyiségét.

#### 5.2.3.2 A fix támaszok

A hídtengely irányú erők felvételére a hidaknál a következő támaszrendszert alakítottuk ki:

- az „A” és „C” hídnál a P8, P9 ill. P25, P26 pilléreknél a két borda alatt elhelyezett teflonbetétes fazéksarukon kívül a szekrény tengelyében acélszerkezetű „csapokat” helyeztünk el a vízszintes erők felvételére. Az egyes hídrészekben felveendő indító ill. fékezőerő,  $F_f = 6000$  kN. Ezért két fix megtámasztást alkalmaztunk, megosztva a fékezőerőt két pillér között. A megtámasztás pillérenként is két csapból áll, melyeket a szerkezeti gerendában két egymás alatt bebetonozott acélkerethez rögzítünk, acél éklemekkel. A felszerkezet kivastagított alsó lemezébe is acélkeretet betonoztunk, ebben a rögzítő csap mellé az ékelésen kívül neoprén gumisarut is elhelyezünk, hogy a felszerkezet szögforgásai is lejátszódhassanak.
- a „B” hídon a középső támaszon (P18) alakítottunk ki hasonló fix támasztást, a kisebb fékező erő miatt kisebb acélcsapokat alkalmaztunk.
- a „D” hídon a H01 hídfőben, s a felszerkezet végére helyeztük a fix megtámasztást. A kivastagított alsó lemezben az acélcsap mögé (a szabad hídvég felé) keresztirányú acélgerendát is bebetonoztunk, melyet az alsó lemezben vezetett feszítőkábelekkel kötöttünk be a felszerkezetbe. Az itt feveendő fékező erő  $F_f = 4000$  kN.

#### 5.2.3.3 Az oldalirányú erők és hatások

A végleges helyén lévő hídfelszerkezetekre ható vízszintes erőkből és hatásokból igénybevételek ill. támaszreakciók keletkeznek. Ezek a terhek a következők:

- Szellökés
- Szélnyomás
- Egyenletes hőmérséklet-változás
- Egyenlőtlen hőmérséklet
- Centrifugális erő
- Oldallökő erő
- Zsugorodás és kúszás

A fenti hatásokat rúdmodellen és héjelemekből összeállított térbeli modellen vizsgáltuk és a kapott reakció-eredményeket összegeztük. A terhek közül vannak, melyek hatása csak az íves hídon jelentkezik, de vannak, melyek az egyenes hídon is.

Az íves hídon a centrifugális erő, oldallökő erő, a szélterhelések mellett a hőmérsékleti hatások is jelentős oldalirányú elmozdulásokat okoznak – ill. az ezeket megakadályozó sarukban sugárirányú vízszintes reakciók keletkeznek. Az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás (egyik borda eltérő hőmérsékletű a másikhoz képest) és az egyenletes hőmérsékletváltozás hatására is megváltozna a szerkezet tengelyének ívsugara. Ugyanilyen hatású a zsugorodáskor létrejövő rövidülés, a jelenségek következtében létrejövő maximális vízszintes reakciók:

az „A” hídon: hídfőn 600 kN, belső pilléreken: 800 kN, közös pilléren: 600 kN

a „C” hídon: hídfőn: 800 kN, belső pilléreken: 1100 kN, közös pilléren 800 kN.

Ezen belül az egyenletes hőmérsékletváltozás és a zsugorodás hatásának értéke: 30 kN ill. 75 kN.

#### 5.2.3.4 Lokális vizsgálatok

A híd felszerkezetén a vasútüzemhez szükséges felsővezeték tartó oszlopok bekötési helyének környezetét is vizsgáltuk. A szaktervezők által megadott igénybevételeket (üzemi állapot ill. az elszakadt vezeték egyirányú terhelésének nyomatókai) alkalmaztuk a héjelemekből felépített szekrény-modellen. A lekötések a zúzottkő megtámasztó vasbeton bordák külső oldalán helyezkednek el, a bekötés a konzollemezben acélszerelvényhez csatlakozó töcsavarokkal történik. A számított igénybevételek alapján alsó és felső síkú kétirányú erősítőt vasalást alkalmaztunk.

#### 5.2.3.5 Földrengésvizsgálat

Az MSZ-07-2306/2-90T szabvány a rendkívüli terhek között írja elő a földrengés figyelembe vételét, s vonatkozó előírás-ként az MI-04-133 Műszaki Irányelvet jelöli meg. Ez az Irányelv a szeizmikus erők kiszámítására megadott képletben több paraméter között szerepelteti az építési területre megállapított intenzitási fokozat alapján meghatározandó  $k_g$  tényezőt. A  $k_g$  tényező értéke nulla, ha a területen várható földrengés erőssége kisebb, mint 5.

Az 1973 adatok alapján az építendő völgyhíd (Nagyrákos falu mellett) területén csak 4 erősségű földrengés várható. Erre az adatra és a szabályozás helyes értelmezésére vonatkozó - a tender beadás előtt feltett - kérdésünkre a kiíró egyértelmű választ megkaptunk, és eszerint a híd elhelyezkedése alapján földrengés vizsgálatot végezni nem kell.

