

# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Dr. Józsa Zsuzsanna

**Milyenek legyenek a jövő építőanyagai – gondolatok néhány konferencia kapcsán**

34

Dr. Tassi Géza

**A feszítőerő okozta rugalmas alakváltozás hatása feszített vasbeton tartók erőjátékára**

35

Majorosné Lublós Éva – Dr. Bánky Tamás – Dr. Balázs L. György

**Tűz a Budapest Sportcsarnokban: mérnöki tanulságok**

43

Forgó Lea Zamfira

**Törésmechanikai vizsgálatok a hangemisszióanalízis segítségével**

49

L'udvit Nad'

**Előregyártott feszített vasbeton hidgerendák vizsgálata**

55

A VIII. EMT-ÉPKO

**Csiksomlyón** 60

**5. Nemzetközi Duna-híd konferencia** 62

**Könyvismertető** 63

**Személyi hírek**

Dr. Dalmy Dénes 65 éves

Tamás László 75 éves

64

# 2004/2

VI. évfolyam, 2. szám

# **BETON PLASZTIKA** Kft.

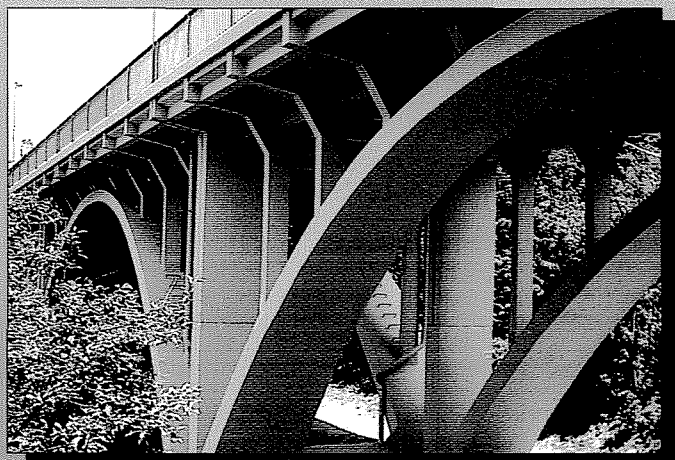
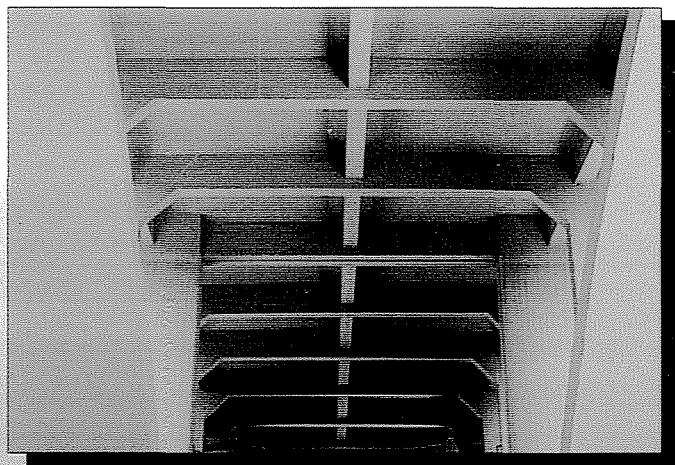
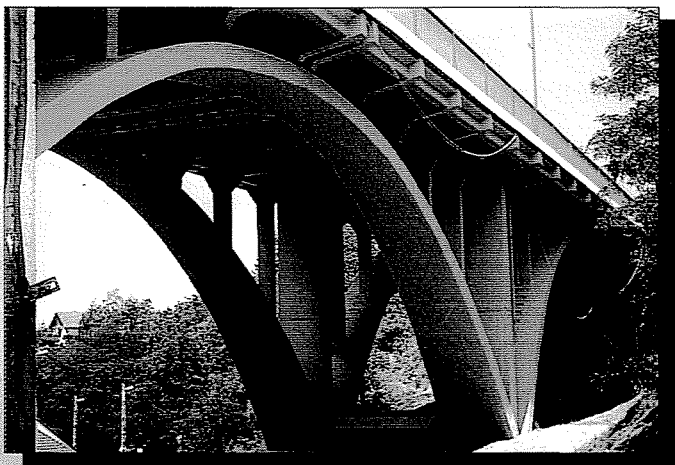
H-1138 Budapest, Karikás Frigyes u.230. Levélcím: H-2040 Budaörs, Pf. 56.  
Telefon: 23/420-066, 23/500-536 Fax: 23/420-007  
e-mail: betonplasztika@mail.datanet.hu

CÉGÜNK TEVÉKENYSÉGI KÖRE A KÖVETKEZŐKRE TERJED KI:

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

IDEI MUNKÁKBÓL A VESZPRÉMI SZENT ISTVÁN VÖLGYHÍD KÉT KIS ÍVÉNEK FELÚJÍTÁSÁT

EMELNÉNK KI AZ ALÁBBI KÉPEKKEL ILLUSZTRÁLVA.



**Főszerkesztő:**

Dr. Balázs L. György

**Szerkesztő:**

Madaras Botond

**Szerkesztőbizottság:**

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

**Lektorai testület:**

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

**Szerkesztőség:**

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: [fib@goliat.eik.bme.hu](mailto:fib@goliat.eik.bme.hu)

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Samarjai István

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1000 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4000 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

**Hirdetések:**

Külső borító: 150 000 Ft+áfa

belső borító: 120 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó: Szálerősítésű vasbeton  
homlokzati elemek,

Budapest, IX. Angyal u. 33.

A fotót készítette: Dr. Magyarai Béla

## TARTALOMJEGYZÉK

- 34** Dr. Józsa Zsuzsanna  
**Milyenek legyenek a jövő építőanyagai  
– gondolatok néhány konferencia  
kapcsán**
- 35** Dr. Tassi Géza  
**A feszítőerő okozta rugalmas  
alakváltozás hatása feszített vasbeton  
tartók erőjátékára**
- 43** Majorosné Lublói Éva – Dr. Bánky Tamás  
– Dr. Balázs L. György  
**Tűz a Budapest Sportcsarnokban:  
mérnöki tanulságok**
- 49** Forgó Lea Zamfira  
**Törésmechanikai vizsgálatok  
a hangmisszió-analízis segítségével**
- 55** Lúdivít Nad'  
**Előregyártott feszített vasbeton  
hídgerendák vizsgálata**
- 60** **A VIII. EMT-ÉPKO Csíksomlyón**
- 62** **Újvidéken tartották az 5. Nemzetközi  
Duna-híd konferenciát**
- 63** **Könyvismertető**
- 64** **Személyi hírek**  
**Dr. Dalmy Dénes 65 éves**  
**Tamás László 75 éves**

A folyóirat támogatói:

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

# MILYENEK LEGYENEK A JÖVŐ ÉPÍTŐANYAGAI

## – GONDOLATOK NÉHÁNY KONFERENCIA KAPCSÁN



Idén tavasszal több olyan nemzetközi konferencia is volt, amelyen kulturális örökségünk megőrzése, meglévő szerkezeteink időálló felújítása is szóba került. A régi épületeinknél használt anyagok kiválasztása során minden alkalommal felmerül annak kérdése, ragaszkodjunk-e a hagyományos anyagokhoz és technikákhoz, vagy a legújabbat, legkorszerűbbet alkalmazzuk.

A WTA (*Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege* – az épületfelújítással és műemlékek karbantartásával foglalkozó tudományos és műszaki egyesület) 2004. májusában a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen tartotta egyik fontos rendezvényét *WTA-Conference 2004 Budapest* címmel. Az 1977-ben Münchenben bejegyzett WTA-nak ma már a németen kívül cseh, holland, magyar, osztrák és svájci nemzeti tagozata is van. Az egyesületet a szakma kiemelkedő kutatói, egyetemi tanárok és szakemberek alakították azzal a céllal, hogy a legújabb anyagok és termékek helyes bevezetését segítsék: irányelveket, előírásokat fogalmazzanak meg, és az új anyagok műemlékvédelemben való alkalmazásához *WTA-Certificat*-ot, bizonyítványt adjanak ki. Németországban régi épületek felújításánál sok esetben csak olyan anyagot szabad felhasználni, ami WTA bizonyítvánnyal rendelkezik. A WTA tekintélyét jelzi, hogy sok új európai szabvány is hivatkozik az egyesület által megfogalmazott vizsgálati módszerre, eljárásra vagy követelményre. A WTA-nak jelenleg nyolc munkabizottsága van: fa, felületvédelem, kő, falazat, **beton**, tartószerkezetek statikája és dinamikája, valamint faváz (Fachwerk). A betonnal foglalkozó munkabizottságnak jelentős szerepe volt például a vasbetonszerkezetek védelme és javítása témakörében készített európai szabványban.

A környezetkímélő építés követelménye ma még általában csak szólam, bár egyre többet hallunk az ökológikus építés és fenntartható fejlődés fontosságáról. Nálunk az anyag- és technológiaválasztás fő meghatározója leggyakrabban az ár.

Az *Egészséges Világ Fórum* (Healthy Planet Forum) keretében 2004. júniusában Budapesten tartott *IV. Környezet és Egészség konferencia* prioritási céljai között szerepelt, hogy 2015-re egész Európában *tiszta kül- és beltéri levegőt és vegyszermentes környezetet* kell biztosítani a gyermekek érdekében. Ehhez építésökológiai szempontból is értékelni kell az alkalmazott anyagok teljes életciklusát:

- az előállítás, beépítés, használat, fenntartás és bontás energiataralmát,
- előbbiek károsanyag kibocsátását,
- a hulladék állapotot illetve az újrahasznosíthatóságot.

Nálunk is egyre szélesebb körben kezdenek érvényesülni ezek az elvek. Ma már a cementgyárak is kisebb szennyezőanyag kibocsátással és kevesebb energiával üzemelnek, mint néhány éve.

A könnyűbetonok alkalmazásának napjainkban egyre nő a jelentősége olyan szerkezetek esetén, ahol az önsúly jelentős része az összes tehernek (pl. hidak, magas épületek stb). Hazánkban a könnyűbetont még csak ritkán alkalmazzák teherhordó szerkezetként, pedig van olyan hazai adalékanyag, ami alkalmas erre: a hulladékküvegből előállított habkavics granulátum.

A konferenciához csatlakozó *Természetes építmények – Gyermekbarát települések* c. rendezvényen többek között elhangzott, hogy a 3/2003 (I.25.) BM-GKM-KvVM „Az építési termékek műszaki követelményeinek, megfelelőség igazolásának, valamint forgalomba hozatalának és felhasználásának részletes

*szabályairól*” c. rendelet lehetetlenné teszi sok, eddig alkalmazott, ökológiai szempontból kedvező adottságú anyag használatát. A jövőben csak minősített anyagokat lehet betervezni és beépíteni, nem használható bontott anyag, helyi, minősítés nélküli kő, helyben vetett vályog, vagy a faluszéli erdőben hagyományos technológiával égetett mész. Engedéllyel rendelkező, jó anyagokból is lehet rossz szerkezetet építeni! A szabó jó angol szövetből is szabhat rossz zakót, de átlagos minőségűből is készíthet olyan ruhát, amire büszke, mert jól áll viselőjének, és minden a helyén van. Véleményem szerint meg kellene teremteni annak a lehetőségét, hogy a képzett építész vagy építőmérnök vállalhassa a felelősséget az alkalmazott helyi vagy új anyagok kiválasztásáért.

Szavaink igen nagy mértékben hatnak gondolkodásunkra. A *Környezetkímélő építés anyagai* című tantárgy keretében fel szoktam tenni azt a kérdést az egyetemi hallgatónak, hogy melyik anyag inkább környezetbarát: a mészhomoktégla vagy a pórusbeton? A válasz minden esetben az első, mert ebben nem szerepel a beton szó. Pedig nagyon hasonló a két anyag gyártási technológiája, azonos a szilikátos szilárdsághordozó: kalcium-szilikát-hidrát keletkezik a nyomás alatti gőzérlelés hatására az autoklávban. A legnagyobb különbség a pórusképzésben, a testsűrűségben van: a pórusbeton kelesztett, felfújt mészhomok tégla, falköbméterre vonatkoztatva kisebb az anyagfelhasználása a mészhomoktéglaénál, ráadásul jó a hőszigetelő képessége is.

Ez év júniusában volt Prágában a *5th International Seminar on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials* (A környezettel összhangban lévő szerkezetek és szerkezeti anyagok 5.) című nemzetközi szeminárium. A cseh, kanadai, lengyel, magyar, svájci és szlovák tagokból álló *IASS WG 18* munkabizottság célja olyan angol nyelvű egyetemi jegyzet összeállítása, amely röviden összefoglalja az ökológikus építésre vonatkozó ismereteket.

Idén júniusban rendezték meg az olaszországi Lecceben az első *“Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration”* című nemzetközi konferenciát kétszáz résztvevővel. Itt három napon keresztül három párhuzamos szekcióban a legkorszerűbb anyagokat és szerkezeteket, illetve a megerősítés és felújítás legújabb anyagait és módszereit mutatták be az Amerikából, Afrikából, Ausztráliából, Ázsiából és Európából érkezett fejlesztők és kutatók. Szó esett sok új anyagról és eredményről különös tekintettel a tartósságra; a polimerrel módosított cementek viselkedéséről; szálerősített anyagokról: a tűzálló, vizes alapú, szervesen szénszál ágyazására használható anyagról; újrahasznosított anyagokról; ívek, héjak, falazatok, kupolák megerősítéséről; kompozit szerkezetekről, földrengésálló szerkezetkialakításról stb.

Az új anyagok helyes alkalmazása nagy körültekintést igényel, sok szempontot kell figyelembe venni a tervezés, a beépítés, a fenntartás és bontás során, valamint gondolni kell arra is, hogy újrahasznosítható-e. Az idén tavasszal rendezett konferenciák sora is bizonyítja, hogy a szakma feladatának tekinti az új anyagokra vonatkozó ismeretek közreadását. A szakemberek közötti párbeszéd remélhetőleg mielőbb lehetővé teszi azok széleskörű elterjedését. Remélem ez a pár sor is hozzájárult ehhez.

Dr. Józsa Zsuzsanna,  
egyetemi docens

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
az említett munkabizottságok tagja,  
illetve a  
konferenciák résztvevője



# A FESZÍTŐERŐ OKOZTA RUGALMAS ALAKVÁLTOZÁS HATÁSA FESZÍTETT VASBETON TARTÓK ERŐJÁTÉKÁRA



Dr. Tassi Géza

*Szükségesnek tűnik, hogy feszített tartóknál még egyszer megvizsgáljuk a rugalmas alakváltozás okozta jelenségeket, s ezek tükrében a veszteségek kérdését. A cikk hangsúlyozza a pontos definíciók, a szabatos szóhasználat fontosságát s a számítási mód szerepét a kérdés megítélésében. A veszteségek tekintetében különbség van az előfeszített tartó s az utófeszített szerkezet különféle változatai között. A cikk számítási eljárásokat ismertet a beton rugalmas alakváltozása hatásának követésére.*

**Kulcsszavak:** Rugalmas alakváltozás, feszítőerő, veszteség, elő- ill. utófeszített tartó.

## 1. BEVEZETÉS

Tartószerkezeteink belső erőinek és alakváltozásának elemzése során rendszerint feltesszük, hogy a külső hatások működésének kezdetekor, a tönkremeneteltől távoli állapotban a szerkezeti anyagok lineárisan rugalmas módon viselkednek. Elfogadjuk ezt a beton esetében is annak ismeretében, hogy a rövid idejű hatások kezdeti fokozatában a feszültségi-alakváltozási állapot csak igen kis mértékben tér el attól, amit az általánosított Hooke-törvény alapján leírhatunk. Feszített tartók esetében régebbi és új szabványok (pl. MSZ, 1970, MSZ ENV 1999) előírják a rugalmasságtan módszereinek alkalmazását statikailag határozatlan szerkezetek belső erőinek meghatározásakor s több más esetben. A feszítőerő okozta hatásokat (a reológiai stb. jelenségek figyelembe vétele mellett) a rugalmasságtan módszereivel vizsgáljuk használhatósági határlapokban.

Szakmai körökben több alkalommal folyt vita arról, hogy hogyan értelmezzük a feszített tartókban a beton rugalmas alakváltozása okozta feszítőerő-változást. A kérdésre adható szabatos válasz érdekében először a definíciókat kell egyértelműen megfogalmazni. Ezek alapján következetesen kifejtjük, hogy mikor van dolgunk veszteséggel, s azt hogy kell számításba venni.

A feszített vasbeton gondolatának legkorábbi felmerülésekor világossá vált, hogy a feszítőerő a feszítő eszköz által kifejtt erőhöz képest csökken. Kezdetben nem tettek elvi különbséget a csökkenést okozó különféle hatások között. A múlt század elején még nem is értek meg a feltételek az elméletileg kimutatott, várható kedvező tulajdonságokkal rendelkező feszített tartók létrehozására. A számítási módszerek is csak a későbbiekben kezdtek kialakulni. Ismeretes volt, hogy a feszítőerő – néhány eset kivételével – csökken a beton rugalmas alakváltozása miatt. A mérnök-társadalom egyre több ismeretet szerzett a veszteséget okozó jelenségekről (az acél relaxációjáról, a beton zsugorodásáról és kúszásáról stb.). Mind több kutatás derített fényt a hatásos feszítőerő alakulására, többféle számítási módszert vezettek be. Mindemmellett maradtak vitatott kérdések, nem általános érvényű meghatározások és a gyakorlati tervezés számára hiányosnak mondható útmutatások.

Az utóbbiakkal kapcsolatban szükséges megjegyezni, hogy a gyakorlat számára néha lényegtelennek tűnik a szabatos de-

finíció és a korrekt alapfeltevésekből kiinduló egzakt számítás. Amiről ugyanis néha vita folyik, a számszerű eredményekben gyakorta sokkal kisebb bizonytalanságot jelent, mint amilyen a „pontos” számítási módszerek alkalmazásakor a paraméterekben rejlik. Az elvek tisztázása azonban nem hiábavaló.

## 2. EGY KIS KITÉRŐ A SZÓHASZNÁLATRÓL

1957-ben, az akkori új magyar szabványok kidolgozása előtt, az oktatási nyelvhasználatra is gondolva, az ÉKME II. sz. Hídépítéstani Tanszéke részletesen leírta a feszített tartók létrehozásának két alapvető módját. Akkor már viszonylag régen, a francia „béton précontraint” mintájára kialakult az angol „prestressed concrete”, az orosz „predvarityelno naprjazsonnij beton”, a német „vorgespannter Beton”, amit már akkor a rövidebb „Spannbeton” formában is használtak, ahogy az orosz „prednaprjazsonnij beton” is elterjedt. Nálunk a „feszített-beton” ill. feszített vasbeton” kifejezés honosodott meg. A „vasbeton” nem arra kívánt utalni, hogy a tartóban nem feszített vasbetétek is lehetnek (általában vannak is), hanem arra, hogy vasbeton szerkezeetről, szerkezeti elemről van szó, amelyben külső hatás nélkül is működnek belső erők, feszültségek (a zsugorodás stb. hatásától eltekintve is). Ez lényegében megfelelt a precízebb, bár hosszabb orosz „predvarityelno naprjazsonnij zselezobeton” változatnak.

Hadd ne beszéljünk most azokról a nagyon kis számban előforduló szerkezetekről, amelyeknél a feszítőerőt nem betétek útján, hanem pl. külső sajtókkal, ékekkel stb. működtetjük.

A „vas-acél” vitát se kívánom feléleszteni, utalva a sok évtizeddel ezelőtti meghatározásra, amely a betonacél, vasbetét, vasalás, vasbeton szóhasználat mellett szállt síkra

Az angol, „pre...”, a német „vor...” az orosz „pred...” igekötő arra utal, hogy a feszítés megelőzi a külső teher működésbe lépését. (Itt nem bonyolítanánk a kérdést azzal, hogy az esetek nagy többségében a tartó meggörbülése miatt a feszítőerővel egyidejűen hat a tartó önsúlya.)