#### 5.2.3.6 Az önrezgésszám vizsgálata

A híd önrezgésszámának meghatározását az AXIS-3D végeelem programmal készítettük. A számításához folytatólagos többtámaszú rúdmodellt használtunk, 37+14×45+37 m nyílásokkal. A rudak jellemzőit és a feszítési adatokat a RIB-PONTI programmal számított fejezetekből vettük át.

Függőleges irányban merev megtámasztásokat definiáltunk, hídtegyel irányban a pilléreken az állandó terhekből keletkező saruellenállást ( $0,04 \times R_g$ ) kapcsolati erőként számításba véve a pillérek ellenállásával is számoltunk, rajtuk  $1E+5$  (kN/m), míg a 8 és 9 fix támaszoknál jelentősen merevebb –  $1E+8$  (kN/m) – rugóállandókat használva. A számításához az állandó és tartós jellegű terheket és hatásokat vettük figyelembe. Így a felszerkezet önsúlyát, a vasúti alépítmény zúzottkő ágyzatát és a felépítmény önsúlyát és az alkalmazott feszítés hatását.

Az önrezgésszám meghatározásához II.rendű elméletet al-

kalmaztunk, ezzel vettük figyelembe a feszítésből származó normálerő jelenlétét a híd teljes hosszán. A rezgésalakokat a fenti terhek kombinációjából határoztuk meg.

A hidak önrezgésszámának a Közlekedési Főfelügyelet Vasúti Felügyeletének 6597/1997 létesítési engedély határozatában rögzítettek szerint 2,5-5,5 Hz között kell lennie. Ennek nyilvánvaló oka, hogy a vasúti üzem ismétlődően jelentkező függőleges síkú gerjesztése miatt fellépő rezonancia káros összegződése ne forduljon elő. A számításaink eredményeként a függőleges síkú rezgésalakokból nyert rezgésszámok 2,5-2,8 Hz közötti értékűek.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Nem mindennapi feladat megoldásának körülményeit és eredményeit értékelhettük ebben a cikkben. Az építendő hidak külön-külön is jelentős műtárgyak, az I. völgyhíd Közép- és Kelet-Európa legnagyobb vasúti hídja lesz. Az előkészítés és tervezés során nemcsak a híd méreteivel, a terepakadályok és a pálya vonalvezetésének nehézségeivel kellett szembenézni, hanem a vasútvonal – benne a hidak – elkészítésének roppant közeli határidejével is. Sok döntést, szerkezeti és technológiai megoldást befolyásolt az építés ütemterve. Bizonyosan számos részletet másként, talán célszerűbben is meg lehetett volna oldani, de döntő szempont volt az, hogy a hidaknak határidőre el kell készülniük.

A szerkezettervezők számára talán egyhamar nem lesz ekkora feladat, s e rendkívüli méretű híd igen alaposan átgondolt tervezési szemléletet és gondosságot igényelt. Olyan részfeladatok kerültek előtérbe, melyeket nem minden hétköznapi hídnál kell elvégezni. Ezek közül kiemelhető maga az ívben fekvő hídszerkezet és ennek köríven történő tolasa a kapcsolódó szerkezeti vizsgálatokkal és az oldalirányú vezetés megoldásával. Az íves híd speciális méretezéseit kellett elkészíteni a vízszintes síkban ható erőkből és a meteorológiai hatásokból keletkező igénybevételekre.

Vizsgálni kellett a felszerkezet rezgésszámát s összetett feladat volt az alépítmények változatos talajviszonyokban készítenő cölöpalapozásának tervezése is.

Minden résztvevő mérnök tudása legjavát nyújtotta, és ismereteik tovább gyarapodtak az alkotó folyamat során, amiket remélhetően újra hasznosíthatnak a közeljövő hídépítési munkáinak tervezésében.

*A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjairól szóló cikkso-rozatunkat következő számunkban folytatjuk.*

## 7. HIVATKOZÁSOK

- DIN 4014 (1997) Bohrrpfähle
- DSI-Dywidag Systems International: Dywidag bonded Post Tension Systems – Multiplane Anchorage MA (1998).
- Garrett A.J.-Templeman R.B.: (1986), "Incrementally launched concrete bridges" Proc. Sino-British Highways and urban Traffic Conference, Beijing.
- INTERCAD Kft: „AXIS-3D végeelem programrendszer”, felhasználói kézikönyv (1998)
- MI 15005/2-1989. „A cölöpalapozás erőtan tervezésének becslési módszerei”, Magyar Szabványügyi Hivatal, 27 p.
- MSZ 15005/1-1989. „A cölöpalapozás tervezési előírásai”, Magyar Szabványügyi Hivatal, 25 p.
- MSZ-07-2306/1-90T /1990/, „Vasúti hidak létesítésének általános előírásai”
- MSZ-07-2306/2-90T /1990/, „Vasúti hidak erőtan számítása”
- RIB (Stuttgart) (1992), "Programmsystem PONTI" User Guide
- VORSPANN TECHNIK GmbH (1993), "Externe Vorspannung" VT M-CMM System

Vörös, J. (1999), „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – 1. A beruházás előkészítése”, *VASBETONÉPÍTÉS* 99/4, pp.95-99.