Meg kellene állapodni a nem acél anyagú feszítőelemekkel összefüggő szóhasználatról is. A betét, feszítőbetét elfogadható lenne, ennek köréből csak a külső kábel „lóg ki”. Felme-

rül a kérdés, kell-e szó szerint ragaszkodnunk az anyagfajta-hoz. Vajon amikor e sorokat írom, *szemüveg* segíti-e gyenge szememet, vagy *szemakril*, esetleg *szemműanyag*? Az anyag miatt térjünk vissza talán a „semleges” *okuláré* vagy *pápa-szem* szó használatára? Nagyanyám nem *vasalta* a fehérneműt, hanem *sárgarezeltte*, mert a ráncok elsimítására szolgáló eszköze történetesen nem vasból készült? Nagyon komolyan folytathatnám tovább a tréfálkozást, de nemhogy döntenem, javaslatot se szeretnék tenni. Jó lenne azonban, ha a fogalmak és a szóhasználat kérdésében megállapodnánk. Milyen szerencsés és irigyelhető a francia „béton armé” és az angol „reinforced concrete”, kifejezve a lényegét, nem érintve azt a kérdést, hogy milyen anyagú a betont segítő elem. Jó lenne, ha a *Balázs L. György* által kezdeményezett bizottsági munka előrehaladna, és eredményre vezetne *Erdélyi Attila* vezetésével. Sokat segíthetne egy „műszaki” Kazinczy Ferenc vagy Szarvas Gábor.

A feszített tartók tárgykörében további szóhasználati kérdés a feszítőerő kifejtésének és a tartó bebetonozásának relatív időpontja. Tudvalevőleg két alapvető eset van: A feszítőelemeket a betonozás előtt vagy a beton megszilárdulása után feszítjük meg. (E helyen mellőzzük az elvileg lehetséges harmadik esetet, a duzzadó cement felhasználásával végzett feszítést.)

Az említett „pre-”, „vor-”, „pred-” révén létrejött kifejezéseknek nálunk valódi megfelelője nincs is, mint utaltunk rá. De talán nem is baj, hogy egyszerűen feszített szerkezetről beszélünk, az előfeszítést ill. az utófeszítést a feszítőelem megfeszítésének a beton megszilárdulásához viszonyított időpontjának meghatározására használjuk. Az előrefeszítés – előfeszítés változatokra később térnénk ki. E kérdésben precíz és elég tömör az angol szóhasználat a „prestressed pre-tensioned” ill. „prestressed post-tensioned” kifejezések révén. Félreérthetetlen, bár hosszadalmas, ezért kevésbé használatos a két orosz kifejezés: „predvarityelno naprjazsonnij zselezobeton sz natjazsenyiem armaturi do zatverdenija betona” ill. „predvarityelno naprjazsonnij zselezobeton pri poszledujuscsem natjazsenyii armaturi na beton”. A németben ezeknek a kifejezéseknek a változatai tulajdonképpen nincsenek meg. A „Spannbeton mit sofortigem Verbund” ill. „Spannbeton mit nachträglichem Verbund” vagy „ohne Verbund” német kifejezések a beton és az acél közötti kapcsolatra utalnak. Tudjuk, miről van szó, de nem fejezik ki a feszítés és betonozás egymáshoz viszonyított időpontját.

A magyar műszaki nyelvben nincs használatos kifejezés a „précontrainte”, „prestressing”, „Vorspannung”, „prednaprjazsenyije” francia, angol, német ill. orosz szavakra. A tartalmat jól kifejező fordítás „előzetes megfeszítés” lenne. Ez már csak hosszúsága miatt se honosodott meg. Szerepét jól betölti az egyszerű „feszítés”, a szerkezet megnevezésében pedig a „feszített tartó, feszített szerkezet”. Ez azt is érezteti, hogy a szerkezet sajátfeszültségi állapotban van, hatnak belső erők, ha külső teher nincs is. A szóhasználat sokszínűségét (ha tetszik, az évek során mutatkozó bizonytalanságát) mutatja akár a hivatkozásokban felsorolt munkák címe is. Arra, hogy óvakodni kell a tükörfordítástól, példa a német „Nachspannung”, ami szó szerint utófeszítést jelentene. Ez azonban a német műszaki nyelvben az utófeszített tartó kábeleinek ismételt, utólagos, a szabályozást szolgáló megfeszítését jelenti, s a magyar utófeszítésnek vagy akár előfeszítésnek pontos német megfelelője nincs is, amint ezt már említettük.

A feszítőelemek megfeszítése és a betonozás időpontjának viszonyára utaló magyar kifejezések az „előrefeszítés” vagy „előfeszítés” ill. „utófeszítés”. *Bölskei Elemér* 1957-ben e tárgyban is szabatos megfogalmazású kérdéssel fordult nyelv-

vészekhez. Az „előrefeszítés” szót ajánlotta az MTA nyelvtudományi intézete. Nehéz volt a döntés. Az „elő-” és az „előre-” igekötő is használatos hely- (átvitt hely-) és időhatározói értelemben is. Az „előrefeszítés” mellett határozottak, s ezt az építőszakma elfogadta, a szabványok is (*MNOSZ 1957*), s ez tartósan használatban maradt (l. pl. *Szalai, 1984*). A mindennapi műszaki nyelvben, – már csak a rövidség és az önként adódó „elő-, utó-” prefixum-pár miatt is – elterjedt az „előfeszítés” szó (miközben az „előgyártás” kevésbé használatos, az új szabványok se vették át). Így el kell fogadni, hogy az MSZ ENV (1999) az előfeszítés, előfeszített tartó stb. kifejezést használja. E cikk sem marad meg az MSZ-ben hosszú időn át rögzített „előrefeszítés” mellett, fegyelmezetten követi az új szabványt, bár szívem szerint nem változtattam volna meg a csaknem 60 éven át „hivatalosan” használt terminus technicust.

Az utófeszítés a magyar szóhasználatban egyértelmű: akkor beszélünk róla, ha a feszítőelemek megfeszítésekor a beton már megszilárdult. A feszítőelemek lehetnek kábelüregben – utólagos kiinjektálással, vagy csúszhatnak a kábelüreg falán – vagy vezethetők szabadon, pl. szekrényes tartó belsejében, esetleg deviatorokon átvezetve, esetenként teljesen szabadon, akár a vasbeton szerkezet befoglaló méretein kívül.

Most eltekintünk attól a néhány szerkezettől, amelyben az elő- és utófeszítés vegyesen fordul elő.

### 3. A FOGALMAK TISZTÁZÁSA

A cikk címében feltett kérdés egyszerű és tiszta tárgyalása érdekében tegyük fel, hogy a beton és az acél is lineárisan rugalmas, s a rugalmas alakváltozáson kívül semmilyen hatás (relaxáció, zsugorodás, kúszás stb.) nem lép fel.

A feszítés elsődleges célja tudvalevően az, hogy a tartó betonjában a terhek, hatások viselése szempontjából kedvező feszültségállapotot hozzunk létre. A terheletlen szerkezet a feszítőerő működtetése nélkül alakváltozás- és feszültségmentes – e fejezet első bekezdésében leírt feltételek mellett. A szakirodalomban (*Dulácska, Polgár; Szabados, 1989*) találkozunk olyan definícióval, hogy „A tervezett feszítőerő az, amelyet a feszítőbetétben a feszítés befejezésekor létrehozunk.” Ez a meghatározás helyes abban az értelemben, amit a szerzők kifejtenek, vagyis az ún. technológiai veszteségek számításba vétele tekintetében. Előfeszített tartó esetén az említett feltételek mellett a feszítőerő azonos azzal az erővel, amellyel számolnunk kell. Utófeszített tartónál a meghatározás kiegészítésre vagy módosításra szorul, ha nem a feszítőeszköz által működtetett, hanem az elvileg következetes számításban szerepeltetett értékről van szó.

Kézenfekvő, hogy a definíciót így fogalmazhatjuk meg: *a feszítőerő a feszítőacélban ható erő, ha a beton feszültségmentes.* A fenti feltevések mellett így is mondhatjuk: *A feszítőerő a beton alakváltozás-mentes állapotához tartozó erő a feszítőelemben.* Sokszor ismételjük, de hangsúlyoznunk kell, hogy itt e fejezet első bekezdésében leírt feltevéseket tekintjük érvényesnek.

A feszítési feszültség az így definiált erőnek megfelelő, a feszítő elembe ható feszültség.

Nyilvánvaló, hogy a rugalmas alakváltozásból származó veszteség, mármint az az érték, amennyivel az acélban ható, fenti definíció szerinti erő, ill. feszültség kisebb, mint a feszítőeszköz által kifejtett erőből következne. Ez a különbség a feszítési eljárástól függően lehet zérus, vagy attól eltérő érték.

A feszítőeszköz (legtöbbször feszítősajtó, feszítő „puska”) által kifejtett erő nem mindig azonos a fenti definíció szerinti

feszítőerővel. Az előbbi is általában feszítőerőnek nevezik a gyakorlatban. Ebből rendszerint nem származik számottevő hiba. A fogalmak tisztázása érdekében azonban a továbbiakban a működtetett (pl. a feszítőszajta manométere révén mérhető) erőt a feszítőeszközzel kifejtett erőnek nevezzük. Ezt effektív feszítőerőnek is hívják, ez azonban összetéveszthető a hatásos feszítőerőre használt idegen nyelvi kifejezésekkel, amelyek a veszteségekkel csökkentett feszítőerőt jelentik.

Bár ez a cikk csak a rugalmas alakváltozás hatását elemzi, e helyen szükségesnek látszik a feszítőerő-vesztesség ill. feszítési feszültségvesztesség fogalmának meghatározása.

A feszítőerő-vesztesség egy időpontban valamely feszítőelemben, annak egy helyén a feszítőeszköz által kifejtett erő és a külső teherrel nem terhelt tartó esetében az adott időpontban ható erő közti különbség; e különbségbe nem számítva be azt a változást, ami a lineáris rugalmasságtan törvényei szerint viselkedő tartó esetén a feszítés végrehajtása után a feszítőelemben működő, a beton alakváltozás-mentes állapotában fellépő érték között fennáll.

Nyilvánvaló, hogy általánosságban már nem hivatkozhatunk az alakváltozás-mentes betonra. Gondoljunk akár az acél relaxációjára, amely éppen az állandó hossz melletti feszültségcsökkenést jelenti.

A megfogalmazott definíció sok szempont figyelembe vételére törekszik, s ezáltal hosszú, nem szánnám mindennapi használatra, csupán a fogalmak tisztázására.

Természetesen szükséges lehet a meghatározásban szereplő fogalmak további szabatos definiálása. Itt csak annyit jegyünk meg, hogy most a tervezett és ideálisan megvalósított szerkezet között nem teszünk különbséget. Így a feszítőeszköz által kifejtett erő fogalma megfelel e fejezet 2. bekezdésében idézett meghatározásnak (*Dulácska, Polgár, Szabados, 1989*).

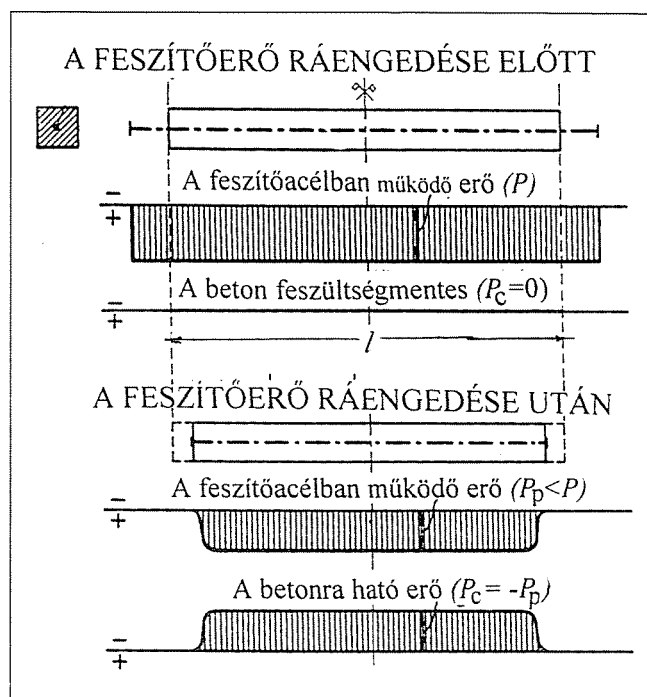
A hatásos feszítőerő, ill. a feszítőerő-vesztesség szabatos meghatározása, a fogalmak további tisztázása számos más kérdést vet fel. A különféle jelenségek, az idealizált állapotól való eltérés, a számítási eljárások változataiból adódóan a veszteségek másképpen való számításba vétele sok részletes elemzést igényel, ami túlmutat e cikk keretein. Célszerű a gondolatmenetet tovább fejleszteni. E cikk témakörében a leírt megfogalmazás befejező mellékmondatáról lehet vitatkozni, főként azért, mert ennek mondanivalója a számítási móddal is összefügg.

Fogalmakról szükségszerűen szó lesz a cikk további pontjaiban is.

#### 4. A FESZÍTŐERŐ OKOZTA RUGALMAS ALAKVÁLTOZÁS ÉS A FESZÜLTSEGEK A TAPADÓBETÉTES ELŐFESZÍTETT TARTÓBAN

A szabványok általában és a szakirodalmi források (pl. *MNOSZ, 1956, Közúti Hídszabályzat, 1956, Szalai, 1984*) tartalmazzák azt a kézenfekvő eljárást, hogy a feszítőerőből származó belső erőket, feszültségeket rugalmasságtani alapon számítsuk.

Tekintsünk el minden feszültségvesztéségtől, mint ezt a 3. fejezet meghatározza. Vizsgáljuk csakis a rugalmas tartó feszítőerő okozta alakváltozását és feszültségeit. A feszítéskor kifejtett, a feszítőpadhoz (vagy más megfelelő eszközhöz) rögzített



1. ábra: Előfeszített tartó belső erői a feszítőerő ráengedésekor

zített feszítőelemekben ható erő ill. feszültség maga a definíció szerinti feszítőerő ill. feszítési feszültség.

Feltesszük, hogy a feszítőerő betonra való ráengedésekor a tartó mindkét végén kialakuló, viszonylag rövid hosszon átadódik (ahogyan ez minden jól tervezett és megvalósított elemnél fennáll), s e szakaszok közötti tartórészen nincs relatív elmozdulás a beton és a feszítőelem között. Az egyszerűség kedvéért foglalkozunk egy központosan feszített tartóval (1. ábra). Az ideiglenes lehorgonyzás feloldása (tension release, Entspannung, peredacsna naprjazenija na beton) után csak a feszítőerő hat. A betonban és a feszítőelemben ható erő egyensúlyából valamint abból, hogy a feszítőelemnek a ráengedés utáni megrövidülése egyenlő a beton összenyomódásával, kiszámítható a betonban ható feszültség (*Tassi, 1958, Bölskei, Tassi, 1982*). Egyszerűen kimutatható: a feszítőerő okozta betonfeszültséget úgy számíthatjuk, hogy a külső erőnek tekintett feszítőerőt osztjuk az  $\alpha$ -szoros feszítőacél-keresztmetszet figyelembe vételével számított ideális keresztmetszettel, vagyis

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c} \quad (1)$$

E feszültségnek megfelelő rugalmas beton-összenyomódás a beton rugalmassági tényezőjével való osztás révén adódik. Ezt a deformációt a feszítőacél rugalmassági modulusával szorozva kapjuk a feszítési feszültségnek a feszítőerő ráengedésekor fellépő csökkenését, azaz

$$\delta\sigma_p = \alpha\sigma_c = \alpha \frac{P}{A_c} \quad (2)$$

Ez a csökkenés a feszítés alapelvét tekintve semmiképpen nem mondható veszteségnek, hiszen a feszítés célja a beton előzetes összenyomása, amivel elkerülhetetlenül és természetesen együtt jár a feszítőacél megrövidülése a feszítőerő ráengedésekor (*Bölskei, Tassi, 1982, Szalai, 1988*). A feszítőerő fenti definíciójából is következik, hogy a szóban forgó kérdés kapcsán nem beszélhetünk veszteségről. Hiszen a (2) által meghatározott értékkel csökkentett feszültség már nem az alakváltozás-mentes állapothoz tartozik. Ha a központosan feszített rúdra olyan külső húzóerőt működtetünk, amelynek hatására a feszítésből származó

zó nyomófeszültség zérusra csökken, a feszítőacélban ható feszültség a feszítési feszültség értékére növekszik.

Könnyen belátható, hogy a helyzet elvben akkor sem más, ha a feszítőerő külpontos. Természetesen ez esetben gondolni kell arra, hogy a feszítőerő ráengedésekor a legtöbb esetben a felgörbülés miatt működésbe lép az önsúly, továbbá a beton alakváltozás-mentes állapotának visszaállítására külpontos erő ill. a külső axiális húzóerőn kívül – kéttámaszú tartóra gondolva – pozitív nyomatékot is kell működtetnünk.

Szélesebb körű szakirodalmi áttekintés mellőzésével csak néhány forrásra hivatkozom.

A feszítéssel foglalkozó első hazai szakkönyv-fejezet (Menyhárd, Vajda, Gábor, 1952) az előfeszített tartó számításakor felsorolja a feszültségvesztéseket, amelyek között a beton rugalmas alakváltozása által okozott csökkenés értelemszerűen nem szerepel. Használja viszont a „rugalmas veszteség” kifejezést, ez azonban a gyakorlati számításban nem okoz félreértést. Megjegyzi ugyanis, hogy a „tényleges acélfeszültséggel” meghatározott feszítőerőt kell figyelembe venni, ha a betonfeszültségeket nem az ideális keresztmetszet, hanem a betonkeresztmetszet jellemzőivel számítjuk.

A Vasbetonszerkezetek I. c. jegyzet (Kollár, 1997) nem definiálja a feszítőerőt, de a számításra vonatkozó útmutatás szabatos. Az ideális keresztmetszet alkalmazásával utal arra, hogy a rugalmas alakváltozás miatti feszítőerő-változás automatikusan adódik, s természetesen feszültségvesztés így szóba se kerül. (Legfeljebb az szorul pontosításra, hogy e tekintetben miben azonos és miben nem a tapadóbetétes előfeszített ill. az utólagos injektálással tapadóbetétes tartó.) Hasonló következtetésre jutunk a szakirodalom más, legfrissebb forrásaiból is (pl. Jankó, 1999).

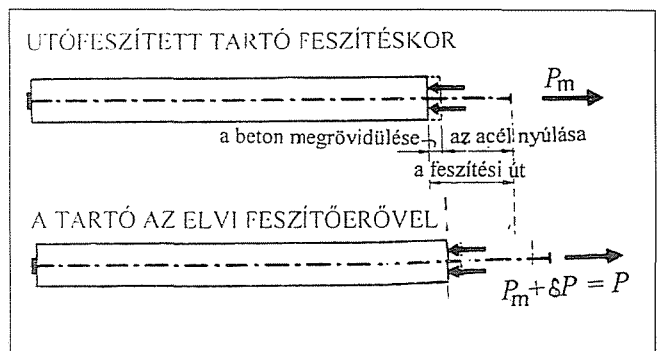
Mindennek tükrében nem értelmezhető az európai szabványajánlás magyar változatában (MSZ ENV 1999) „ $\Delta P_c$  – a feszültségvesztés a rugalmas alakváltozásból” kifejezés, s helyénvaló az erre utaló megállapítás (Farkas, 2001), hogy a feszítőerő elfogadott értelmezése szerint előfeszített tartóknál  $\Delta P_c = 0$ . Az eltérő felfogások, vélemények ütköztetését figyelemmel kísérve, a jelenségekre, elvekre és számítási modellekre, eljárásra következetesen ügyelve nyilván helyére teszi a kérdést a folyamatban levő magyar szabványalkotás.

## 5. A RUGALMAS ALAKVÁLTOZÁS MIATTI FESZÜLTÉGVESZTESÉGEK UTÓFESZÍTETT TARTÓBAN

### 5.1 A feszítőerő értelmezése, definíciója

Célszerű, hogy az utófeszített tartóban működő feszítőerő értelmezése ne térjen el attól, amit a 3. pontban meghatározunk, bár a definíció pontatlanságából adódó számítási eltérések mértéke általában csak néhány százalékot tesznek ki.