Wellner, P., Mihalek, T. (2000), „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – 2. A híd szerkezet általános ismertetése”, *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/1, pp. 20-25.

Mihalek Tamás (1950) okl. szerkezetépítő mérnök. Tervezői pályáját a Hidépítő Vállalatnál kezdte, monolit és előregyártott gerendás hidak tervezése mellett technológiai tervezésekben is részt vett. Jelenleg a Hidépítő Rt. vezető tervezője. 1988-ban részt vett a Magyarországon először Berettyóújfaluban szakaszos előretolós technológiával épített híd tervezésében. 1996 óta irányításával tervezi a Hidépítő Rt. Műszaki Osztálya a cég által épített betölt hidakat. Fő érdeklődési területei: a feszített vasbeton hidak tervezése, a szerkezeti anyagok lehetőségeinek és az alkalmazott építés-technológia hatása a szerkezetek működésére, ezek figyelembevételével az erőtanai számítások során. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

Wellner Péter (1933) okl. mérnök, a Hidépítő Rt. Osztályvezetője. Eredményes szakmai tevékenységét a feszített vasbeton hidak tervezése és építés-technológiájának hazai bevezetése jelzi. Az első szabadon szerelt hiddal kap-

csolatban tevékenységét Állami Díjjal ismerték el. A szabadbetonozásos technológia hazai bevezetésének egyik résztvevője. Irányításával vezették be a szakaszos előretolós technológiát Magyarországon és terveznek ilyen szerkezeteket azóta is. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

## GENERAL DESCRIPTION OF THE BRIDGE DESIGN

The viaducts were designed from tender design to shop-drawings by the Technical Department of Hidépítő Rt. with the help of some sub-designers. During the design, beside the dimensioning of the structure, the construction technology and the equipment had to be taken into consideration. To choose the correct building technology we had to know the job site and the time available for the construction.

We had to examine the structure during the building phases and in the final state as well.

Beside the general dimensioning we had a special task with the examination of the curved bridge during the launching and on its final place. We had to determine the influence of the lateral forces, the wind, the shrinkage and the braking force on the superstructure. We checked the deformation and the natural frequencies of the bridges.

# PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ALAPÍTÁSA

A *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozata a 2000. február 23-án tartott ülésén úgy döntött, hogy a vasbetonépítés terén elért kimagasló eredmények elismerésére díjat alapít. A díjat Dr. Palotás Lászlóról nevezte el, aki az anyagtudomány és a szerkezetépítés terén – mind kutatóként, mind pedig oktatóként – széleskörű hazai és külföldi elismertségre tett szert. Publikációit hazai és külföldi mérnökgenerációk sora forgatja. Együttal egyesületünk egyik korábbi elnöke is volt. A díj alapításával egyidejűleg egyesületünk hét fős kuratóriumot is választott a tagjai sorából. A kuratórium elkészítette a díj szabályzatát, amelyet ezúton közkinccsé teszünk.

## A PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ szabályzata

A *fib* Magyar Tagozata (továbbiakban *fib* MT) a kiemelkedő beton-, és feszített vasbetonszerkezetek körében kifejtett mérnöki teljesítmények szakmai elismerésére és díjazására

### Palotás László-díj

kitüntetését alapít. A díj a tervezés, a kivitelezés, a kutatás-fejlesztés és az oktatás, valamint az ezekhez csatlakozó területeken elért kimagasló eredményekért adományozható. A díjra azok a magyar alkotók lehetnek jogosultak, akik tevékenységükkel jelentősen segítették a vasbetonépítési kultúra fejlődését, öregbítették a szakma hazai és nemzetközi hírnevét (és tagjai a *fib* Magyar Tagozatának).

**A díjjal kapcsolatos részletes intézkedések a következők:**

1. A díjat évente egy alkalommal, egy vagy legfeljebb két hazai mérnök alkotó tevékenységének elismeréseként adományozza a *fib* MT, ezen kívül lehetőség van egy külföldön élő alkotó díjazására is.
2. A díjat a *fib* MT mindenkori elnöke a *fib* MT ünnepélyes összejövetelén adja át.
3. A díj formája bronz plakett, feltüntetve az adományozás évét és a kitüntetett nevét. Ehhez oklevél és pénzjutalom jár. A díj összegét a *fib* MT közgyűlése az éves költségvetésében határozza meg. A pénzjutalom összege 2000-ben 100.000,- Ft, a törvényes járulékokat és adót a *fib* MT fizeti.
4. Javaslatot a díjra – kellő indoklással – az előírt, ill. megkívánt feltételeket igazoló dokumentumokkal együtt – a Kuratóriumnak címezve – a *fib* MT vezetőségéhez kell eljuttatni minden év szeptember 15-ig. A kuratórium a döntését az azt követő október 30-ig hozza meg.

5. A díj odaítéléséről a *fib* MT által választott hétagú kuratórium dönt. A kuratóriumban képviselést kapnak a *fib* MT tagjai közül a tervezők, a kivitelezők, az oktatók, a kutatók, a fejlesztők, az anyag- és szerkezetgyártók, valamint a *fib* MT vezetőségének egy tagja.

Az első kuratóriumot a *fib* MT 2000. február 23-án tartott ülése választotta meg. A továbbiakban a kuratórium tagjainak választása az egyesület tisztségviselőinek választására vonatkozó szabályok szerint történik. A kuratórium megbízatása az első alkalommal két évre, azt követően négy évre szól.

A kuratórium elnökét a kuratórium tagjai maguk közül választják. A díj odaítélésének feltételeit, valamint a kuratórium működésének rendjét a kuratórium határozza meg és Működési Szabályzatban rögzíti, melyet nyilvánosságra hoz.

A kuratórium határozatképes, ha tagjainak legalább 2/3-a jelen van az előre meghirdetett ülésen. Döntéseit egyszerű szótöbbséggel hozza. Szavazategyenlőség esetén az elnök szavazata dönt.

6. A kuratórium döntése megfellebbezhetetlen, sem a *fib* MT vezetése, sem a közgyűlés nem élhet vétóval.

A díjak odaítélését követően a *fib* MT vezetése gondoskodik a kitüntetés tényének publikálásáról és megszervezi a kitüntetett tevékenységét kellően reprezentáló kiállítási anyag összeállítását és bemutatását.

8. Jelen szabályzatot a *fib* MT 2000. február 23-i ülése hagyta jóvá. A szöveg stiláris javítását a kuratórium 2000. március 29-én hajtotta végre. A szabályzatot a soron következő közgyűlés felülvizsgálja és indokolt esetben módosítja.

Budapest, 2000. április

A *fib* Magyar Tagozatának vezetősége

## A PALOTÁS LÁSZLÓ DÍJ első kuratóriumának tagjai

(a 2000–2001. időszakra)

Dr. Balogh Tamás	tag	(kutatás, fejlesztés)
Dr. Józsa Zsuzsanna	tag	(oktatás, kutatás)
Dr. Loykó Miklós	elnök	(tervezés, kivitelezés)
Dr. Madaras Gábor	tag	(fejlesztés, <i>fib</i> MT alelnöke)
Szigyártó Lajos	tag	(kivitelezés)
Tápai Antal	tag	(szerkezetgyártás)
Zsömböly Sándor	tag	(tervezés)

## Dr. Ujhelyi János 75 éves



Ujhelyi János 1925. március 28-án Debrecenben született.

*Életútja:* 1943-ban iratkozott be a József Nádor Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Mérnöki Osztályára, de - anyagi okok miatt - csak 1958-ban szerzett oklevelet a Budapesti Műszaki Egyetem Mérnöki Karának levelező tagozatán.

Életében döntő lépésnek számít az, hogy 1951-ben az Építéstudományi Intézet tud. segédmunkatársa lett, 1953-tól tud. munkatárs, 1958-tól tudományos főmunkatárs, 1961-től tud. osztályvezető, 1978-tól tudományos tanácsadó, 1991-től tudományos tagozatvezető, 1995-től (nyugdíjazásától) a Betonolith K+F Kft. tudományos tanácsadója.

A Dr.tech., ill. a műszaki tudományok kandidátusa fokozatot 1968 évben nyerte el „*A könnyűadalékanyag betonok összetételének tervezése és a nyomószilárdságának előbecslése*” című, a műszaki tudományok doktora fokozatot pedig 1990 évben „*A beton struktúrájának és nyomószilárdságának tervezése*” című értekezéseivel.

A BME Építéskivitelezési Szakmérnöki szakán 1963-79 között, a Pollack Mihály Műszaki Főiskola bajai tagozat vízépítési szaküzemmérnökképzésben 1984-1989 között a Betontechnológia c. tantárgy előadója volt. Részt vett a BME Vasbetonszerkezeti, Minőségvédelmi, ill. Betontechnológiai szakmérnöki képzésében 1983, 1989-90, ill. 1996-1998 években. Címzetes főiskolai tanár 1988, címzetes egyetemi docens 1989 óta.

*Kutatási tevékenysége:* Tudományos tevékenysége a beton szinte valamennyi területére kiterjedt. Fő témái: habarcsok és betonok kiegészítő anyagai, matematikai-statisztikai minőségellenőrzés, könnyűbetonok alapanyagai, a betonösszetétel tervezése és a beton készítése, a normálbetonok alapanyagai, összetételük tervezése és a beton készítése, speciális betonok (agresszív hatásnak ellenálló, hő- és tűzálló, esztétikus megjelenésű, kis zsugorodású betonok, betonozás hidegben-melegben), tartósság, élettartam, teljesítőképesség, gyártásközi és végtermék ellenőrzési módszerei.