Tekintsünk először olyan utófeszített tartót, amelyre egyetlen, központos kábelben működő feszítőerő hat (2. ábra). (Emlékeztetőül: most is feltesszük, hogy mindegyik anyag lineárisan rugalmas, s semmi más veszteség nem lép fel.) Ha feszítéskor a feszítőeszköz hiteles erőmérő műszere  $P_m$  értéket mutat, tudnunk kell, hogy ez nem a feszítőerő definíció szerinti nagysága, hanem annál kisebb érték. Az utófeszítési művelet során ugyanis a feszítőerő reakcióit maga a megfeszítendő beton (vasbeton) elem veszi fel, azaz a betonban nyomás ébred, a tartó megrövidül. A definíció szerinti nem, azaz elvi feszítőerőt úgy kapjuk, hogy a tartóra olyan axiális húzó-



2. ábra: A definíció szerinti, elvi feszítőerő értelmezése utófeszített tartónál

erőt működtetünk, amelynek hatására dekompressziós állapot jön létre, vagyis a beton deformációja ( $s$  egyben a benne ható feszültség) zérus lesz. Úgy is felfoghatjuk, hogy a definíciónk szerinti feszítőerő olyan előfeszített tartó feszítőereje, amelynek hatására a feszítőerő ráengedése után ugyanolyan feszültségállapot jön létre (természetesen a tartóvégektől eltekintve), mint a tárgyalt utófeszített tartóban (Bölcskei, Tassi, 1982). A definíció szerinti, elvi feszítőerőt szoktuk fiktív feszítőerőnek nevezni, de ez nem szerencsés kifejezés. Igaz, hogy ez az erő annyiban fiktív, (nem valódi, képzelt,) hogy a valóságban általában nem lép fel, de a tartó viselkedésének vizsgálatakor ez az az erő, amivel elvben számolnunk kell. A feszítőeszköz által kifejtett erőt szoktuk effektív feszítőerőnek nevezni. Igaz, hogy ez az az erő, ami valóban fellép a feszítőkábelben, de ugyanúgy, mint amire a 3. pontban utaltunk, félreérthető.

A szóban forgó különbség  $\delta P$ , vagyis  $P = P_m + \delta P$ .

Az utófeszítéskor kialakuló állapotot jól világítja meg a feszítési út elemzése (Klatsmányi, 1978). A feszítőeszköz erőmérője által végzett mozgás (pl. a sajtó hengerének elmozdulása) két részből tevődik össze, a kábelnyúlásból és a beton összenyomódásából. Az utófeszített tartót akkor számíthatjuk egzakt módon az előfeszített szerkezet analógiájára, ha a feszítőerőt az alakváltozás-mentes állapothoz rendeljük.

A definíció szerinti (elvi, elméleti) és a feszítőeszköz által mért erő közötti különbség a tárgyalt, egy (vagy egy egységes csoportos) kábelrel központosan feszített tartó esetében egyszerűen számítható. A differencia a működtetett feszítőerő 8%-a körül van, ha központosan feszített elemet a névleges hengerszilárdság feléig feszítünk. (Természetesen az elméleti érték a nagyobbik.) Szokványos utófeszített tartóban ez az arány lényegesen kisebb, s így a gyakorlati számítást tekintve nem jelentős, hiszen a feszültségvesztések, a geometriai jellemzők stb. szórása nagyobb bizonytalanságot jelent. Így elfogadható, hogy a gyakorlatban az elvi feszítőerő értéke helyett a kifejtett feszítőerővel, annak a veszteségek által csökkentett értékével számoljunk. Kísérletek számítással való követése és más igényesebb vizsgálatok esetén indokolt azonban a definíció szerinti feszítőerőt meghatározni, s feszültségellenőrzés stb. alkalmával ezzel az értékkel számolni.

Megjegyezzük, hogy a gyakorlatban általában előforduló, bonyolultabb esetben (több, változó külpontosságú stb. kábel) az elvi feszítőerő számítása összetettebb. Ilyenkor, ha pontosabb számításra szükségünk van is, közelítő módszereket ajánlatos alkalmazni (pl. helyettesítő kábel, külpontosság), amit rendszerint a veszteségek számításakor is alkalmazunk.

### 5.2 A feszültségvesztés meghatározása

Rugalmas alakváltozás okozta veszteségről akkor beszélünk, ha a definíció szerinti, vagyis az alakváltozás-mentes állapot-



hoz tartozó, más szóval elvi vagy elméleti feszítőerő, azaz a *feszítőerő* (ill. az ennek megfelelő, a feszítőelemben ható feszítési feszültség) kisebb, mint ami a kifejtett feszítőerőnek megfelel (hangsúlyoztuk, hogy más hatások figyelembe vétele nélkül).

Kézenfekvő és köztudott, hogy ha egyetlen feszítőelemet alkalmazunk, vagy az összes kábelt egyszerre feszítjük meg, nem lép fel veszteség. Megjegyezzük, hogy ez nem csupán elméleti eset. Ezzel van dolgunk többek között a hézagtagítással végzett feszítés esetén (Leonhardt, 1962).

Tekintsük azt a példát, amelyben több, elméletileg központosan elhelyezett, azonos mértékben megfeszített, ugyanolyan keresztmetszetű kábelt egymás után feszítünk meg. Az elsőként megfeszített kábelben ható erő hatására a tartó megrövidül, s az egy kábelben a feszítőeszköz által működtetett erőnek megfelelő, annál nagyobb az 5.1 pontban, a 2. ábra kapcsán leírt elvi feszítőerő adódik. Ugyanez megy végbe a feszítés időrendjében második kábel megfeszítésekor. Amikor azonban a második kábel megfeszítése alkalmával összenyomódik a beton (vasbeton) elem, megrövidül az első, már lehorgonyzott kábel is. Ennek megfelelően csökken a benne ható erő, s következésképpen az elvi feszítőerő is (Bölcsei, Tassi 1982).

Ha a feszítőelemek száma  $m$ , a sorrendben  $i$ -ediknek megfeszített kábel  $m-i$  alkalommal fog

$$\varepsilon_{el} = \frac{P_1}{E_c A_c} \quad (3)$$

mértékben megrövidülni, azaz

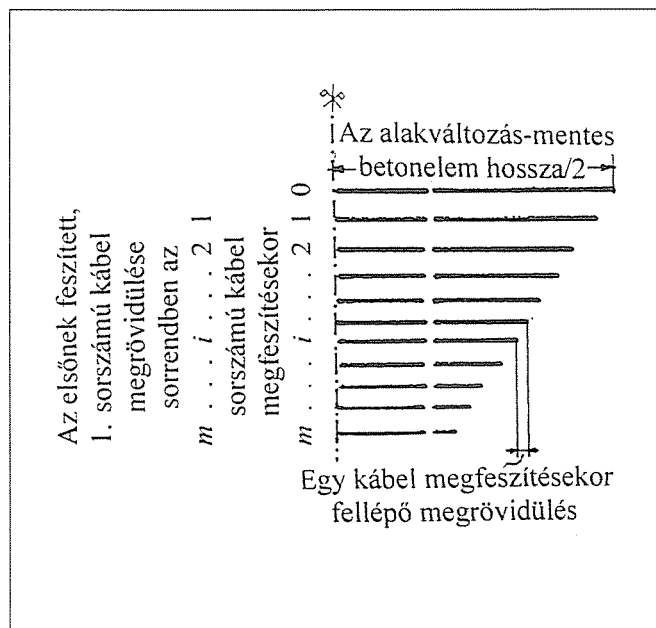
$$\Delta\sigma_{el,i} = (m-i) \frac{E_s P_1}{E_c A_c} = (m-i) \alpha \frac{P_1}{A_c}, \quad (4)$$

és a teljes feszültségvesztés az  $m$  kábelben fellépő veszteség átlaga,

$$\Delta\sigma_{pe,i} = \frac{m-i}{2} \alpha \frac{P_1}{A_c}. \quad (5)$$

Igaz, ha a tartót központos erővel meghúzzuk, amíg a beton alakváltozás-mentes lesz, az elvi feszítőerő hat (3. ábra). Megjegyezzük továbbá, hogy nem foglalkozunk olyan tartóval, amelynek egyes kábelüregeit a feszítési folyamat során kiinjektálják, s az injektáló habarcs egy későbbi feszítésig megszilárdul, általában eltekintünk az ideális keresztmetszet módosulásaitól.

3. ábra: A veszteség és az elvi feszítőerő sémája utófeszített tartónál



Ha több kábelt feszítünk egymás után, s ezek különössége változó, az egzakt számítás bonyolult. Alkalmazható a helyettesítő kábel vonala egységes számításához, s egy helyettesítő különösség felvétele. Ezekkel az adatokkal a feszültségvesztés közelítően a

$$\Delta\sigma_{pe,i} = \frac{m-i}{2} \alpha \frac{P_1}{A_c} \left( 1 + \frac{z^2}{i_c^2} \right) \quad (6)$$

alakban számíthatjuk.

A feszítőerő elvi értékére egymásután feszített több (akár különösség) kábel esetén a következőképpen jutunk.

Ezúttal is kábeltől beszélünk, ezen egy kábel, vagy minden tekintetben azonos elemekből álló kábelcsoportot értünk. A kábelek anyaga, keresztmetszete, elrendezése azonos, hasonlóképpen a feszítéskor kifejtett erő. Az elemzés során minden más veszteséget figyelmen kívül hagyunk, így a súrlódással és az ékcúszással se számolunk.

Prizmatikus,  $l$  hosszúságú betonelemet központos kábelekkel feszítünk. Egy kábel által kifejtett, a feszítőeszköz által létrehozott erő  $P_1$ . A kábeleket egymás után feszítjük meg és lehorgonyozzuk le. Egy kábel megfeszítésekor egy-egy korábban megfeszített és lehorgonyzott kábelben a beton rugalmas összenyomódása miatt bekövetkező feszítőerő-csökkenés  $\Delta P_1$

Ha  $m$  kábel van, és sorrendben az  $i$ -edik kábelt feszítjük meg, a kábelben működő feszítőerő

$$iP_1 - \binom{i}{2} \Delta P_1. \quad (7)$$

amely kifejezés második tagja nyilván a rugalmas alakváltozás okozta feszítőerő-vesztés  $i$  kábel megfeszítése után. Ez ugyanazt jelenti, amit az előzőekben már kifejtettünk.

Nem ismerek szakirodalmi adatot arra, hogy a rugalmas alakváltozás okozta veszteség fellépte esetén mi a definíció szerinti, vagyis az alakváltozás-mentes betonhoz tartozó feszítőerő értéke.

Ha a központosan feszített elemre egy olyan tengelyirányú külső erőt működtetünk, amelynek a feszítéssel együttes hatására a betonban nem mutatkozik alakváltozás (így feszültség sem), az  $i$ -ediknek megfeszített kábelben  $m$  kábel megfeszítése után ható erő (1. 3. ábra)

$$P_1 + (m-i+1) \Delta P_1.$$

Az összes  $m$  kábel megfeszítése és lehorgonyzása után a definíció szerinti feszítőerő

$$iP_1 + \frac{i(2m+1-i)}{2} \Delta P_1. \quad (8)$$

Ez az erő kisebb, mint az elméleti feszítőerő akkor, ha az összes kábelt egyszerre feszítjük, amit a (7) összefüggésből határozhatunk meg. A (7) és (8) erő közötti különbség az elméleti feszítőerő vesztesége a beton rugalmas alakváltozása következtében. Ha ezt összevetjük a feszítőeszköz által kifejtett erő (5) szerinti, erőben kifejezett veszteségével, megállapíthatjuk, hogy mi a különbség az elvi és a mindennapos gyakorlat számítási eredményei között.

Mint már utaltunk erre, a gyakorlati számítás során meghatározott és az elméleti feszítőerő közötti eltérés általában nem számottevő, s összemérhető a számítás más lépéseinek bizonytalanságaival, így a gyakorlat számára már csak azért sem észszerű bevezetni az elméleti feszítőerő-érték használatát, mert a szerkezettervezési gyakorlatban előforduló esetekben a szá-

mítás is bonyolultabb, és az eltérés is kisebb mértékű, mint az eddig tárgyalt központosan feszített tartó esetében.

A tartószerkezet működésének elvi tisztázása céljából, valamint annak érdekében, hogy pontosabb számítás igényének esetére legyen támpontunk, tekintsünk először egy szokványos kéttámaszú utófeszített tartót.

Tudvalevő, hogy egy  $m$  kábellel feszített tartó, ha a kábeleket utólag nem injektálták, statikailag belsőleg annyiszorosan határozatlan, ahány lehorgonyzott kábel van a tartóban. Ha sorrendben az  $i$ -edik kábelt feszítjük éppen, az ekkor kifejtett feszítőerő teherként hat az  $i-1$ -szeresen statikailag belsőleg határozatlan tartóra.

### 5.3 Példák a rugalmas alakváltozás okozta veszteségek számítására

Vizsgáljunk elemi példákat, amelyeknél a tartót belsőleg statikailag határozatlan szerkezetként számítjuk.

Vegyünk fel először egy állandó keresztmetszetű, kéttámaszú beton (vasbeton) tartót. Az egyszerűség kedvéért alkalmazunk mindössze két kábelt. Megadjuk a feszítés sorrendjét is  $1$  ill.  $2$  sorszámmal jelölve (4. ábra).

A sorrendben elsőnek feszített kábelben működtetett erő nem ébreszt statikailag fölös mennyiséget. E kábel megfeszítése és lehorgonyzása után azonban a további terhekre a tartó belsőleg statikailag egyszeresen határozatlanná válik. Egyelőre azonban, mint az 5. 2 pontban kifejtettük, nincs szó feszítő-

erő-veszteségről. Amikor a második kábelt feszítjük, az egy kábellel már megfeszített tartó alakváltozást szenved, módosul az  $1$  sorszámú kábelben ható erő is. E változás általában csökkenés.

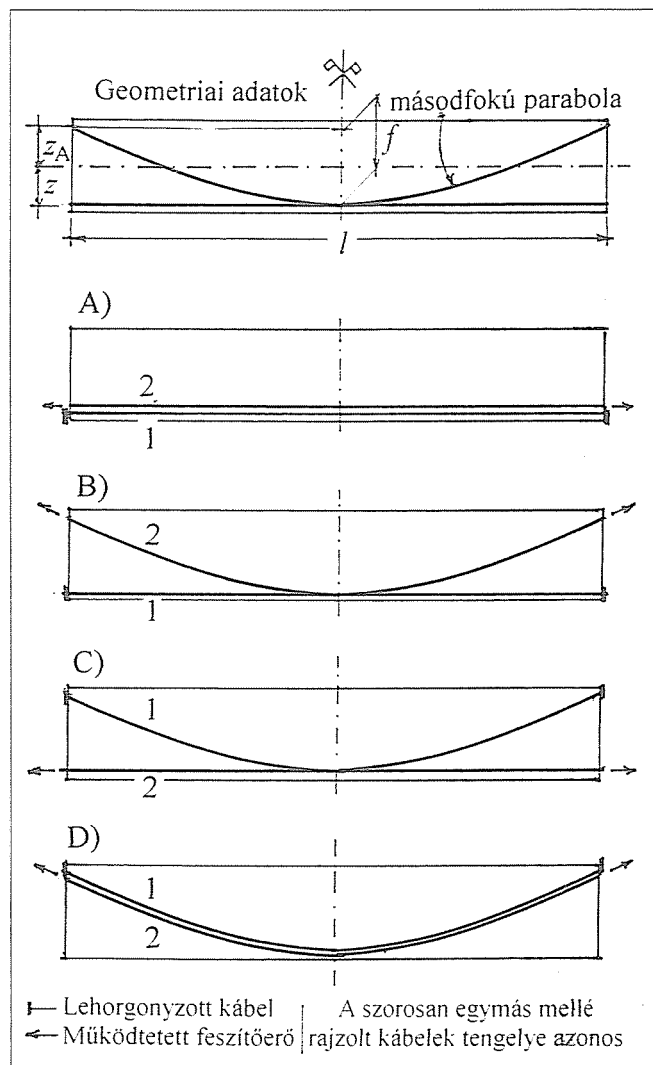
Ha a feladatot erőmódszerrel oldjuk meg, a törzstartót célszerűen úgy vesszük fel, hogy az  $1$  jelű kábelt vágjuk át. Így a számított statikailag fölös mennyiség maga a feszítőerő-veszteség. A teher természetesen az az erő, amit a  $2$  jelű kábel feszítésekor fejtünk ki.

A 4. ábrán vázolt egyszerű példákban külpontos egyenes vagy/és másodfokú parabola vonalvezetésű kábeleket veszünk fel. A számítást a már említett feltevésekkel végezzük, s az íves kábel hosszát is  $l$ -nek tekinthetjük, az eltérés a gyakorlati esetekben 2-4 %.

A számítás részleteinek mellőzésével itt csak a meghatározott statikailag fölös mennyiséget közöljük, ami, mint említettük, az  $1$  jelű kábelben fellépő feszítőerő-veszteség.

$$\left. \begin{aligned}
 \text{A) példa } P_m \frac{G}{G+L}, \quad G &= \frac{z^2}{I_c} + \frac{1}{A_c}, \\
 \text{B) példa } P_m \frac{H}{G+L}, \quad H &= \frac{z}{I_c} \left( \frac{2}{3} f - z_A \right) + \frac{1}{A_c}, \\
 \text{C) példa } P_m \frac{H}{K+L}, \quad K &= \frac{1}{I_c} \left( \frac{8}{15} f^2 - \frac{4}{3} f z_A + z_A^2 \right) + \frac{1}{A_c}, \\
 \text{D) példa } P_m \frac{K}{K+L}, \quad L &= \frac{1}{\alpha A_p}.
 \end{aligned} \right\} (9)$$

4. ábra: Példák egyszerű utófeszített tartókra



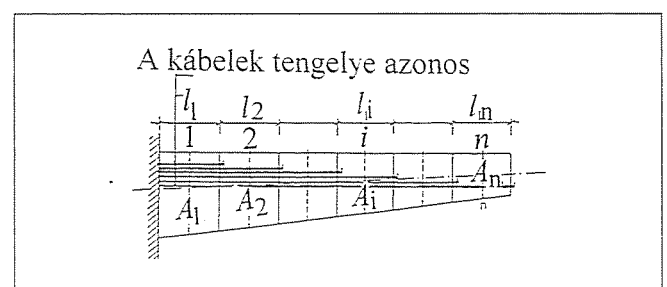
A (9) képletekkel csupán azt kívántuk megmutatni, hogy a kábelek egymás utáni feszítéséből adódó veszteség pontosnak nevezhető számítása még ilyen egyszerű esetben is meglehetősen bonyolult. A számszerű értékek nem nagyok, különösen akkor, ha a veszteség szempontjából vizsgált kábel parabolikus. E kábel ugyanis a tartó hossza mentén váltakozóan halad húzott ill. nyomott betonzónák mentén. A kábel a szomszédos betonrészek alakváltozásainak integrált mértéke szerint deformálódik, speciális esetben a változás zérus értékű is lehet.

A tartók statikája szokásos módszere értelemszerűen több, akár változatos vonalvezetésű kábel esetén is alkalmazható. Ekkor nyilván többismeretlenes lineáris egyenletrendszer kell megoldanunk. További számítási komplikációt jelent, ha a tartó külsőleg is statikailag határozatlan. Ilyenkor, pl. a folytatólagos többtámaszú tartó támasznyomatékainak megfelelő deformáció is hat a rugalmas alakváltozás miatti veszteségekre.

Mindez alátámasztja a szabványokban (pl. MSZ EN 1992-1-1, 1999) szereplő közelítő eljárást. Eszerint az összes kábelt tekintve a rugalmas alakváltozás okozta veszteség a helyettesítő kábel mentén számított betonfeszültségeknek megfelelő alakváltozásból meghatározott kábelhossz-változásból adódó erő fele.

Tanulmányozzunk egy összetettebb esetet. Az 5. ábra egy

5. ábra: Szabadon szerelt utófeszített konzol vázlata



szabadon szerelt szerkezet közbenső állapotát mutatja vázlatosan. E helyzetben konzollal, vagyis külsőleg statikailag határozott tartóval van dolgunk ezúttal is. A tartómagasság változó, a kábelek vonalvezetése az egyenes felső szélső szállal párhuzamos, a kábelek egy sorban helyezkednek el, vagyis külpontosságuk egymásával azonos, amit az 5. ábrán csak szóveges magyarázattal tudunk szemléltetni.

A szerkezet a szerelés ill. feszítés minden fázisában statikailag annyiszorosán határozatlan, ahány lehorgonyzott kábel (kábelcsoport) van. Az erőmódszer alkalmazásakor statikailag fölös mennyiségeknek a lehorgonyzott kábelekben a szerelési-feszítési sorrendben további kábeleroők hatására fellépő kábelero-változást tekintjük. Ezek egy-egy kábelben ezúttal is a rugalmas alakváltozás okozta veszteséggel azonosak.