A pép- és a levegőtartalomnak, ill. a beton pórusstruktúrájának a betontulajdonságokat befolyásoló hatását 1973 óta

rendszeresen vizsgálja, eredményei az általa készített, az európai szabványok bevezetését elősegítő, 1995-ben kiadott 22 kötetes Műszaki Előírásban váltak közkinccsé (ebben néhány fejezetet társszerzők készítettek). Jelenleg a beton használati élettartamát, ill. tartósságát befolyásoló tényezők vizsgálatával és a Műszaki Előírásnak az átdolgozását megalapozó kísérletekkel foglalkozik.

*Irodalmi munkássága:* Kutató-fejlesztő munkájának az eredményeit 168 intézeti jelentésben, ill. tanulmányban foglalta össze, 112 cikkben publikálta, több, mint 150 bel- és külföldi előadásban ismertette. Önállóan 6 könyvet, ill. egyetemi jegyzetet készített, 12 könyvnek a társszerzője és 4 könyvet szerkesztett, ill. részben szerzőként írt meg. Az 1995. évben kiadott 22 kötetes MÉASZ ME-04.19:1995 Műszaki Előírásnak 90%-ban szerzője.

*Tudományszervező tevékenysége:* Tagja volt a CIB (Council International for Building) Látszóbeton Munkabizottságának (1963-75), a RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires sur les Essais des Matériaux) Könnyűbeton Munkabizottságának (1967-83), a Highway Research Board-nak (USA, 1972-76), a CEB (Comité Européen du Béton) Betonmunkabizottságának (1971-1980). Szakértője, majd tanácsadója az UNIDO-nak (United Nations Industrial Development Organization): 1973 és 1975 Izland, 1980 Mongólia, 1981 Szíria, 1982 Jugoszlávia). Tagja az ÉTE-nek (1972-80 között az Előregyártási Szakosztály vezetője), az SZTE-nek (a Betonszakosztály vezetőségi tagja), az MTA Építéstudományi Bizottságában 1991-1998, az OTKA Élettelen természettudományi zsűriben 1993-1997 között dolgozott. Elnöke az MSZT 104 Beton és 117 Előregyártott beton Műszaki Bizottságainak. Alelnöke a NAT Építőipari SZAB-nak. Két esetben volt aspiránsvezető (Thoma Murad, 1984, Ahmed Jamil Ibrahim, 1990, mindkettő iraki aspiráns).

*Kitüntetései:* Építőipar Kiváló Dolgozója (1959, 1965) Kiváló Munkáért (1978, 1985), Munka Érdemérem (1962), Alpár érem (1969).

A fib Magyar Tagozata nevében kívánunk erőt, egészséget új ismereteket gazdagító betonkutatásaihoz és a betonismerttet terjesztő munkájához.

B. Gy.

## MAGYAR SZÁRMAZÁSÚ NAGY ÖREGJEINK

### Henry Nagy



**HENRY NAGY** a Spancrete Industries Inc., Waukesha, Wisconsin, alapítója és nyugalmazott igazgató-tanácselnöke Európában nevelkedett. Ő volt az Egyesült Államokban az előregyártott feszítettbeton ipari úttörője, aki Észak-Amerikába hozta az első előregyártó betonextrudert.

Lelkesedése és a fejlesztés volt az a hajtóerő, mely a Spancrete-k mögött állva sikerhez vezetett: így a Spancrete extruder hét cég-szabadalmához. A PCI igazgatók tanácsában a 80-as évek elején a 3. zóna igazgatójaként számos kísérleti programot vezetett, melyek az előregyártott feszítettbeton termelés és építés jelenleg érvényes szabványainak kidolgozását

segítették. A PCI Fellow és a FIP Életmű Díj is számos kitüntetés között van. Ő a „Spanning A Century – Henry Nagy és a Spancrete Története” című könyv szerzője.

91 évesen is tevékenyen vesz részt a Spancrete Industries vezetésében és menedzselésében.

A fib Magyar Tagozata a fentiekben adja hírül az amerikai Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) közleményét, és gratulál hozzá.

2000. április 16.

Dr. Garay Lajos



## Dr. Füzy Jenő 70 éves



Budapesten született 1930-ban. Középiskolai tanulmányait a Verbőczy (később Petőfi) gimnáziumban végezte, 1948-ban érettségizett jeles eredménnyel. A Budapesti Műszaki Egyetem Építész-mérnöki Karán szerezte első diplomáját „építő-művész” ágazaton. 1952-től 1954-ig az építőanyagiparban (tégla és üvegyárakban) dolgozott, majd az Építőanyagipari Minisztérium megszűnése után a 41-es ÁÉV tervező részlegén dolgozott, mint statikus tervező.