Valamely blokk szerelése esetére felírt lineáris egyenletrendszer együttható-mátrixának elemei a főátlóban

$$a_{ii} = \sum_{k=1}^i \left\{ \frac{z_k}{E_c I_k} + \frac{l_k}{E_c A_k} \right\} + \frac{\sum_{k=1}^i l_k}{E_s A_{pi}} \quad (10)$$

A fődiagonálison kívül pedig

$$a_{ij} = \begin{cases} c_i, & \text{ha } i < j \\ c_j, & \text{ha } i > j \end{cases}$$

ahol

$$c_i = \sum_{k=1}^i a_k; \quad a_k = \frac{z_k^2 l_k}{E_c J_k} \quad (11)$$

A (10) és (11) egységtényezőkkel felépített együttható-mátrix inverzét kell létrehozni, hogy azt a tehervektorral szorozva megkapjuk a már lehorgonyzott kábelekben a további feszítésből adódó kábelero-változást, vagyis a veszteséget. A törzstartót a lehorgonyzott kábelek átvágásával hoztuk létre. A tehervektor elemei így a sorrendben következő feszítőerő által a beton rugalmas alakváltozása révén okozott relatív elmozdulás értékei az átvágások helyén. Az analitikus úton elvégzett elemzés (Tassi, Rózsa, 1992) azt mutatja, hogy még viszonylag egyszerűsített esetben is nehéz a számítás. Gondoljunk csak arra, hogy a vizsgálatot minden előregyártott szegmens feszítése esetére el kell végeznünk, számításba kell vennünk mindazokat a hatásokat, amelyeket ebben a tanulmányban az egyszerűbb áttekinthetőség kedvéért figyelmen kívül hagyunk. Meg kell jegyeznünk, hogy noha az adott egyszerűsített példa esetén van mód a feladat analitikus megoldására, nem mellőzhetők a számítás során rekurzív lépések. A szabadon szerelt, utófeszített hídszerkezet számításának e helyen való felidézésére valóban csak azt a célt szolgálja, hogy érzékeltessük, mennyire szövevényes és munkaiányos a rugalmas alakváltozás hatásainak követése ilyen szerkezetnél még a több tekintetben szabályos elrendezés és egyszerűsítések esetén is.

A vázlatosan bemutatott példák azt mutatják, hogy van mód a beton rugalmas alakváltozása által okozott veszteségek „pontos” számítására utófeszített vasbeton szerkezetnél. A vizsgálat változó keresztmetszetű, statikailag külsőleg határozatlan, sokféle vonalvezetésű kábelekkel feszített szerkezet esetén rendkívül sok számításal jár, különösképpen, ha a rugalmas alakváltozás hatását az építés sok fázisában kell megvizsgál-

ni. Természetesen a számítások „pontos” elvégzésének lehetősége megfelelő informatikai rendszerben gyakorlatilag határtalan. Ilyen számítások felépítéséhez is segítséget nyújt az elvek és fogalmak tisztázása. Mindemellett megvan a létjogosultsága a közelítő eljárásoknak is.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A dolgozatban megfogalmazott kérdések és a leírt javaslatok ismételt felvetik a feszített vasbeton szerkezetekkel kapcsolatos fogalmak és szóhasználat további pontosítását.

Ezt várhatóan elvégzi a EUROCODE-on nyugvó magyar nemzeti ajánlás.

A beton rugalmas alakváltozásával kapcsolatos jelenségek világos leírása és értelmezése főként a tiszta mérnöki logika kialakítása, a szerkezet működés módjának egyértelmű ismerete érdekében fontos. Előfeszített tartóban a beton rugalmas alakváltozása miatti, veszteségnek nem tekinthető feszítőerő-csökkenés számítására szükség van, ha nem ideális keresztmetszeti jellemzőkkel dolgozunk, vagy pl. tartók kísérleti úton végzett ellenőrzése során. Hasonló értelme van utófeszített tartó feszítőerő-veszteségei lehetőleg pontos számításának is.

A beton rugalmas alakváltozása miatt fellépő feszítőerő-veszteség pontosnak mondható meghatározása a viszonylag egyszerűnek tűnő esetekben is hosszadalmas, bonyolultabb utófeszített szerkezeteknél jelentős matematikai-számítástechnikai apparátust igényel. Alig van napjainkban olyan jelenség, amelyet numerikus úton, számítógépi eljárással ne tudnánk követni. Mindemellett van értelme annak, hogy a veszteségek alakulását szabatosan leírjuk, s ennek ismeretében fejlesszük a célnak megfelelő, jó közelítő módszereket.

## 7. JELÖLÉSEK

$P$	a beton rugalmas alakváltozás-mentes állapotához tartozó (elvi) feszítőerő
$P_c$	előfeszített tartó betonjára ható erő
$P_c^p$	a feszítőacélban ható erő
$P_m^p$	a feszítőeszköz által kifejtett feszítőerő
$P_l$	egy kábelben (kábelcsoportban) kifejtett feszítőerő
$\Delta_l$	egy kábel megfeszítésekor valamely korábban lehorgonyzott kábelben fellépő erőcsökkenés
$A_c$	a betonkeresztmetszet területe
$A_c^p$	a feszítőacél keresztmetszeti területe
$A_i^p$	az ideális (idealizált) keresztmetszeti terület
$I_c$	a keresztmetszet inercianyomatéka
$i_c$	a keresztmetszet inerciasugara
$E_c$	a beton rugalmassági modulusa
$E_s$	a feszítőacél rugalmassági modulusa
$\alpha$	az acél és a beton rugalmassági modulusainak hányadosa
$\sigma_c$	a betonfeszültség
$\delta P$	az elvi és a mért kifejtett feszítőerő közötti különbség
$z$	az egyenes kábel külpontossága
$z^A$	az íves kábel külpontossága a támaszoknál
$f^A$	az íves kábel nyílmagassága
$i$	a feszítés sorrendjében a kábel sorszáma
$m$	a kábelek száma
$l$	a tartó támaszköze
$l_i$	egy előregyártott blokk hossza
$a_{ii}, a_{ij}$	egységtényező

$\Delta\delta$  a rugalmas alakváltozás okozta feszültségvesztés  
 $\Delta\delta_{el}$  az *i*-ediknek feszített kábelben

## 8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönöm dr. Deák György és dr. Szalai Kálmán egyetemi tanárok fontos és hasznos észrevételeit, dr. Németh Ferenc egyetemi docens értékes tanácsait és ellenőrző munkáját, valamint Tassi Miklós segítő közreműködését.

## 9. HIVATKOZÁSOK

- Bölcseki E., Tassi G. (1982), „Vasbeton szerkezetek. Feszített tartók” (Negyedik kiadás), *Tankönyvkiadó*, Budapest.
- Dulácska E., Polgár L., Szabados R. (1989), „Feszített vasbeton szerkezetek”, Massányi T., Dulácska E. (szerk.) *Statikusok Könyve. Magasépítés. Műszaki Könyvkiadó, Budapest*, pp. 282...327.
- Farkas Gy. (eln.), (2001), „Tartószerkezeti Eurocode-ok nemzeti alkalmazási dokumentumai”, *MSZ ENV 1992-1-1 NAD*, Budapest.
- Jankó L. (1998), „Vasbeton hídszerkezetek”, *Műegyetemi Kiadó, Budapest*
- Klatsmányi T. (1978) „Vasbetonszerkezetek. Feszített vasbetonszerkezetek”, *Tankönyvkiadó, Budapest*
- Kollár L. P. (1997), „Vasbetonszerkezetek I.” *Műegyetemi Kiadó, Budapest*.
- Közúti Hídszabályzat H1/1-56, (1956), *Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium*, Budapest.
- Leonhardt, F. (1962), „Spannbeton für die Praxis”, *Ernst, Berlin*.
- Menyhárd I., Vajda P., Gábor P., (1952), „Feszített betonszerkezetek méretezése.” Böröcz I. (szerk.) *Feszített betonszerkezetek. I. kötet. Közlekedési Kiadó, Budapest*, pp. 195... 311.

- MNOSZ 15026-56, „Feszített betonszerkezet méretezése” *Magyar Szabványügyi Hivatal Budapest*.
- MSZ 15022/2-70 „Feszített vasbeton szerkezetek” *Magyar Szabványügyi Hivatal, Budapest*
- MSZ ENV 1992-1-1 Magyar Előszabvány. (1999), „Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”, *Magyar Szabványügyi Testület, Budapest*.
- Szalai K. (szerk.). (1984), „Szabványtervezetek vasbeton szerkezetek tervezéséhez”. *BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest*.
- Szalai K. (1988), „Vasbetonszerkezetek. Vasbeton-szilárdságtan”, *Tankönyvkiadó, Budapest*
- Tassi G. (1958), „Véges hosszban való lehorgonyozás lehetősége előrefeszített betonban”, *ÉKME Tudományos Közleményei III. 4. pp. 13... 22*.
- Tassi G., Rózsa P. (1992), „Forces in prestressed concrete structures constructed by free cantilevering”, *Periodica Polytechnica, Civil Eng.* 36. 3. pp. 355... 361.

**Dr. Tassi Géza** aranydiplomás mérnök, a műszaki tudomány doktora (1976), egyetemi tanár, FIP érmes (1992), az első *fib* kongresszus kítüntetettje (2002), a *fib* MT örökös tiszteletbeli elnöke, több mint 220 publikáció szerzője. Fő szakterülete: feszített vasbeton szerkezetek elmélete és vizsgálata, vasbeton hidak.

### EFFECT OF ELASTIC DEFORMATION DUE TO PRESTRESSING ON THE FORCES IN PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS Prof. Géza Tassi, D.Sc.

The paper deals with the phenomena due to the elastic deformation of concrete and, in the mirror of them, with the losses of prestress. The need of exact definitions and accurate use of technical terms in their light emphasised. Calculation methods of prestress loss in post-tensioned girders due to elastic deformation are shown.

# BETONTECHNOLÓGIA SZAKMÉRNÖKI TANFOLYAM INDUL 2005. FEBRUÁRJÁBAN

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

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

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

A 4+1 féléves képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten, így a jelöltnek a teljes képzés alatt csupán 12 hétig kell távol lennie a munkahelyétől (hétfő de. 10-től csütörtök 16-ig), és az utolsó félévben diplomamunkát kell készítenie.

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

Jelentkezem a 2005. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.

További információkat kérek a 2005. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamról

Jelenkező neve:

Cégnév:

Dátum:

Telefon:

Fax:

# TŰZ A BUDAPEST SPORTCSARNOKBAN: MÉRNÖKI TANULSÁGOK



Majorosné Lublőy Éva – Dr. Bánky Tamás – Dr. Balázs L. György

*Jelen cikkben a Budapest Sportcsarnok 1999. december 15-én bekövetkezett leégése anyagtani tanulságait elemezzük. Ismertetjük a különböző vasbeton és acél szerkezeti elemek, viselkedését magas hőmérséklet hatására, ami néhol meghaladta a 800 °C-t is. Majd elemezzük a tűz hatását a szerkezeti elemekre. Végül a tüzesetek utáni mérnöki tanulságok részletezésére kerül sor.*

**Kulcsszavak:** Budapest Sportcsarnok, tűzkár, hőmérsékletfüggő anyagtulajdonságok

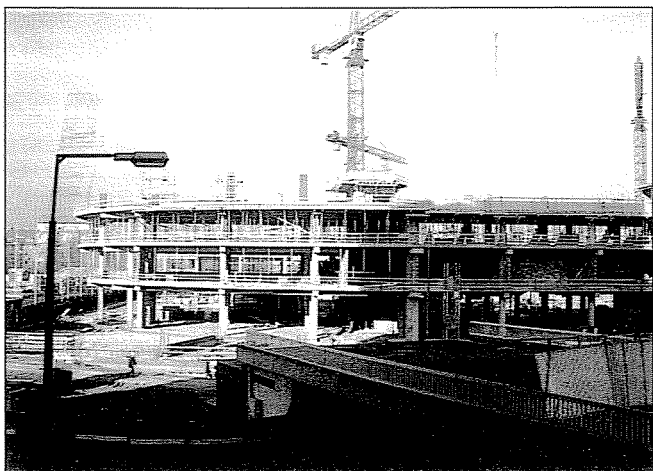
## 1. A BUDAPEST SPORTCSARNOK RÖVID TÖRTÉNETE

A Budapest Sportcsarnok tervezési munkái 1974-1978-ig folytak. Gazdasági és műszaki érvekkel alátámasztott politikai döntés született, hogy a Szovjetunióban kifejlesztett, bevált és előnyös pénzügyi feltételek mellett beszerezhető kábelbetétrel kell a csarnokot lefedni. Így a Sportcsarnok tervezése során a funkcióelemzés másodlagos szerepet játszott. Mélyrehatóan nem vizsgálták azt, hogy a főváros által meghatározott főfunkciók befogadására, milyen térforma lenne a legelőnyösebb (Kiss, 1986). A szovjet térlefedő szerkezet kör alaprajzra készült, tehát a tér geometriai alakja adott volt. A tető szerelése meglehetősen bonyolult művelet volt. A kábeleknél nemcsak egyenlő, hanem meghatározott értékű feszültség kellett, hogy ébredjen. A tető merevségét a függesztőkábelek közé fűzött feszítőkábelek biztosították. A feszítőkábelekben a feszültség nem csökkenhetett egy bizonyos érték alá, mivel a szerkezetnek kellően merevnek kellett maradnia. A tető szerelésének legfontosabb és legkényesebb művelete a kábelek megfeszítése volt (Enyedi, 1980).

A sportcsarnok 1978. március 1. és 1982. február 12. között épült (1. ábra). A megnyitőünnepséget 1982. február 12-én tartották.

Az építési munkák befejezésével elkészült Magyarország első, igazán világszínvonalú sportcsarnoka (Bátor, 1994). Az új sportcsarnokot a Népstadion melletti metróállomás közvetlen közelében építették, így a főváros egyik legfontosabb

1. ábra: A Budapest Sportcsarnok építés közben (1981) (www.index.hu.)



közlekedési hálózatához csatlakozott. A csarnok 120 m átmérőjű, 26 m magas, kettősfalú henger volt. A főépülethez egy négyszögletes kiugró rész csatlakozott, itt kerültek elhelyezésre az edzőtermek (Enyedi, 1980). A sportcsarnok minden teremsport rendezvényre alkalmas volt, így pl. műkorcsolya és rövidpályás gyorskorcsolya versenyek, ill. jégkorongmérkőzések megrendezése is. Lehetőség nyílt számos rangos nemzetközi verseny megrendezésére. Az évek során gazdasági megfontolásból a Budapest Sportcsarnok koncertek, illetve tömegrendezvények színhelyévé is vált. Olyan rendezvényeket is itt tartottak, amik nem szerepeltek a tervezett funkciók között, mint például kiállítások, vásárok. A csarnok fel volt szerelve a televíziós közvetítésekhez szükséges technikával, az újságírók számára több telefonvonallal és újságíróboxokkal. 1989-től a csarnok otthont adott különböző vallási felekezetek istentiszteleteinek, kongresszusainak. 1991 óta helyet adott karácsonyi vásároknak is. A Budapest Sportcsarnok kedvelt színhelyévé vált üzleti szemináriumoknak, bankok részvénytársaságok közgyűléseinek (Bátor, 1994).

Az 1999. december 15-én keletkezett tűz nem csak az éghető anyagokat semmisítette meg vagy károsította, hanem a tartószerkezetekben is maradandó alakváltozást, illetve anyagszerkezeti károsodást okozott, ezért döntés született a Sportcsarnok elbontásáról (ÉMI, 2000).

## 2. SPORTCSARNOK SZERKEZETI FELÉPÍTÉSE

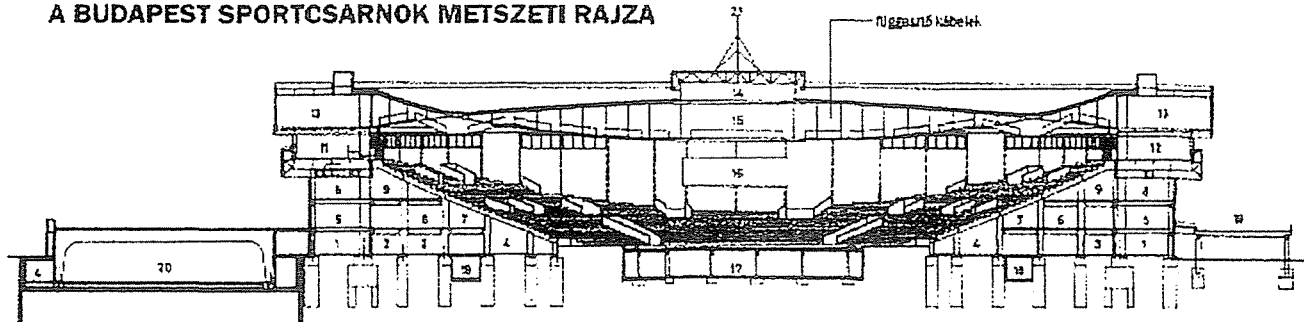
A csarnok szerkezeti rendszere alapvetően két részből tevődött össze, a tisztán acélszerkezetű függőtetőt hordó körbefutó pillérsorokból és a gyűrűépület felső szintjeit tartó acélvázból, illetve a küzdőteret övező vasbeton szerkezetű lelátóból valamint a vele összefüggő, I. és II. emeleti födémekből. Az épület tartószerkezeti elemei általában vasbeton szerkezetűek voltak (2. ábra).

### 2.1 A vasbeton szerkezeti elemek

A vasbeton szerkezeti részek a függőleges terhek átadása szempontjából függetlenek voltak az acélváztól. A vízszintes terhek felvételekor a két szerkezeti rész egy egészet alkotott, mivel az acél főpillérek hézagmentesen csatlakoztak a vasbeton szerkezethez.



## A BUDAPEST SPORTCSARNOK METSZETI RAJZA



1. Földszinti körfolyosó, versenyzők, közreműködők szintje, 2. Öltözők, zuhanyzók, 3. Irodák, 4. Szellőző gépházak, 5. I. emeleti körfolyosó, nézőtéri főbejárat szintje, 6. Ruhatárak, 7. Vécécsoportok, 8. II. emeleti körfolyosó, nézőtéri bejárat szintje, 9. Bűléautomaták, vécécsoportok, 10. Gépészeti környezetek földszinten, 11. Díszpáholy és társalgó, 12. Újságíró dolgozó, riportertülek, 13. Gépészeti szint, 14. Operion (világító nyílás a kupolán), 15. Kábeltetőtér, 16. Eredményjelző tábla, 17. Küzdőtér alatti raktár, 18. Gépészeti csomagolt, 19. Gyalogos kerengőhíd, 20. Gyakorló jégpálya és játékcsoportok, 21. Tévéantenna

2. ábra: A Budapest Sportcsarnok szerkezeti felépítése

A vasbeton szerkezeti elemek nagy része előregyártott volt. A gyűrű alakú építmény alsó két szintjének födémei sugárirányban fektetett, előregyártott T-panelekkel álltak. A tribünök tartóelemei, illetve a belső osztófödémek körüreges vagy előfeszített SD típusú paneljei szintén előregyártottak voltak.

Vasbeton szerkezetnek volt tekinthető a gyűrűépület II. és III. emeleti födéme is, amely a sugárirányú födtartókhoz csatlakozó, húrirányú fióktartókra fektetett trapézlemez borítás kibetonozásával készült. A fióktartók közti mezők feszítávolsága 2,0-2,5 m és többtámaszú lemezként működött. A bordás lemez teljes vastagsága 100 mm volt (ÉMI 2000).

## 2.2 Az acélszerkezeti elemek

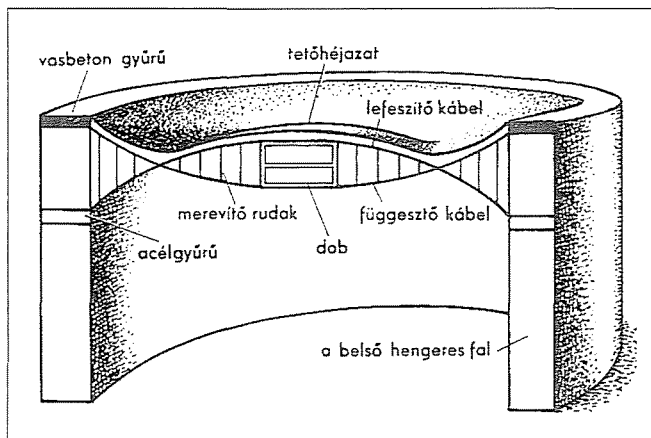
Az acél tartószerkezeti elemek a kör alaprajzot 48 azonos szeletre osztották fel.