1959-ben, átszervezés következtében a BUVÁTI II-es irodájának statikus osztályára került mint tervező, ahol főként lakótelepek tervezésében vett részt. Itt szerezte második diplomáját a vasbeton szerkezetépítő szakon, ahol diplomatervező műszaki doktori értekezésként is elfogadták. Ugyancsak ekkor jelentek meg első publikációi is héjszerkezetek tárgyában.

Ugyanebben az időben szerezte meg kandidátusi fokozatát (1967) faltartók tárgyában és tervezte dr. Menyhárd István irányítása mellett a Városmajori Teniszcsarnok héjszerkezetű lefedését.

1969-ben pályázat útján a Kereskedelmi Tervező Intézet statikus főmérnöke lett, itt tervezte a Vidámpark villanyautó pályájának héjszerkezetű lefedését is. Itt fejlesztette ki a KER-VÁZ-III. kereskedelmi vázszerkezetet, amely szabadalmi védelem alá került, és ezzel oldották meg a Balaton körül abban az időben súlyos infrastrukturális problémát.

1973-ban saját elhatározásából az Építéstudományi Intézetbe ment, mint tudományos tanácsadó. Itt 1977-ben sikeresen megvédte tudományok doktora értekezését, amelynek tárgyköre a beton mikrostrukturális szilárdságtanának modellezése volt magasabbszabadságfokú (Cosserat) kontinuummal.

Itt részt vett az ÉTISZERK márkanevű építési rendszer kifejlesztésében és számítógéppel segített tervezési programcsomagjának készítésében. Ez az építési rendszer szabadalmi védelem alá került és segítségével nagyszámú középület létesült. Ugyancsak az ÉTI-ben szabadalmaztatta a nagy befogadóképességű ponyva tartályokra vonatkozó elgondolását, ebből azoban csak egy 250 m<sup>3</sup>-es kísérleti példány valósult meg.

Az ENSZ megbízása alapján 1979-ben UNIDO szakértőként Jugoszláviában dolgozott, ahol a vajdasági „Építéstudományi Intézet” laborfejlesztését és műszerberuházásainak előkészítését segítette. 1986-ban pályázat útján elnyerte az Országos Tudományos Kutatási Alap (OTKA) közel tízmillió támogatását a magasabb szabadságfokú kontinuumok alkalmazási lehetőségeinek kutatására az építőmérnöki mechanika területén. Ezzel a támogatással a TTI-ben helyezkedett el és ezt a kutatást a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, illetve a BME Építőipari Laborjában végezte. 1990-ben ment nyugdíjba és a kutatást nyugdíjasként fejezte be. Ezért a kutatásért Alkotói Díj-ban részesítették.

Nyugdíjasként még további három OTKA pályázaton nyert támogatásokat, ezek közül az utolsónak jelenleg is témavezetője, ezek a kutatások a BME Vasbetonszerkezetek tanszéken folytak.

A közel ötven éves szakmai tevékenysége alatt öt szabadalma, közel száz publikációja, közöttük egy könyve és nyolc könyv terjedelmű segédlete, kiadványa, tizenegy idegen nyelvű és harminchat magyar nyelvű folyóiratcikke, valamint tizenhat konferencia előadása jelent meg.

A *fib* Magyar Tagozata nevében jó egészséget kívánunk további kutatásaihoz.

B.I.

---

Az Egyesület a Földalatti Terek Hasznosítására, a Közlekedéstudományi Egyesület, a Magyar Metró Társaság Egyesület, a Magyar Mérnöki Kamara és a TU-TI-BAU Kft.

## ALAGÚT- ÉS MÉLYÉPÍTŐ SZAKMAI NAPOK

„Budapest 2000.”

címmel konferenciát és kiállítást rendez

2000. május 29-31. között Budapesten, a Hotel Benczúr nagytermében  
(Budapest VI. Benczúr u. 35.)

### Szemelvények a programból:

- Létesítmények föld alá helyezésének hatása a természetes és épített környezetre.
- Követelmények, szabványok, szabályok, ajánlások, elvárások.
- A vasúti közlekedés és kapcsolt funkciók föld alá helyezése. Európai példák.
- Autópályák, közutak magassági vonalvezetése városban, hegy- és dombvidékeken.
- Városi közlekedés és parkolás a felszínen, kéreg alatt és mélylétesítményekben.
- Mélyépítési technikák a földalatti terek hasznosításában.

A konferenciával és kiállítással kapcsolatos kérdésekről tájékoztatást ad:

Kiss Dezső tel.: (+36-1)465-2239  
Bachraty Péter tel.: (+36-1)204-3946

# A „TARTÓK 2000” konferencia programja

VI. magyar tartószerkezeti konferencia  
2000. május 25-26, Budapest

2000. május 25 (csütörtök)

**Megnyitó: Dr. Mistéth Endre**

**1. SZEKCIÓ – A szerkezetépítés időszerű feladatai  
(10.00–11.50)**

Szekcióelnök: **Dr. Gilyén Jenő**

Finta József: „Megrendelői igények és társadalmi elvárások”

Schulek János: „Tartószerkezetek az infrastruktúra fejlesztések területén (hidak, alagutak, metrók, mélygarázsok, földalatti terek)”

Dr. Tóth László: „Kommunális létesítmények mai szemmel”

Dr. Dulácska Endre: „Tartószerkezetek rehabilitációja”

**2. SZEKCIÓ – Versenyhelyzetű szerkezettervezés  
(13.00–14.40)**

Szekcióelnök: **Dr. Dulácska Endre**

Polgár László: „Tartószerkezet-tervezés tegnap, ma, holnap”

Dr. Visontai József: „Ipari acélszerkezetek építésének tendenciái”

Dr. Nagy Tibor: „(Számító)gépesített verseny – A CAD rendszerek szerepe napjaink szerkezettervezési gyakorlatában”

Dr. Almási József: „Szerkezeti kialakítások a MOM-park multifunkcionális építményénél”

Mátyássy László: „Folyami acélhidak felújítása”

**3. SZEKCIÓ – A szerkezettervezés szakmai háttere  
(15.20–17.00)**

Szekcióelnök: **Dr. Visontai József**

Dr. Farkas György: „Hazai és európai szabványok helyzete”

Dr. Lenkei Péter: „Atomerőművek tartószerkezeteinek fenntartási kérdései”

Dr. Deák György: „Használhatósági követelmények, használati biztonság”

Dr. Madaras Gábor: „Tervezés és minőségbiztosítás”

Dr. Kovács Béla: „Építési célú termékek bevezetése és engedélyezése Magyarországon”

Kiállítói előadások

2000. május 26 (péntek)

**4. SZEKCIÓ – Jelentős, új létesítmények bemutatása  
(9.00 – 10.50)**

Szekcióelnök: **Horváth Z. Kálmán**

Gonda Ferenc: „A West End City Center tartószerkezetei”  
Rozváczy Judit: „Az utóbbi évek jelentős ipari létesítményei IPARTERV tervezésében”

Hajmási Péter: „Paksi Atomerőmű üzemi főépületének földrengésállósági megerősítése”

Nagy János: „Többszintes száraz pinceterek kialakítása szigetelés nélkül,”

Dr. Köllő Gábor: „Öszvérszerkezetű vasúti lemezhidak”

Dr. Kiss Zoltán – Becski Álmos: „Pörgetéssel előregyártott pillérekkel kialakított szerkezetek”

**5. SZEKCIÓ – Új anyagok, technológiák és szerkezetek  
(11.20 – 13.40)**

Szekcióelnök: **Dr. Balázs L. György**

Prof. Dr. – Ing. Rolf Eligehausen: „Rögzítéstechnikai elemek szerkezeti alkalmazása”

Dr. Józsa Zsuzsanna: „Kerámia és könnyűbeton falazatok”  
Erdélyi Tamás: „Üveg tartószerkezetek”

Dr. Gyurica Antónia: „Az öszvérszerkezetek új együttoldozható elemei”

Dr. Orbán József: „Tartószerkezetek anyagainak megválasztása számítástechnikai segédlettel (CD-ROM, Internet)”

Dr. Balázs György – Borosnyói Adorján: „Betonszerkezetek korrózióálló betétekkel”

**Zárszó**

## JELENTKEZÉSI LAP

A „TARTÓK 2000” VI. Magyar Tartószerkezeti Konferenciára  
2000. május 25-26, Budapest

**CÍMZETT: ÉTE Tartószerkezeti Szakosztálya ÉMI Rt.**  
Diószegi út 37, 1113 Budapest  
Tel.: 466 98 54, fax: 466 98 54

Legfeljebb 250 fő regisztrációját tudjuk fogadni

Regisztrációs díjak:

**2000. május 15-ig:** 28 000 Ft; **2000. május 15. után:** 32 000 Ft.

Nyugdíjasoknak (65 év felett) 14 000 Ft, egyetemi hallgatóknak: 7000 Ft, csak 1. nap: 20 000 Ft, csak 2. nap: 14 000 Ft.

### A JELENTKEZŐ

neve:.....

címe:.....

telefon:..... fax:.....

Dátum:.....

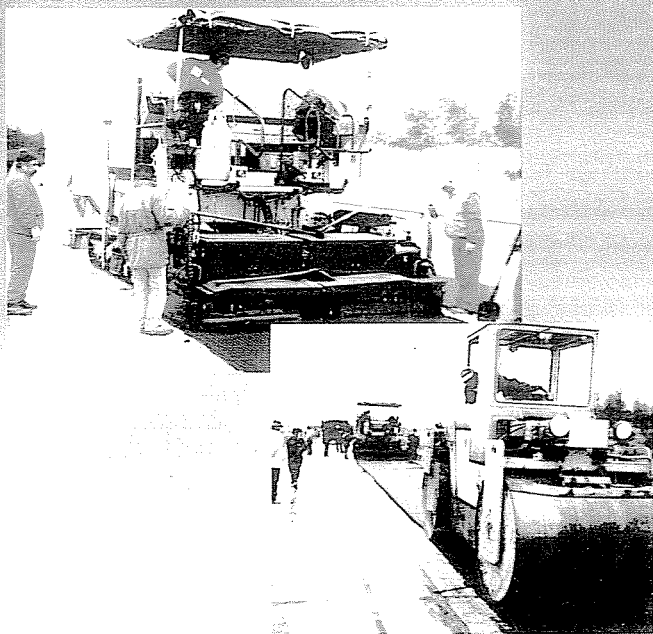
Aláírás:.....