A hegesztett I szelvényű fő oszlopok egy kör átmérőn helyezkedtek el.

A függesztett tető fő tartószerkezeti elemeit a külső és belső gyűrűkhöz kapcsolódó függesztő és lefeszítő kábelek, illetve a köztük lévő merevítő rudak (bordás panelek) alkották (3. ábra).

A kábelek végződése a lehorgonyzó fészkekben ölommal volt kiöntve. A stabilizáló kötelek középső gyűrűnél lévő lehorgonyzófejének végén hosszú menet volt, amelynek segítségével a köteleket megfeszítés után a kívánt hosszra lehetett rögzíteni. A kötélartók közti változó távolságot a húzott részen függesztő kábelek, a nyomott szakaszon acéllemezből készült, bordás panelek hidalták át.

3. ábra: A kábelek elhelyezkedése (Enyedi, 1980)



A tető térbeli merevsége szempontjából fontos szerepe volt az  $R=20$  és a  $R=35$  m-nél körbefutó acél hosszokötésnek, illetve a négy vasbeton diafragmának és a homlokzati vasbetonpaneleknek (ÉMI, 2000).

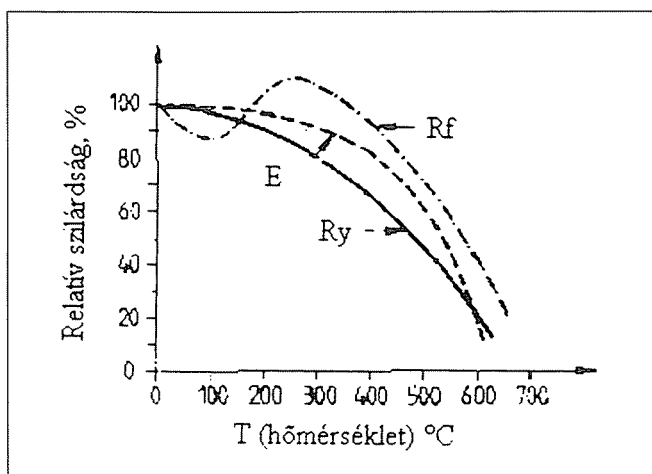
## 3. A TŰZ

A tűzoltóság ügyeletére 1999. december 15-én 5 óra 3 perc 40 másodperckor érkezett a riasztás. Több jel arra utal, hogy a tűz 4 óra 40 és 45 perc között keletkezett. Az időbeli eltérés oka az volt, hogy a tűzjelző rendszer nem riasztott időben, mivel az érzékelők túl magasan voltak, és az első riasztás sem a tűzoltóságra, hanem a BS portájára futott be (Makara, 1999).

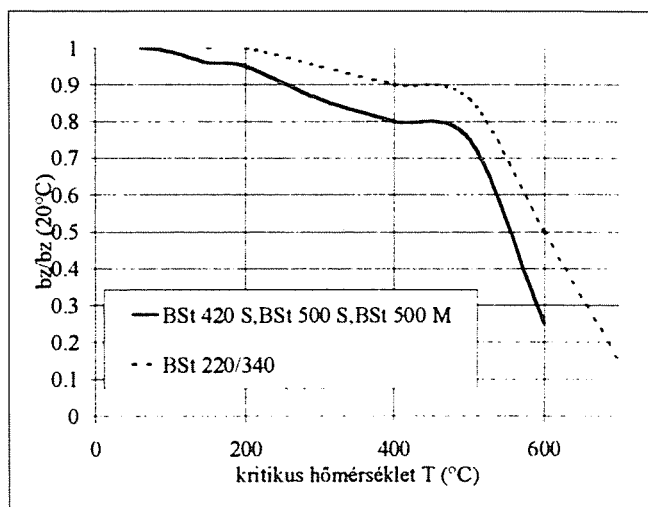
A tűzoltók az oltást 5 óra 17 perckor kezdték el, ekkor már a III. emeletnél lángok csaptak ki az épületből. A kitört ablakokon beáramló levegő ezalatt pedig táplálta a tüzet. A felderítés során egyértelműen megállapítható volt, hogy a földszinti küzdőtérén lévő karácsonyi vásár, valamint a létesítmény III. szintjének buszpályaudvar felőli oldala jelentős részben égett. „A tetőszerkezetben végbemenő ellenőrizhetetlen elváltozásokat már a tűzoltás megkezdését követően megközelítően, fél óra elteltével lehetett észlelni” (Nagy, 2000). 7 óra 34 perckor a tetőszerkezet nagy része beomlott. A lángokkal való küzdelem két óra negyvenöt percig tartott (4. ábra).

4. ábra: A Budapest Sportcsarnok a tűzoltás után





**5. ábra:** A szénacélok mechanikai jellemzőinek relatív változása a hőmérséklet függvényében (Halász, Platty, 1995) (R<sub>f</sub> = szakítószilárdság, R<sub>y</sub> = folyási határ, E = rugalmassági modulus)



**7. ábra:** A hidegen alakított feszítőbetétek szakítószilárdság-változása a hőmérséklet függvényében (Schneider, 2000)

## 4. A TŰZ HATÁSA A SPORTCSARNOKBAN BEÉPÍTETT ANYAGOKRA

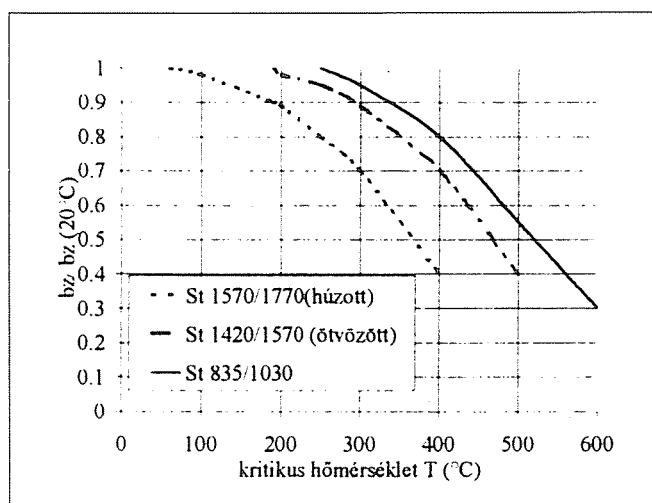
A Budapest Sportszarnok tartószerkezeti elemei elsősorban acélból, illetve vasbetonból készültek. Az acélszerkezetek illesztései csavaros és hegesztett kapcsolatok voltak. A vasbetonszerkezetek oszlopként, lemezként és gerendaként fordultak elő. Mind az acél, mind a vasbeton tulajdonságait, állapotváltozásait a hőmérséklet alapvetően befolyásolja, amelynek alapismereteit, legfontosabb jellemzőit az alábbiakban foglaljuk össze.

### 4.1 Acél

Az acél nem éghető anyag, azonban az acélszerkezeteket magas hőmérséklettől mégis óvni kell. Magas hőmérsékleten a mechanikai tulajdonságai kedvezőtlenül megváltoznak. Ennek bekövetkezésére a gyakorlatban az acéloszlopokat a tűztől körülfalazással, körülbetonozással, tűzálló festékekkel stb. védik (Halász, Platty, 1995).

Az acélok szakítószilárdsága, folyási határa 400°C felett már jelentősen csökken (5. ábra), így a teherhordó acélszerkezetek a tervezett igénybevételeket nem feltétlenül tudják

**6. ábra:** A melegen hengerelt betonacélok szakítószilárdság-változása a hőmérséklet függvényében (Schneider, 2000)



felvenni, és maradó alakváltozásokat szenvednek. A 0,2% feletti széntartalmú acélokban a hosszantartó 500°C feletti hőhatás jelentős dekarbonizációval járhat. 800°C feletti hőigénybevétel, esetleges gyors lehűléssel párosulva, felületi kérgesedéssel, illetve rideggedéssel jár.

A hagyományos, melegen hengerelt betonacélok a határfeszültségük 80%-ára terhelve 480–500°C-on (6. ábra), a hidegen alakított feszítőhuzalok 380–400°C-on (7. ábra) elveszítik teherhordó képességüket.

### 4.2 Beton

Jelentős felmelegedés hatására a betonban keletkező feszültség oka a cementkő és az adalékanyag egymástól esetenként eltérő hőtágulása. Ezért az adalékanyag megválasztásánál lényeges követelmény, hogy ennek a cementkőével közel azonos hőtágulási együtthatója legyen. A mészkőtartalmú betonok sokkal kedvezőbben viselkednek magas hőmérsékleten mint a kvarc adalékanyagú betonok (Schneider, 2000).

A beton viselkedésének okait azonban a cementkőben végbemenő változásokban kereshetjük. Az összetevők átalakulása 200 és 900°C között következik be. 400–500°C között a kalcium-hidroxid (Ca(OH)<sub>2</sub>) felbomlik, kalcium-oxid (CaO) és víz (H<sub>2</sub>O) keletkezik. 600°C-ig a kalcium-szilikáthidrátok (Ca<sub>2</sub>Si<sub>2</sub>H, Ca<sub>3</sub>Si<sub>2</sub>H) reverzibilis folyamat során veszítenek a hidrátvizüket, és kalciumszilikátok képződnek. Mintegy 700°C-on bomlik el a kalcium-karbonát.

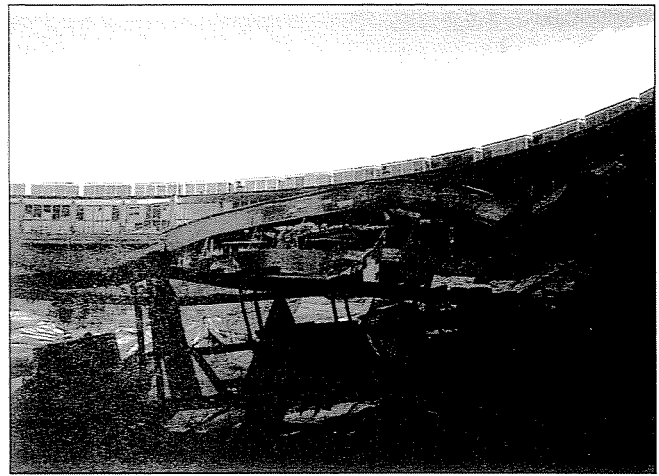
A tiszta cementkő nyomószilárdsága 300°C-ig nő, majd 300°C felett csökkenni kezd, és mintegy 400°C-on éri el az eredeti szilárdságát. 700°C-nál a törési szilárdság a felére csökken (Mészáros, 1990).

### 4.3 Vasbeton

Vasbetonszerkezeteknél az acél és a beton különböző hőtágulása miatt, különösen kis betontakarások esetén, számolni kell a betonnak az acélbetétről való leválásával. A megfelelő betontakarás kiválasztása nagyon fontos, hiszen az acél szilárdsága magasabb hőmérsékleten rohamosan csökken. A vasbetonszerkezetek tönkremenetelénél jelentős szerepet játszanak a betonba kerülő szennyező anyagok. (Leggyakrabban kloridok és szulfátok jutnak a betonba.) Ezek az anyagok a vasbetétek korróziójához vezethetnek (ÉMI, 2000).



8. ábra: A tönkrement kábelvégek (ÉMI, 2000)



9. ábra: Az eldeformálódott acélgyűrűk (ÉMI, 2000)

## 5. MI TÖRTÉNT A SPORTCSARNOK SZERKEZETI ELEMEIVEL?

A tűz hosszú időtartama (kb. 3 óra), valamint az egyes szerkezetek károsodásának mértékéből megítélhető a tűz intenzitása is. A szóban forgó tüzeset után észlelt károsodások mértékéből általánosan megállapítható volt, hogy a szerkezetek nagy részét hosszú idejű, magas (800–900°C-os, esetenként még magasabb hőmérsékletű) hőhatás érte.

A legintenzívebb tűzhatás a küzdőtér tetőszerkezeténél tapasztalható, ami ennek következtében leszakadt. A tető beszakadásának feltehető oka, hogy a kábelvégeknél az ölomkiöntés relatív gyorsan kiolvadt. (8. ábra) Megfelelő műszaki megoldás esetén a beszakadás valószínűsíthetően jóval később következett volna be.

Intenzív tűzhatás érte az épület III. emeletét, mely a küzdőtértől szinte mindenütt csak egy üvegezett, tűzgátló képességgel nem rendelkező, térelhatároló szerkezettel elválasztva. Nem, vagy csak kisebb mértékben szenvedtek tűzkárt azok a szerkezeti elemek, amelyeket nem, vagy csak kis mértékben ért közvetlenül tűzhatás.

Az épület IV. emeletén sem keletkezett jelentősebb tűzkár, mivel itt a küzdőtér felől az acélpillérek között hagyományos (elsősorban téglafalazatú) térelhatárolás készült, ami 3–4 órás tűzállósággal rendelkezett (ÉMI, 2000).

### 5.1 Acélszerkezetek

Az acélszerkezetű szelvények, lemezek, a fiókgerendákat kivéve, méretezés szempontjából a 37-es típusú acélhoz tartoztak. A tűz után az acélszerkezetek közül az acélpillérek és a sugárirányú főtartók anyaga az eredeti szilárdsági tulajdonságokkal volt jellemezhető. A magas hőhatás és azt követő gyors lehűlés általában csak a széleken okozott kristályszerkezeti változást. A legfeljebb 2 mm vastag külső réteg a hegesztéskor létrejövő „átmeneti övezet” tulajdonságaival egyezett meg. Az acél alapszövetében nem változott, csak normalizálódott.

A hegesztett kötések, kivéve a fiókgerendáknál, szilárdságilag megfelelő értékűek voltak.

A csavarkötések a III. emeleten beedződtek, rideg állapotúak voltak, ezért szilárdságukat bizonytalannak ítélték.

A stabilizáló gyűrű anyagai, az acélpillér csatlakozó konzoljai, a kötélvégtartók a jelentős, hosszabb idejű hőhatás miatt szilárdságuk eredeti értékéből veszítettek (új szilárdságuk: S 185) (ÉMI, 2000).

### 5.2 Vasbetonszerkezetek

A kábelvég lehorgonyzó elemek a magas hőmérsékletet a vasbetonszerkezetek belsejébe vezették. A kötélvég befogások bizonytalan helyeket jelentettek, a lehorgonyzások környezetében látható repedezettség is erre utalt.

A belső, acél főpillérek betonköpenyezése a III. emeleten teljesen tönkrement, károsodások voltak megfigyelhetőek a IV. emeleten is.

A külső pillérek betonja a szilárdságvizsgálat alapján különböző értékeket mutatott. (Egyes gyenge értékek az építéskori hiányosságokra utaltak.) Az I. emeleten a ruhatárak feletti SD 27-es födémpanelek tönkrementek. A betontakarás az elemek aljáról több helyen levált, a feszítőhuzal-pázmák is károsodtak. Szükséges lett volna az SD elemek felső övlemezének feltárási vizsgálata is, de ezt nem végezték el.

A küzdőtér alatti pincében a szerkezeti elemek nem károsodtak. A födém szerkezetet borító padlólemez betonja a tűz és a rázuhanó szerkezetek hatására maradékalakváltozást szenvedett. A beton részben repedezett, égett felületű volt. Az intenzív tűz- és füsthatás miatt a betonszerkezetek felső zónájába nagy mennyiségű klorid és szulfát került.

### 5.3 Geometriai adatok

A tűz hatására a felső vasbeton peremgyűrű geometriai alakja nem változott. Az alsó acélgyűrű esetében több centiméteres deformáció volt mérhető. A belső acéloszlopok közel függőlegesek maradtak (ÉMI, 2000) (9. ábra).

### 5.4 Tartószerkezetek

A földszinten a tűzkárok elsősorban a küzdőtérhez közel eső sávban értek el olyan mértéket, hogy az épület tartószerkezeteinek állékonyságát lokálisan veszélyeztető mértékű elváltozások voltak láthatóak (ÉMI, 2000).

Az I. és a II. emeleti tisztán vasbeton födém szerkezeteken repedések keletkeztek, ezek azonban a szerkezet teherbírását, stabilitását nem befolyásolták jelentősen. Az I. emeleten a tartószerkezetek 25%-nál, a II. emeleten 10-15%-nál volt intézkedést igénylő, számottevő állapotromlás.

Az épület III. emeletét szinte teljes mértékben tönkrementnek lehetett minősíteni. Az acélszerkezetek további alkalmazásra nem voltak megfelelőek. Teljes mértékben károsodtak a válaszfalak és az álmennyezetek is.

A gyűrű alakú épület IV. emelete főleg alulról jövő hőterhelést kapott. A szintet alulról határoló födém padló-szerkezete jelentősen károsodott. A zárófödém és a többi tartószerkezet ép maradt. Ha felújításra került volna sor, akkor el kellett volna bontani a zárófödémét és az attikapaneleket. A felső attikapanelek helyzete a csatlakozó két acélvázis födém hőmozgása miatt megváltozott. Ennek következménye volt a függőleges síkok megbillenése, illetve az illesztési hézagok változó mértékű megnyílása.

## 5.5 Korróziós állapot

A beton szövetszerkezete a hő hatására alacsonyabb hőfokon csak fokozatos elváltozást szenved. A magas hőmérsékleten a cement kondícióját biztosító, különbözőképpen kötött víz leszakad a szilikátvázról és elpárolog. 100–130°C-on még számottevően nem károsodik a beton. 130–150°C között jelentős az adszorpciós víz eltávozása, ami a cement szilárdságát befolyásolja. A kémiailag kötött víz 200–220°C között távozik és ez már szilárdság romlást okoz. 450–480°C között a cementkő stabilitását biztosító portlandit dehidratálódik. A beton robbanásszerű tönkremenetele 570 °C-nál kezdődik a benne lévő kvarcsemcsék átalakulása miatt. Ennél a hőmérsékletnél a betonban lévő acélbetétek jelentős szilárdság-csökkenésével is számolnunk kell. Az acélbetétek megnyúlnak, átkristályodási folyamatok indulnak meg bennük. A feszített vasbetonszerkezeteknél már ennél alacsonyabb hőmérsékleten is megfigyelhető az acélbetétek relaxációja.

A vasbetonszerkezetek tönkremenetelénél jelentős szerepet játszanak a betonba kerülő szennyező anyagok. Leggyakrabban kloridok jutnak a betonba pl. PVC égése miatt. A kloridok a vasbetétekhez diffundálva lyukkoróziót okoznak. A másik károsító anyag a szulfátion. A szulfátok a cementkőben található kalcium-aluminát-hidrátokkal lépnek reakcióba és tricalcium-aluminát alapú erősen duzzadó terméket (ettringit) hoznak létre.

A tüzesetek után meg kell vizsgálni a karbonizálódott mélységet, ha ez eléri a betonacélt, akkor várható a korrózió. A Sportcsarnok esetén a karbonizálódott vastagságok csak néhány helyen veszélyeztették a betonacélt vagy az I tartókat. A kloridok több esetben az acélzónáknál is elérték a veszélyesnek mondott értéket. A szulfátos korróziótól nem kellett volna tartani. A betontakarás értéke nagyon változó volt, ezért valószínűsíthető volt, hogy az acélzóna a szennyezett kéregben korrodálódott volna.

## 5.6 Épületgépészeti rendszerek

A Budapest Sportcsarnok elbontásának döntéséhez nagymértékben hozzájárult, hogy az épületgépészeti berendezések szinte teljes cseréje szükséges lett volna. A légtechnikai berendezések a tűz miatt csak igen kis mértékben károsodtak, de teljesen elavult, gazdaságtalanul üzemeltethető egységek voltak. Az elektromos kábelezést szinte teljes mértékben kellett volna cserélni, a kábelek várhatóan magas tisztítási és vizsgálati költségei miatt. A vízellátási, a csatornázási és a fűtési, illetve hűtési rendszerek teljes cseréje már egyébként is időszerű lett volna (ÉMI, 2000).

## 5.7 Összegzés

A pince tartószerkezetein szemrevételezéssel jelentősebb károsodás nem volt látható. Egyes helyeken elmozdulásra,

illetve belső feszültségekre utaló jeleket lehetett rögzíteni. A pillérekre ráterhelő gerendák végeinél lévő kibetonozás egy része kitöredezett.

A földszinten a tűzkárok elsősorban a küzdőtérhez közel eső sávban érték el olyan mértéket, hogy az épület tartószerkezeteinek állékonyságát lokálisan veszélyeztető mértékű elváltozások voltak láthatóak. A küzdőtér határoló vasbeton falazat erős égési károsodást szenvedett, felülete jelentős részén repedezett, töredezett volt. Néhány helyen a vasbeton gerendák és az U-panelek széttöredeztek, összeropodtak, itt a beton rózsaszínű árnyalatú volt. A padló szerkezet 70-80 %-a erősen repedezett, töredezett volt.

Az I. és a II. emeleti födém szerkezeteken repedések keletkeztek, ezek azonban a szerkezet teherbírását, stabilitását nem befolyásolták. Az I. emeleten a tartószerkezetek 25 %-ánál, a II. emeleten 10–15 %-ánál volt intézkedést igénylő, számottevő állapotromlás.

Az első emeleten a ruhatárak térségében észlelték a legnagyobb szilárdsági és szerkezeti anyagkárosodásokat. Itt valamennyi betonszerkezet erősen vagy közepesen károsodott. A pillérek károsodása nem volt jelentős, azonban szerkezetmozgásra utaló elmozdulások, repedések keletkeztek.

Szemrevételezés alapján az épület II. emelete kapta a legkisebb tűzterhelést, itt kisebb mértékű, lokálisnak mondható károsodások voltak megfigyelhetőek.

Az épület III. emeletén szenvedték a legsúlyosabb károsodást a tartószerkezetek. Az acélszerkezetek további alkalmazásra nem voltak megfelelőek. A tűz hatására jelentős alakváltozások, maradó károsodások valamint a hegesztett, illetve csavaros kapcsolatok tönkremenetele következett be. A fő acélpillérek küzdőtér felőli oldaláról a betonfedés elvált, helyenként leesett, ütésre kongó hangot adott. A feszítőköteleket rögzítő acélgyűrű deformálódott, a hegesztett kötések tönkrementek Teljes mértékben károsodtak a küzdőtér felőli üvegszerkezetek, a küzdőtér felé eső válaszfal és a gipszkarton burkolat.

A gyűrű alakú épület IV. emelete főleg alulról jövő hőterhelést kapott, ezért a szintet alulról határoló födém padló szerkezete jelentősen károsodott. A zárófödém és a többi tartószerkezet ép volt.

## 6. MÉRNÖKI TANULSÁGOK

Az 1982-ben átadott Budapest Sportcsarnok elemeit viszonylag hosszú időtartamú (kb. 3 óra), nagy intenzitású (800–900°C-os, esetenként még magasabb hőmérsékletű) tűzhatás érte. A tűzoltás viszonylag későn kezdődött el. A tűzjelző rendszer nem riasztott időben, mert az érzékelők túl magasan voltak elhelyezve. Az első riasztás sem a tűzoltóságra, hanem a BS portájára futott be. A későbbiekben, egy ilyen nagy és jelentős épületnél, mindenképpen megfelelő tűzjelző és tűzoltó-berendezések telepítésére van szükség.

A Budapest Sportcsarnok tetejének beszakadása feltehetően egy vitatható szerkezeti megoldás miatt következett be. Magas hőmérsékleten kábelek végződése, amelyek a lehorgonyzó öntvényekben ólommal voltak kiöntve, az ólom megolvadása után, kicsúsztak a lehorgonyzó öntvényekből. Megfelelő műszaki megoldás esetén a beszakadás valószínűsíthetően jóval később következett volna be. A szerkezeti megoldás választása során mindenképpen mérlegelni kell egy esetleges tűzhatás lehetőségét is. Különös figyelmet kell szentelni a megfelelő anyagválasztásnak.

Általánosan megállapítható, hogy az acélszerkezeti elemek nagyobb mértékben károsodtak, mint a vasbeton szerkezeti elemek.

## 8. HIVATKOZÁSOK

- Bátor T. (1994) : Budapest Sportcsarnok, *Népstadion és Intézményei*
- Enyedi L. (1980) : Új Sportlétesítményünk: a Budapesti Nagy Csarnok, *Élet és Tudomány Kalendárium*
- ÉMI. (2000) : Szakértői vélemény a Budapest Sportcsarnok tűzkárt szenvedett épületszerkezetéről
- Fried A. (2000) : Tűzvész a BS-ben, *Tűzvédelem 2000/2* 26. oldal
- Halász O., Platty P. (1995) : Acélszerkezetek, Nemzeti Tankönyvkiadó, Budapest
- Kiss I. (1986) : Budapest Sportcsarnok, *Magyar Építészet 1986/1* 20-22. oldal
- Makara K. (1999) : A Budapest Sportcsarnok tűzkára, *Heti világgazdaság*, 1999 dec. 25. 153-155. oldal
- Mészáros Gy. (1990) : Épületszerkezetek tűzállósági méretezése, *Építésügyi tájékoztatói központ kiadványa*
- Nagy J. (2000) : A BS rejtélyének kulcsát a romok alatt keresik, *Tűzvédelem 2000/2* 24-25. oldal
- Schneider, Ulrich; Lebeda, Christian (2000) : Baulicher Brandschutz. Verlag W.Kohlhammer

**Dr. Majorosné Lublós Éva Eszter** (1976) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar 2002), doktorandusz BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén (2002). Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárok mérnöki tanulságai. *A fib Magyar Tagozat tagja*

**Dr. Bánky Tamás** (1946) okl. vegyész-mérnök, az ÉMI tudományos igazgatója, a Pécsi Tudományegyetem Pollach Mihály Főiskolai Kar Anyagvizsgáló és Minőségbiztosítási Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei az építőanyagok tűzben való viselkedése, épületszerkezetek tűzállósága, fire safety engineering, tűzvédelmi tervezés, szabványosítás. A Magyar Mérnök Akadémia tagja, CIB Board- tag EOTA Technical Board- tag, ISO munkabizottsági elnök, CEN, RILEM, EGOLF bizottságok tagja.

**Dr. Balázs L. György** (1958) okl. építőmérnök, okleveles mérnök matematikai szakmérnök, PhD. Dr. habil. egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága, *A fib TG 4.1 "Használhatósági határállapotok"* munkabizottság elnöke, további *fib*, ACI és RILEM bizottságok tagja *A fib Magyar Tagozat* elnöke.

### ENGINEERING LESSONS FROM THE FIRE ATTACK ON THE BUDAPEST SPORT HALL

**Ms. Éva Majoros, Dr. Tamás Bánky, Prof. György L. Balázs**

Present paper deals with the engineering consequences of the fire attack in the Budapest Sport Hall in Hungary. Material and structural behaviour is analysed under the high temperature, which was even 800°C in some members, based on the practical observations. This fire attack was again a lesson which is important to be analysed.

Az acélszerkezetű stabilizáló gyűrű anyagai, az acélpillér csatlakozó konzoljai, a kötélvégtartók a jelentős, hosszabb idejű hőhatás miatt szilárdságuk eredeti értékéből vesztek (maradó szilárdságuk: S 185). A csavarkötések (a III. emeleten) beedződött, rideg állapotúak voltak, ezért szilárdságukat bizonytalannak ítélték, bár eredeti szilárdsági értékeik is vitathatóak voltak. A belső acél főpillérek betonköpenyezése a III. emeleten teljesen tönkrement, károsodások voltak megfigyelhetők a IV. emeleten is. A külső acélpillérek betonja a szilárdságvizsgálat alapján különböző értékeket mutatott. Egyes alacsony értékek azonban az építéskor már fellépő hiányosságokra utaltak.

Viszonylag nagy károsodás volt megfigyelhető a feszített vasbeton szerkezeteknél Az SD 27-es födémpanelek tönkrementek. A betontakarás az elemek aljáról több helyen levált, a feszítőhuzal-pázmák is károsodtak. Feszített vasbetonszerkezetek alkalmazása során mindenképpen át kell gondolni a magas hőmérsékleten lezajló statikai, erőtani változások jelentőségét.

A vasbetonszerkezetek tönkremenetelénél jelentős szerepet játszanak a betonba kerülő szennyező anyagok. A szennyező anyagok, elsősorban a kloridok és a szulfátok, később az acélbetétek korrózióját okozhatják. Helyreállítás esetén mindenképpen ezeket el kellett volna távolítani.

Mészáros (1990) általánosan megfogalmazott követelménye szerint:

- „Az épületszerkezetek feladata tűz esetén elsődlegesen:  
– A tűz tovaterjedésének késleltetése, illetve megakadályozása, valamint  
– Az épület (építmény) stabilitásának megőrzése.”

A Budapest Sportcsarnok esetén a szerkezetben mindkét feladat teljesítése során hiányosságok mutatkoztak. A tető beszakadt, a III. emeleten, a küzdőtér felőli üvegezett tételhatároló szerkezet nem akadályozta meg a tűz továbbterjedését.

## 7. KÖSZONETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetemet fejezem ki az ÉMI munkatársainak, akik hozzáférhetővé tették számunkra az általuk elkészített szakvéleményeket. Külön köszönetet szeretnénk mondani dr. Kovács Béla tudományos osztályvezetőnek, akik nagymértékben segítette a munkánkat.



# TÖRÉSMECHANIKAI VIZSGÁLATOK A HANGEMISSZIÓ-ANALÍZIS SEGÍTSÉGÉVEL



Forgó Lea Zamfira

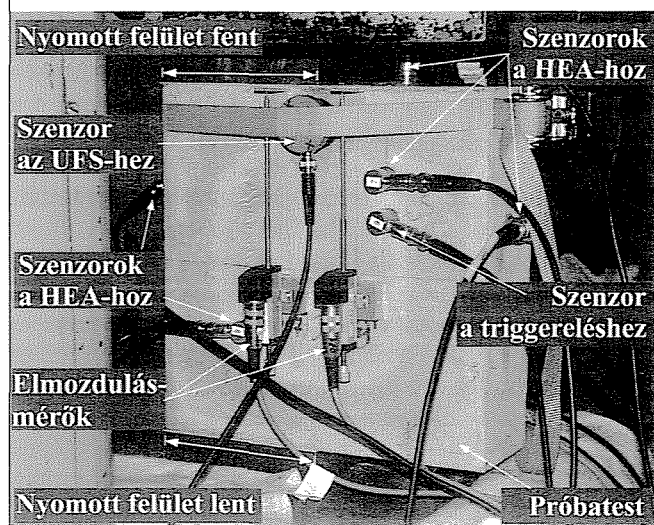
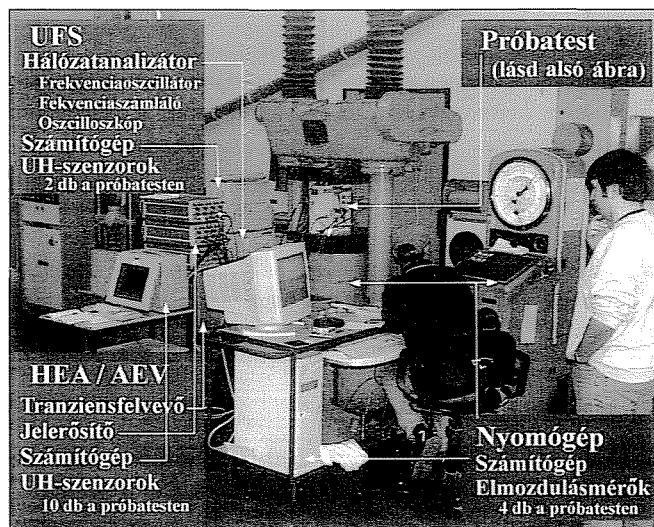
Az e folyóirat hasábjain megjelent hangemisszió-analízis elméleti alapjait leíró cikket kiegészítve gyakorlati példaként egy beton nyomókísérletet mutatunk be és értékelünk ki. A féloldalon terhelt próbatest kísérleti elrendezése és a gondosan megválasztott geometria ismert és tiszta törési módok létrehozását tette lehetővé, így ellenőrizhetővé vált a nyomatóki tenzor-inverzio módszere. Míg a hangemissziós források lokalizálása jó eredményt mutatott, a tenzor inverziója és a grafikai megjelenítés terén nehézségekkel kellett szembenéznünk.

**Kulcsszavak:** hangemisszió, lokalizálás, törésmechanika, nyomatóki tenzor-invertálás

## 1. BEVEZETÉS

A Stuttgarti Egyetem nagy hagyományokkal rendelkezik az anyagvizsgálatok terén. Az FMPA (Forschungs- und Materialprüfanstalt) elődje a Stuttgarti Politechnikum 1884-es alapítású Anyagvizsgálati Intézete volt, amelyben a gépészet terén használt anyagok vizsgálata mellett Otto Graf vezetése alatt az építőanyagoknak is mind nagyobb figyelmet szenteltek.

1. ábra: Kísérleti elrendezés



Az elmúlt bő tíz év alatt a roncsolásmentes vizsgálatok terén végzett kutatások fő irányvonalait, így a hangemisszió-analízissel kapcsolatos tevékenységeket Grosse (2001) foglalta csokorba. Magyar nyelven összefoglaló jellegű írás Pellionisz Péter (1993) tollából jelent meg a módszerről.

Ösztöndíjasként a Stuttgarti Egyetem Építőanyagok Tanszékén betekintést nyertem a fent említett módszerbe és betonon alkalmazva vizsgálhattam azt (Forgó, 2003).

Az e folyóirat hasábjain megjelent elméleti alapokat vázoló cikkem folytatásaként (Forgó, 2004) most egy nyomókísérlet bemutatása és kiértékelése kívánja szemléltetni a gyakorlati oldalt.

## 2. KÍSÉRLETI ELRENDEZÉS

Tiszta húzási törés előidézése egyszerűen megoldható, míg a tiszta nyírási törése problematikus. Az utóbbi előállítására Reinhardt et. al. (1997), illetve Reinhardt és Xu (1998) számos kísérletet végzett különböző anyagokon, változtatva a geometriát és a terhelést. Az általunk alkalmazott féloldalon terhelt beton próbatest nyomókísérletének elrendezése az 1. ábrán látható.

A vizsgálatok az EN 206-1 szerinti C40/50 szilárdsági jelű beton próbatesten zajlottak (lásd 1. táblázat). A jó kezelhetőséget – megfelelő felületnagyság az érzékelők elhelyezéséhez, mozgathatóság, stb. – biztosítandó, Reinhardt és Xu (1998) minimálisan 100 mm élhosszt javasol. Balázs (1994)

1. táblázat: Az előállított beton jellemzői

Próbatest	Méret (mm <sup>3</sup> )	Térfogat (dm <sup>3</sup> )
3 db	150-150-150	3,375 /db
2 db	300-300-100	9 /db
Összetevő	Fajta	kg / m <sup>3</sup>
Cement	CEM I 42,5 R	420
Víz		210
Adalékanyag	0 / 0,6	381
	1,2 / 2,0	310
	2,0 / 4,0	494
	4,0 / 8,0	460
FMF		3,0
Folyósítószer		0,07
Tárolás összesen		
Nap: 20°C / 100%: 7		
Nap: 20°C / 65%: min. 21		

szerint a magasságot az alapél háromszorosára felvéve a súrlódási hatás rendszerint már nem tapasztalható, azaz a próbatestvégeken nem jelentkezik térbeli feszültségi állapot, és a középső szakaszon pedig jól kialakulhat az egytengelyű feszültségi állapot. Próbatestünk arányait Csorba és Huszár (1988) kísérleteihez hasonlóan a fenti szempontok figyelembevételével alakítottuk ki.

A  $300 \cdot 300 \cdot 100 \text{ mm}^3$  méretűre készített betontömb nyomott felületeit – Reinhardt és Xu tapasztalatai alapján (1998), tiszta töréstípusokat előidézendő – közvetlenül a peremtől kezdődően  $100 \cdot 150 \text{ mm}^2$  nagyságúra választottuk. A próbatest és a fém nyomófelület között a súrlódási hatás csökkentésére, illetve a nyomógéppel való érintkezés során esetlegesen fellépő helyi feszültségcsúcsokhoz kapcsolódó zavaró akusztikus jelek kiküszöbölésére (Csorba és Huszár, 1988) teflonréteget alkalmaztunk (Balázs, 1994).

A hidraulikus nyomógépek bizonytalan mértékű alapzaja az adatminőséget (jel / zaj arányt) jelentősen befolyásolja. E szempontból a nyomókísérlet elvégzéséhez a betonlabor UBP (max. terhelés: 3000 kN, *Tonindustrie Prüftechnik, Berlin*) típusú berendezését találtuk alkalmasnak.

A jeleket egy kétszeres, négycsatornás Elsys Trans PC mérőkártyán alapuló tranziensfelvevővel rögzítettük. A mérőkártya amplitúdó-felbontása 12 Bit, letapogatási rátája a mérési csatornákon 5 MHz, a trigger-csatornákon (Forgó, 2004) 10 MHz volt. A jelek befogását egy külső, 800 1 TRF (*W+ W Instruments AG, Basel*) ún. slewrate-trigger biztosította.

A tranziensfelvevő holtideje az adateltárolás alatt 0,5 s volt, ami azt jelenti, hogy másodpercenként két jelet regisztrált közvetlenül a számítógép merevlemezére.

Ragasztópisztollyal nyolc UEAE (*Geotron*) típusú szélessávú piezoelektromos rezgésérzékelőt rögzítettünk a betontestre a hangemisszió-analízishez, és további két, az előzőekkel azonos szenzort használtunk a triggereléshez. A jeleket Tektronix TM504 típusú jelerősítőn átvezetve 5000-szeresen erősítettük fel.

A hangemisszió-analízis kísérlettel párhuzamosan ultrahang-fázisspektroszkópiás sebességmérést is végeztünk (Grosse et al., 2002), ezért a terhelést meghatározott teherállásoknál időről időre (az ultrahang-fázisspektroszkópiás mérés erejéig) megállítottuk.

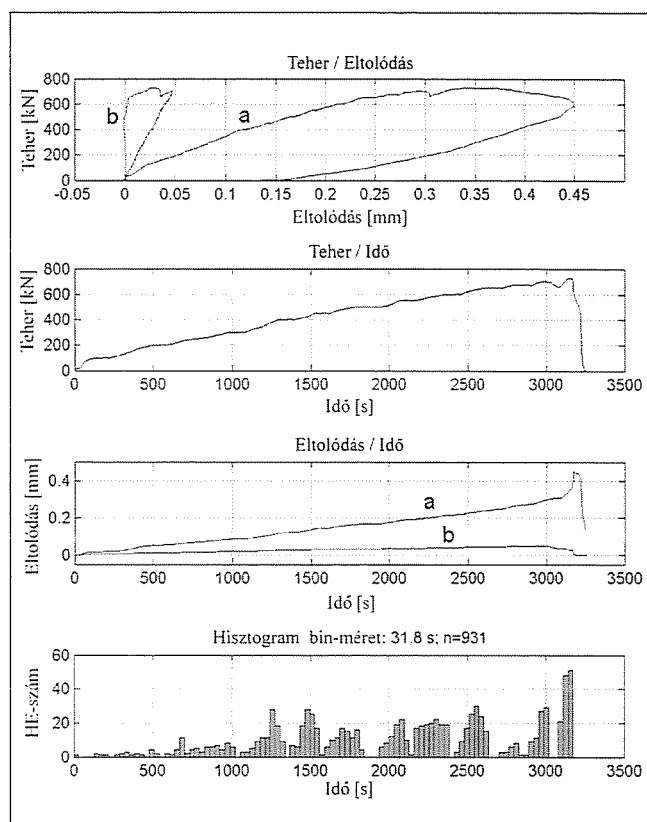
## 3. EREDMÉNYEK

### 3.1 Ultrahang-terjedési vizsgálat

A hangemisszió-analízis kiértékeléséhez ismernünk kell az ultrahanghullám terjedési sebességét a betontestben. Ezt előzetesen az 1-2% pontatlanságú ultrahang-impulzus technikával mértük, és 9 eredményt átlagolva hozzávetőlegesen 4500 m/s értéket kaptunk. A betontest anizotrópiája elhanyagolhatóan bizonyult.