# GRACE

## Construction Products

### HÍDSZIGETELŐ ÉS DILATÁCIÓS RENDSZEREK

- **SERVIDEK/SERVIPAK**  
(3, 6, 12 mm) bitumen alapanyagú, kent, védőtáblával védett szigetelési rendszer
- **BITUTHENE HD/BITHUSHIELD**  
öntapadós lemezes szigetelési rendszer
- **SERVIFLEX** dilataációs rendszerek



### FŐBB REFERENCIÁK

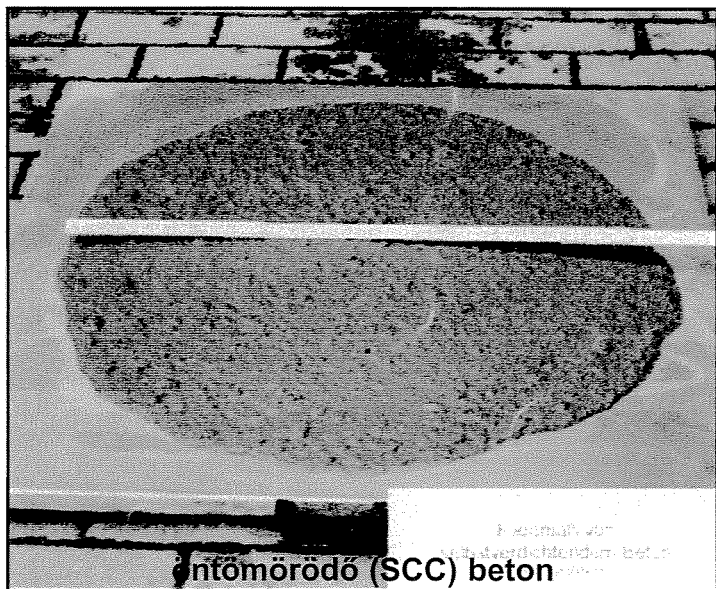
- M3 autópálya felújított szakasza, Bagi völgyhíd
- Ferihegy II. terminál híd
- Szabadság híd szigetelés javítása
- Ferdinánd híd
- Vasúti hídszigetelések



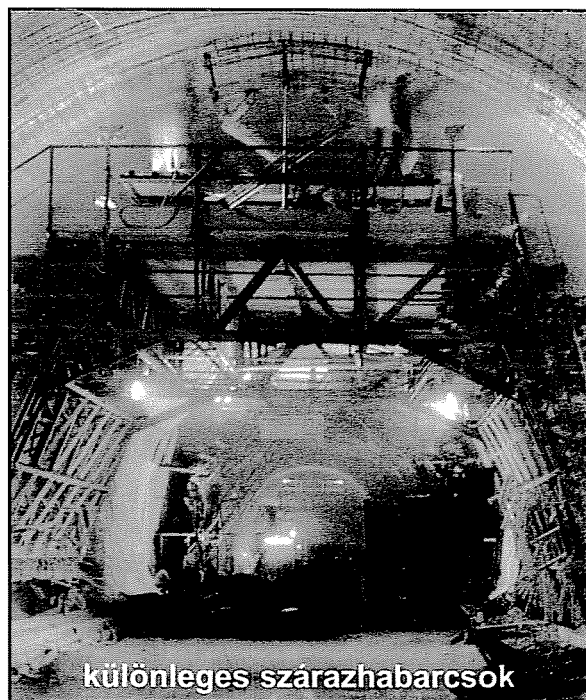
**STABIMENT**

# A betontechnológia forradalma

Új képlékenyítő/folyósító családdunkkal fantasztikus, eddig nem remélt tulajdonságokat tudunk a betonnak kölcsönözni. Megfelelő szakértelemmel alkalmazva pl. tömörítés nélküli bedolgozást tesz lehetővé.



öntömörödő (SCC) beton



különleges szárazhabarcsok



Építési Segédanyagok



beton és habarcs adalékszerek

A Stabiment Hungária Kft. a betont és habarcsot előállító üzemeknek, a beépítő vállalkozóknak és a mindezt megálmodó tervezőknek nyújt segítséget, biztosít anyagokat és kínál szolgáltatásokat.

**STABIMENT HUNGÁRIA Kft. - Vác, Kőhidpart dűlő 2.**

☒: H-2601 Vác, Pf.: 198. ☎/📠: (36)-27-316-723

✉: [stabiment@elender.hu](mailto:stabiment@elender.hu)