### 3.2 Statisztika: teher-/idő-/eltolódás-viszonyok

A kísérlet alatt számítógépen rögzítettük a teher, az idő és négy külső elmozdulásmérő értékeit. Az elmozdulásmérők esetében képeztük a testen szemben lévő mérőpárok adatainak átlagértékeit, és azokat ábrázoltuk. A 2. ábrán jól láthatók a terhelés konstans szakaszai és ennek megfelelően a hisztogramon a csekély hangemisszió-képződés az ultrahang-



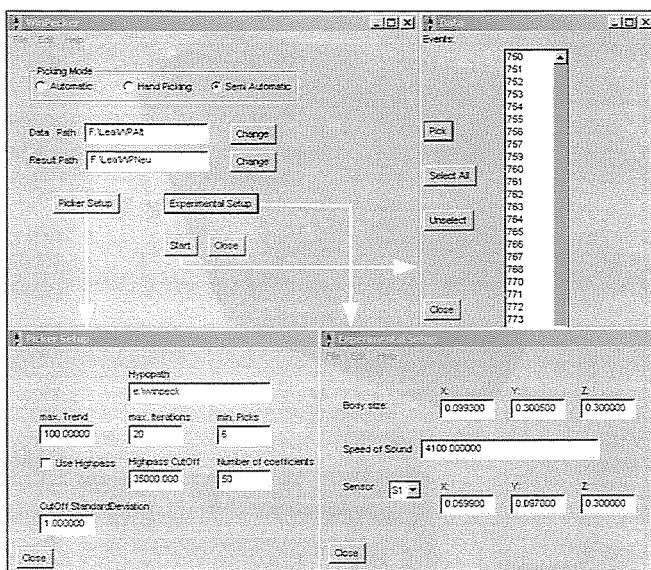
**2. ábra:** Gépadatok és statisztika. Teher / eltolódás-, teher / idő- és eltolódás / idő viszonyok diagramként és hangemisszió-képződés / idő viszony hisztogramként: „a” görbe: elmozdulás a nyomott zónában, „b” görbe: elmozdulás a szabad részen

fázisspektroszkópiás mérések alatt. A teher / eltolódás diagram a szabad és a terhelt mezőn is összenyomódást mutat – ez a szabad részen az elmozdulásmérőpár nyomott zónához való közelségének, és így a nyomóhatás érvényesülésének tudható be. A teher / eltolódás és a teher / idő diagramot összevetve kiténik, hogy a nyomott zónában az összenyomódás jelentősebb, továbbá a tehermentesítés után 0,13 mm maradó alakváltozás képződött, míg a szabad zónában csak rugalmas alakváltozás tapasztalható. Az első két diagramról leolvasható, hogy a kritikus terhelés környékén (~ 700 kN) a harántirányú elnyíródás bekövetkeztek a test tehermentesült.

### 3.3 Lokalizálás

A lokalizálás során (Forgó, 2004) a betonon történő hangemissziós mérések elemzésére kifejlesztett *WinPecker*<sup>®</sup> számítógépes programot (Grosse, 2000), és annak önállóan is működő alprogramját, a *Hypo<sup>1E</sup>*-t (Onescu, Grosse, 1996) használtunk.

A *WinPecker*<sup>®</sup> 1.2 verziójának menüsorai a 3. ábrán láthatók. Bemenő adatokként (*jobb lent*) szükség van a betontest tolómérővel mért, mm pontosságú geometriai adataira, a 3.1 fejezetben említett ultrahanghullám terjedési sebességére és a szenzorok pozíciójára jobbkezes koordináta-rendszerben. A programbeállításoknál (*bal lent*) a *max. Trend* egy függvényt takar (*Hinkley-kritérium* ld. Grosse, 2000), ami helyesen megadva a jelek kumulatív energiájának ismeretében a vizsgált primer hullámok megjelenésének idejét jelöli ki (*független vonalak* a 4. ábrán). Megválasztható továbbá az iterációk maximális és a figyelembe vett adatsávok minimális száma. (Az adatsávok száma megegyezik a mérési szenzorok számával, jelezve, hány csatornán folyt a regisztráció.) Mivel az ultrahangszignálok gyakran gyengék, a mély frekvenciájú alapzajok kiküszöbölésére beépítettek a programba egy IIR



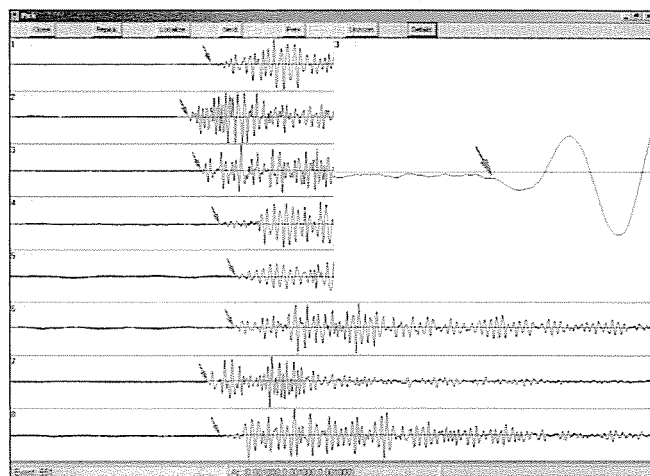
**3. ábra:** Balra fenn: a WinPecker® program főmenüje, balra lent: a programbeállítások menüje, jobbra lent: a kísérlet bemenő adatainak menüje, jobbra fenn: a kísérlet során rögzített hangemissziós események sorszámai és a Pick programindító gomb

digitális szűrőt is. A többi beállítási lehetőség ezzel kapcsolatos, és most nem kerül részletezésre. A főmenüben (balra fent) megadható, hogy az adatok automatikus, félautomatikus vagy kézi kiértékelését választjuk. Az automatikus beállítás csak kiemelkedően jó jel / zaj arány esetén működhet helyesen. A félautomatikus (semi automatic) beállítás a fent említett belépési időkre tett ajánlásokkal könnyíti az egyébként hosszadalmas adatfeldolgozást. A kézi beállítás leginkább a megfelelő beállítások megtalálására, és egyes szignálok alkalmankénti vizsgálatára használható. A Start gomb megnyomásával az adat-ablak (jobbra fent) jelenik meg a kísérlet során rögzített hangemissziós események sorszámaival és a Pick programindító gombbal. Ezt megnyomva jutunk a 4. ábrán látható ablakba. Látható, hogy esetünkben egy hangemissziós esemény sorszámahoz nyolc hullámsor tartozik, megfelelően annak, hogy a hangemissziós eseményt egyidőben 8 szenzor érzékelt a betontest különböző pontjain. Kísérletünk során 932-szer 8 ilyen hullámsort tároltunk el.

Számos eredményt töröltünk az adatbázisból. Kivettük azokat az adatokat, amiket az ultrahang-fázisspektroszkópia mérés kapcsán ki- és bekapcsolással magunk generáltunk, amelyek nagymértékben zavartak voltak és ettől értelmezhetetlenné váltak, illetve néhányat, amelyek hibásak voltak és a program leállását okozták. A regisztrált 932 hangemissziós jelből így végül 710-et lokalizáltunk.

A program félautomatikus beállítását használva a hangemisszió kezdetének meghatározására tett felajánlásokat manuálisan módosítottuk.

Tekintve, hogy a hangemissziós események helyének meghatározására 10 mm az elfogadható pontatlanság, a lokalizálás után töröltük a durvább hibát tartalmazó hangemissziós eseményeket. Mivel az iterációk számát a WinPecker® 1.2 helytelenül jelezte ki, és érvénytelen iterációkat érvényesnek, esetenként elfogadható pontosságú szignálnak jelzett, segítségül hívtuk a Hypo\_2-1 önálló verzióját. Az iterálások elvégzése után újfent törlésre kerültek azok a hangemissziós események, amelyek pontatlansága meghaladta az elfogadható mértéket. Végül a regisztrált események mintegy felét, 474-et nyilvánítottunk érvényesnek (2. táblázat). Ez eredményesnek tekinthető, hiszen egy hangemisszió-analízis kísérlet kiértékelése már 30% érvényes találatnál elfogadható.



**4. ábra:** A nyolc szenzor által rögzített szignálok. A primer-hullámok belépésének meghatározása (nyílak) a WinPecker® programmal. Jobb fent segédablak a kurzor környezetének felnagyított képével.

Fontos és megjegyzendő, hogy a lokalizálás során a betonnak szemben az ultrahang-impulzus technikával mért 4500 m/s-val szemben az ultrahang-fázisspektroszkópia mérésakor kapott 4100 m/s ultrahang-terjedési értékét használtuk. Így kissé pontatlanabb eredményt kaptunk – a megengedhető határon belül maradván –, viszont jelentősen megnövekedett az érvényes hangemissziós találatok száma.

Az eredményt grafikusán a MatLab 6.5 számítógépes programmal ábráztuk és az Adobe PhotoShop 4.0 programmal tettük szemléletesebbé.

A 5. ábra képeit összehasonlítva látható, hogy a hangemissziós jelek egybeesnek a beton próbatest makro-repedéseivel. A próbatesten négy törési zóna figyelhető meg. A fenti középrészen a 400 kN elérése előtti terhelési fázisból származó, a szabad zónában lent középtájon időben szórta jelentkező, míg a terhelt zóna alatt a 600 kN-t meghaladó terhelési periódusból származó hangemissziós jelek figyelhetők meg.

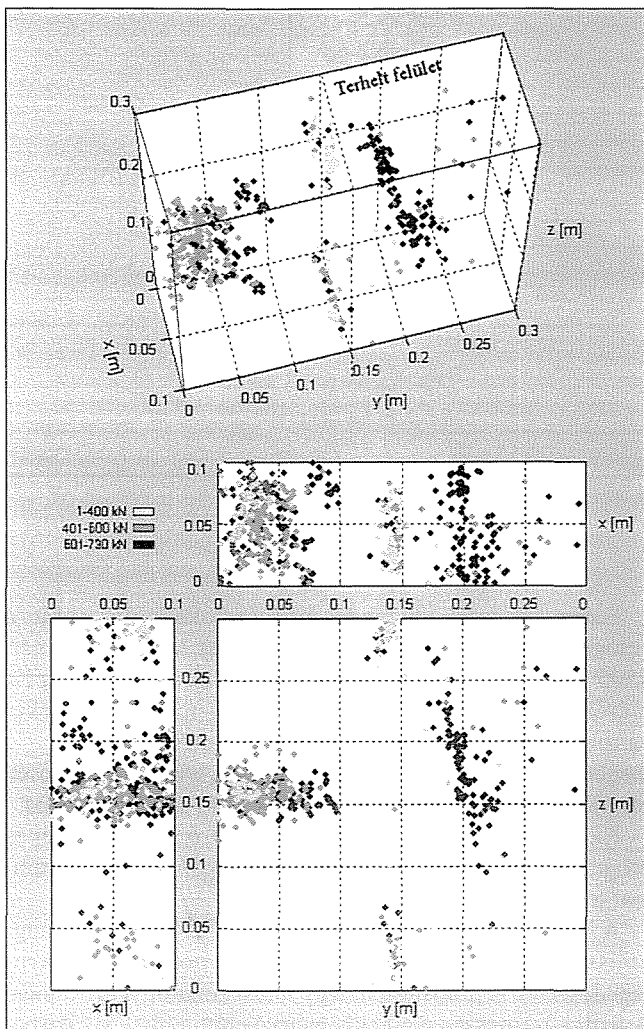
### 3.4 Törésmechanikai vizsgálatok: relatív nyomatóki tenzor inverzió és a nyomatóki mező grafikus ábrázolása

A négy törési zónában kiválasztottunk egy-egy kb. 10 mm oldalélű kockát, a bennük lévő 4-8 hangemissziós eseményt pedig csoportba foglaltuk. Feltételeztük, hogy a Green-féle függvények kiküszöbölésére ily módon képzett, egymáshoz geometriailag közel fekvő hangemissziós események csoportja az egész törésről jellemző képet adó, kiragadott minta (Forgó, 2004).

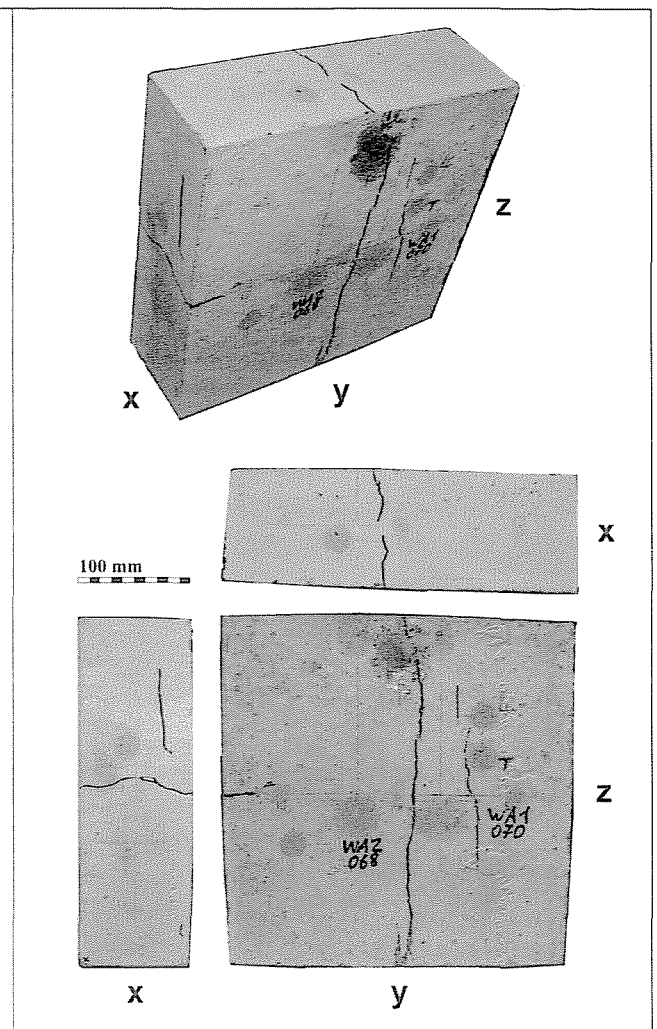
Egy hullámsornak csak az első néhány félhulláma ad információkat a törésről, a következő hullámok a geometriától és a vizsgált anyagtól függenek. A belépő hangemissziós események primer hullámainak fázisát az első jelentős amplitúdó értékével – polaritás és nagyság – jellemezzük. Az alkalmazott Dahm-féle relatív nyomatóki tenzor-inverzió

**2. táblázat:** A regisztrált, lokalizált és érvényes hangemissziós események száma a terhelés és az időtartam tükrében

Terhelés (kN)	Időtartam (s)	Regisztrált HE (db)	Lokalizált HE (db)	Érvényes HE (db)	Kód
0–400	0–1320	171	140	83	világos
401–600	1380–2360	408	291	203	közepes
601–730	2460–3180	353	279	188	sötét
		Σ 932	Σ 710	Σ 474	



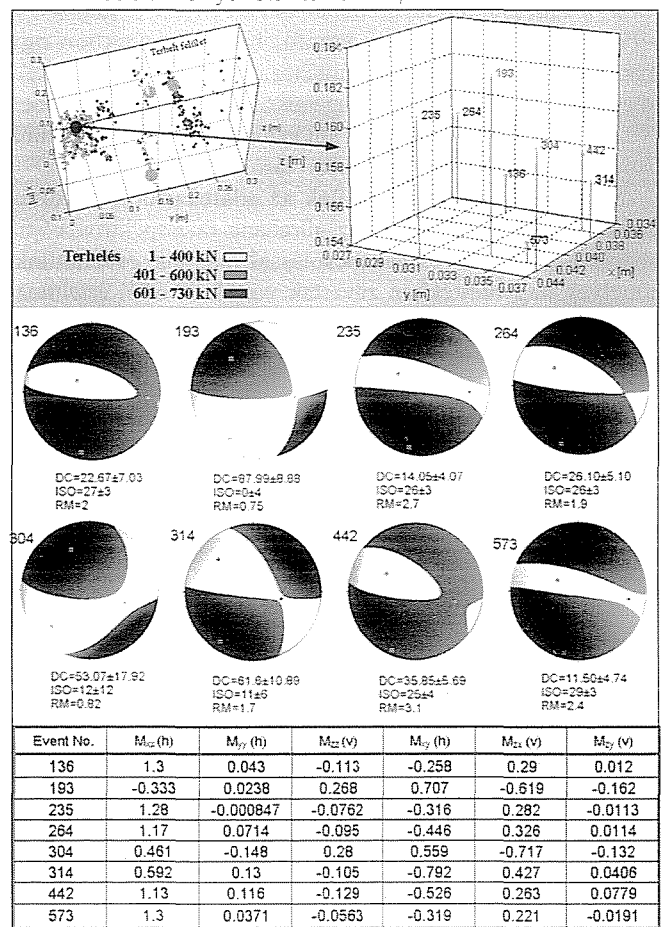
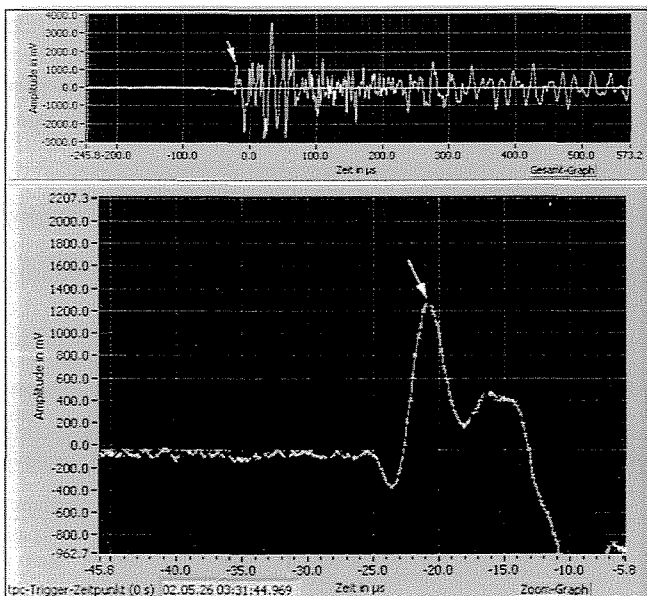
**5. ábra:** A lokalizált hangemissziós találatok (balra) és a makrorepedések (jobbra) elhelyezkedése a próbatestben megfelel egymásnak. A test tetején elhelyezkedő törés a kísérlet kezdeti szakaszán, a test bal oldalán látható törés és a lenti törés folyamatosan, a nyomott zónában lévő haránt irányú törés a kísérlet zárószakaszában keletkezett.



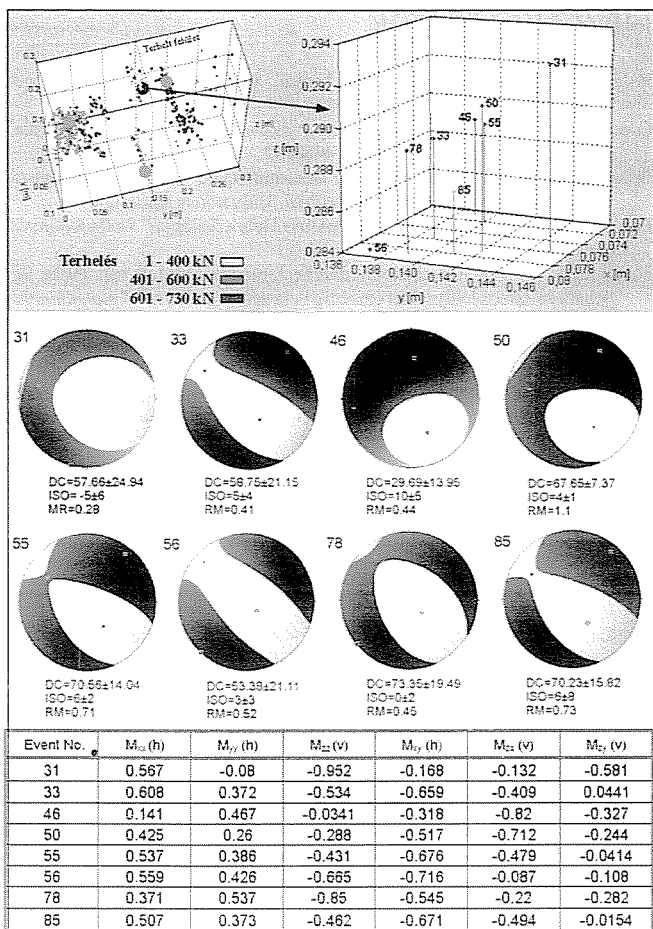
**7. ábra:** 1. csoport. Fent balra: a csoport elhelyezkedése, fent jobbra: a hangemissziós események hegyzete a csoportban, középen: P-T-ábrák, lent: nyomateki tenzorkomponensek

(Dahm, 1993) bemenő adatának meghatározása sokszor nem egyértelmű (6. ábra), ezért nagy gyakorlatot kíván.

**6. ábra:** Az első jelentős amplitúdó leolvasása a ShowPick 7.7.a program segítségével. Fent: egész jel, lent: részletablak a hullám érkezésével (Grosse, 1996, 65. ábra nyomán)







8. ábra: 2. csoport. Fent balra: a csoport elhelyezkedése, fent jobbra: a hangemissziós események helyzete a csoportban, középen: P-T-ábrák, lent: nyomaték-tenzor-komponensek

A képi megjelenítést a *Radiation Pattern Bitmap Generator* segítségével állítottuk elő. A szemléletesebbé tétel érdekében a kapott fájlokat az *Adobe PhotoShop 4.0*-val módosítottuk.

E cikk keretein belül a négy csoport közül kettő kerül részletesebb elemzésre. Elsőként a 7. ábra szerinti, a próbatest szabadon maradó részén, a terheléstől legtávolabb eső oldal közepén elhelyezkedő töréshez tartozó csoportot vizsgáljuk (7. ábra fent).

A hangemissziós események időben szórtaan keletkeztek. Húzási törés esetében a húzási irányhoz tartozó sajátérték nagyobb a másik kettőnél (Forgó, 2004). Ennek megfelelően itt, azoknál a hangemissziós eseményeknél, amelyek nagy izotróp résszel rendelkeznek (7. ábra: 136, 235, 264, 442 és 573), az  $M_{xx}$  nyomaték-tenzor-komponensek nagyságrenddel nagyobbak az  $M_{yy}$  és  $M_{zz}$  tagoknál (7. ábra lent). Rendszerint jellemző a nagy CLVD-rész is, ahol az x-x irányú izotróp és deviatorikus összetevők is jelentős szerepet játszanak. Ezen hangemissziós események relatív szeizmikus nyomaték – ami a mechanikai erőhatás mértékét fejezi ki – viszonylag nagy.

Ha a deviatorikus vízszintes  $M_{xy}$  komponensek pozitívak, akkor a deviatorikus függőleges  $M_{zx}$  és  $M_{zy}$  komponensek negatívak, és ez fordítva is igaz. Azaz, a repedésterjedéssel párhuzamosan működő  $M^{II}$ -összetevők és a repedésterjedésre merőlegesen működő  $M^{III}$ -összetevők egymással ellentétesek. Látható, hogy az  $M_{zy}$  komponensek mintegy egy nagyságrenddel kisebbek a másik két deviatorikus komponensnél.

A P-T-főtengelyek fekvéséből leolvasható, hogy a nyomaték mezők a térben minden esetben hasonlóan állnak. A különbség itt a polaritásban rejlik. Ebből a szempontból a 193 és 304 számú hangemissziós események ellentétesek a 136, 235, 264, 314, 442 és 573 számúakkal (7. ábra). A fenti

eredmények nagyrészt egybecsengenek a vártakkal, hisz a húzás a z-tengellyel párhuzamos.

Ennek megfelelően a főnyomatékoknak a z-z irányban kellene lenniük. Ha tekintetbe vesszük a törés finom oldalirányú kitérését, a húzási főtengely megfelel ennek a kis törésszögnek. Mivel a kép közepén látható P-T-ábra megjelenítési módja nem minden fontos információt tartalmaz, és elsősorban a nyírási összetevők ábrázolására szolgál, megállapításaink fenntartásokkal kezelendők. Mint azt fent leírtuk, a nyomaték-tenzor mást mutat. A számítások szerint az x-x irány a legjelentősebb, ami a várt eredményektől eltér.

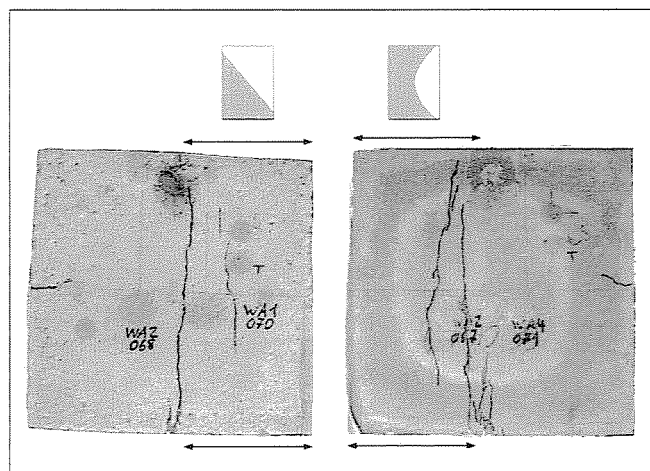
A próbatest felső részén, a terhelt zóna mellett lévő csoportot a 8. ábra mutatja be. Mindegyik hangemissziós esemény a kísérlet első szakaszából, 400 kN alatti terhelési szintből származik. Nyírási törésnek megfelelően a DC-rész játssza a meghatározó szerepet, ISO-rész alig jelenik meg. A nagy hibafaktor miatti bizonytalanság mellett a CLVD-rész nagyságát nehéz megbecsülni. A relatív szeizmikus feszültség minden esetben csekély. A vízszintes  $M_{xx}$  és  $M_{yy}$  értékek pozitívak, míg a többi negatív. A nyomaték-tenzor-komponensek nagyságrendileg azonosak. A feszültségmezők fekvése hasonló. A T-főtengely minden esetben hasonlóan áll. A P-főtengely is, csak az változik, épp melyik peremen látható.

A P-T-ábra a nagy hibaszázalék ellenére is megbízhatóbb, mint előzőleg. Mint ahogy az az 5. ábrán bemutatásra került, a törés a terhelt zóna mellett van. Ennek megfelelően elképzelhető, hogy a kiválasztott hangemissziós események nyomaték-tenzor mezőinek esetében a húzási irány majdnem függőlegesen és a nyomási irány majdnem vízszintesen helyezkedik el.

A nyomaték-tenzor invertálása és a P-T-ábrák előállítását (az eredmény grafikus ábrázolása) után megállapítottuk, hogy a fenti középrészen tiszta nyírási törés figyelhető meg, a szabad zónában pedig húzási igénybevételből származó I. törési mód. Az alsó középrészen feltételezhetően a terhelőlap éle és a légpórusok okozta zavarokból adódó peremrepedés figyelhető meg, tehát itt nem sikerült a tiszta nyírási törést létrehozni. A terhelt zóna alatti törés esetében haránt irányú eltolódás figyelhető meg. Mivel ebből a törésképből (9. ábra) nem következtethetünk a tönkremeneteli módra, több kísérlet elvégzése lenne szükséges annak statisztikai alapon történő megállapítására, hogy harántirányban folytatódó csúszótörés alakult-e ki, vagy a nyomóterhelésre való tönkremenetelt mutató ívben visszahajló törés következett-e be.

Megállapítható, hogy az izotróp összetevők és a relatív szeizmikus feszültség között összefüggés áll fenn, hisz amikor

9. ábra: Ugyanazon próbatest szemben fekvő oldalai. A terhelt zóna (nyílak) alatti töréskép alapján nem dönthető el, hogy törési réteg lap mentén való haránt irányú elcsúszás, vagy betonmorzsolódás következett be.





az ISO-rész relatív nagy szerepet játszik, a relatív szeizmikus feszültség is megnő. A CLVD-rész befolyása ebből a szempontból a nagy hibafaktor miatt nehezen megítélhető.

## 4. KÖVETKEZTETÉSEK

A kísérleti elrendezés és a próbatest geometriája (Reinhardt, Xu, 1998) alkalmasnak mutatkozik ismert és tiszta törési módok létrehozására, így a nyomatóki tenzor-inverzió módszerének ellenőrzésére.

Mivel a több százás nagyságrendű adatmennyiség kiértékelése időigényes feladat, és a jelrögzítő készülékek fejlődésével mára a hangemisszió folyamatos regisztrálása – így az adathalmaz további növekedése – is kilátásba került. Az automatikus lokalizálás problémájának megoldása is egyre időszzerűbbé válik.

A relatív nyomatóki tenzor-inverzió bemeneti adatai közül az amplitúdó értékének leolvasási módja vitatott, amit átfogó és módszeres teszteléssel lehetne egyértelműbbé tenni. A nyomatóki tenzor paramétereit grafikusán megjelenítő P-T-ábra ábrázolási módja sem megfelelő még. Koordinátarendszere eltér a kísérletben alkalmazottól, és ez nehézkesebbé teszi a kiértékelést. Jóllehet, az eredmények mennyiségileg jók, a nyomatóki irányok nem egyeznek.

A fent említett problémák kiküszöbölése mellett meg kellene vizsgálni, hogy vajon a nagy hibafaktor ezekből az esetleges hibákból ered-e.

A hangemisszió-analízishez kapcsolódó adatfeldolgozás napjainkban még nehézkes és hosszadalmas, de a módszer technikai hátterének fejlődése biztató. Gondoljunk itt az anyagvizsgálati, diagnosztikai, gyártásellenőrzési vagy az üzemelési felügyelet területén történő alkalmazás eddig elért sikereire (Forgó, 2004).

Noha a hangemisszió-analízis módszere hazánkban kevésbé ismert és elterjedt, az elmúlt évtizedekben több helyen is kezdeményeztek hasonló vizsgálatokat, így az említettek túl pl. a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem különböző tanszékein.

## 5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetemet fejezem ki Florian Fincknek a szakmai irányításért. A Stuttgarteri Egyetem Építőanyagok Tanszékén való tanulmányaimat a Sokrates/Erasmus program és a Tempus Közalapítvány tették lehetővé.

## HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy. (1994) „Építőanyagok és kémia” *Műegyetemi Kiadó*, Budapest, 656 p.
- Csorba L., Huszár I. (1988) „A közetek akusztikus emissziós vizsgálata” *Bányászati* 121. évf. 7. szám, pp. 448-452.
- Dahm, T. (1993) „Relativmethoden zur Bestimmung der Abstrahlcharakteristik von seismischen Quellen” *disszertáció*, Universität Karlsruhe
- Forgó L.Z. (2004) „A hangemisszió-analízis elméleti alapjai” *Vasbetonépítés*, 6. évf., 1. szám, pp. 21-24.
- Forgó L.Z. (2003) „Bruchmechanische Untersuchungen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse am einseitig belasteten Auflager” *diplomamunka*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 76 p.
- Grosse, C.U. (2001) „Overview of the IWB activities on the field of non-destructive testing”, *Otto-Graf Journal*, Vol.12, pp. 21-31.
- Grosse, C.U. (1996) „Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall”, *disszertáció*, Universität Stuttgart
- Grosse, C.U. (2000) „WinPecker – Programm zur vollautomatischen dreidimensionalen Lokalisierung von Schallemissionsquellen” *12. Kolloquium Schallemission*, DGZfP Berichtsband 72, Jena, pp. 191-204.
- Grosse, C.U., Beutel, R., Finck, F., Jarczyński, M., Ruck, H.-J. (2002) „Fortschritte bei der Anwendung zerstörungsfreier Prüfmethode im Bauwesen”, *Beiträge aus der Befestigungstechnik und dem Stahlbetonbau*, *Ibidem*, Stuttgart, pp. 69-81.
- Onescu, L., Grosse, C.U. (1996) „Hypo<sup>AE</sup> – A program for the localization of hypocenters of acoustic emissions” *Software für PC und Workstation*, Rev. 2.0, 15 p.
- Pellionisz P. (1993) Anyag- és állapotvizsgálat akusztikus emisszióval, *Műszerügyi és mérés-technikai közlemények*, 29. évf. 52. szám, pp. 59-71
- Reinhardt, H.-W., Ozbolt, J., Xu, S., Dinku, A. (1997) „Shear of Structural Concrete Members and Pure Mode II Testing” *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 5, pp. 75-85.
- Reinhardt, H.-W., Xu, S. (1998) „Experimental Determination of KIIc of normal strength concrete” *Materials and Structures*, Vol. 31, pp. 296-302.

**Forgó Lea Zamfira** (1978) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar, 2003), doktorandusz a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén (2003), BME Műemlékvédelmi szakmérnök hallgató (2003). Fő érdeklődési területei: műemléki közetek vizsgálata, kőkonzerválás, roncsolásmentes vizsgálati módszerek alkalmazása. Az SZTE és az ICOMOS MNB tagja.

## FRACTURE MECHANICAL TESTING BY MEANS OF THE ACOUSTIC EMISSION ANALYSIS

**Lea Zamfira Forgó**

Ensuing a theoretical elementary review, appeared in the previous issue of the Concrete Structures, it would be shown a practical example of a pressure test. By the experimental set-up and the geometry of the one-sided loaded specimen, give be rise to known and clear fracture arts. The relative moment tensor inversion could be tested. While the localisation of the acoustic sources had a good result, it presented difficulty by the inversion of the moment tensor and the graphical presentation.

# ELŐREGYÁRTOTT, FESZÍTETT VASBETON HÍDGERENDÁK VIZSGÁLATA



Lúdvít Nad'

Az előregyártott elemek használata a vasbeton hidépítésben jól megfigyelhető a múlt század 50-es és 60-as éveiben. Szlovákia területe sem volt kivétel. Több ezer betonhid épült előregyártott, feszített gerendákból az utóbbi 30–40 évben különböző (I, Π, □, U) keresztmetszetű gerendák felhasználásával. Az általános igények néhány pontból összeállíthatók, például a beton jó minősége, beleértve a pontos méreteket, a saját súly csökkentését (a szállítási és szerelési módszerek miatt). Nem utolsó sorban ez statikai szempontból is fontos, mivel az állandó teher csökkentését jelenti. Ennek a karcsúsági tendenciának, látni kell a negatív oldalát is, mert tartóssági, szilárdsági, esetleg stabilitási következményei lehetnek. Ezért gyakran az elméleti feltételek igazolása érdekében kiegészítő kísérleti vizsgálat szükséges. Az utóbbi években a Kassai Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kara Vasbetonszerkezetek és Hidak Tanszékének munkatársai részt vettek több hídgerenda elméleti és kísérleti vizsgálatában, melynek néhány eredményét elemzi ez a cikk.

**Kulcsszavak:** híd, feszített vasbeton, előregyártott gerenda, próbaterhelés

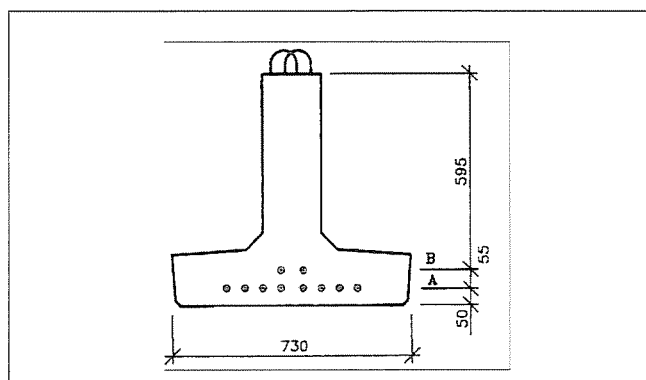
## 1. BEVEZETÉS

A múlt század 60-as és 70-es évei az „előregyártás időszaka” után, az utóbbi évtizedben mintha egy új „reneszánsz” időszak lenne felfedezhető. Tapasztalt hidmérnökök fejlesztették az előregyártott gerendákat, és sikeres hidakat terveztek belőlük. Az innováció és fejlesztés figyelemre méltó pontjaihoz tartozik a gerendák keresztirányú együttlőgözása, amellyel a gerendák alakja is közvetlenül összefügg. Leginkább a nyitott bordás híd-keresztmetszet jutott érvényre. Az egyes gerendák keresztirányú együttlőgözését egy helyszínen betonozott vasbeton pályalemez biztosítja. Jelenleg I és fordított T-alakú előfeszített és I-alakú utófeszített gerendák állnak a hidépítés rendelkezésére. De a most 20–50 éves több száz híddal is gyakran nagyon komolyan kell foglalkozni. A hidmérnökök feladata tehát két részt tartalmaz – az új hidak tervezését valamint régebbi hidak vizsgálatát és értékelését. Mind a kettőt a kísérletek eredményei segítik, és erősítik. Két elvileg és felhasználási időszak szerint különböző típusú hídgerenda-vizsgálat bemutatása következik. Az első példa egy korszerű, előregyártott előfeszített hídgerenda-sorozat (IST 97), amelyet a Kassai Inžinierske stavby, a.s. Košice építőipari cég Magyarországon is forgalomba óhajt hozni. A második példa pedig egy majdnem 50 éves, előregyártott utófeszített VLOŠŠÁK típusú hídgerenda. Ezeket a gerendákat egy 35 éves közúti híd bontásakor vették ki, amikor a szomszéd, statikailag önálló hídmező próbaterhelését végezték (Nad', 2002; Nad', Krištofovič, 2001). A két példán így tehát összehasonlítható egy egészen új és egy élettartam felén található előregyártott hídgerenda.

## 2. A VIZSGÁLT TARTÓK LEÍRÁSA

### 2.1 Az IST 97 –es előregyártott, előfeszített hídgerenda

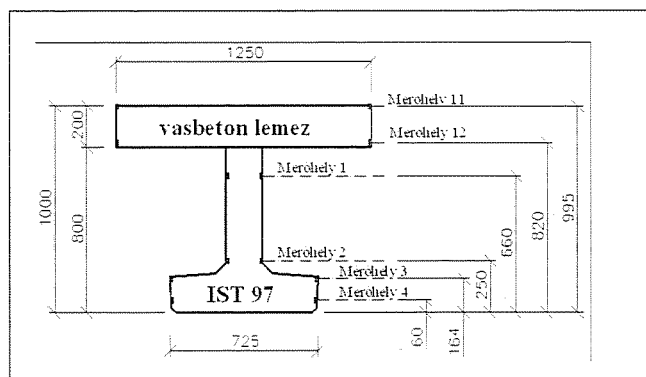
Ezt a típust 1997-ben egy régebbi típusú tartó, a VST 88 alapján fejlesztették ki az Inžinierske Stavby a. s. Košice és a

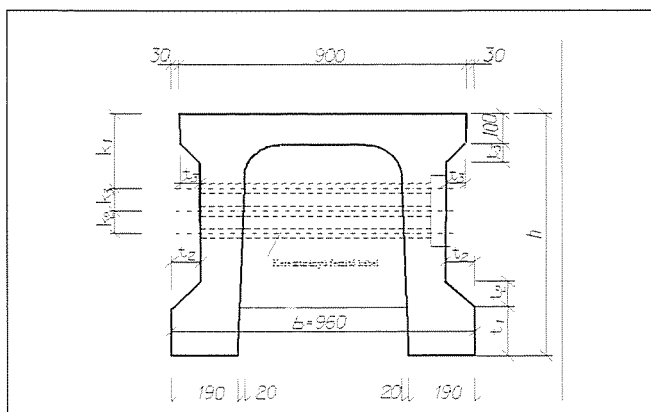


1. ábra: A VST 88 hídgerenda keresztmetszete

Dopravoprojekt a. s. Bratislava. Az előfeszített VST 88 gerendák (1. ábra) a tervezés alapján közvetlenül egymás mellé voltak elhelyezve és az együttlőgözésüket, illetve a teher keresztirányú elosztását egy 120 mm vastag vasbeton pályalemez biztosította. A későbbi (közúti adminisztrációs hivatali) követelmény szerint a híd tartószerkezeteinek alulról teljesen vizsgálhatóknak kellett lenniük. Ezt csak a tartók keresztmetszeti szétlőásával lehetett megoldani úgy, hogy az alsó, szomszéd övek közötti távolság minimálisan 480 mm legyen. A megoldás az IST 97 gerenda, melynek keresztmetszete a következő ábrán látható (2. ábra). A helyszínen

2. ábra: Az IST 97 előregyártott, előfeszített hídgerenda együttlőgöző helyszínen betonozott vasbeton pályalemezzel





3. ábra: A VLOŠŠÁK hídgerenda

betonozott vasbeton pályalemez vastagsága már megfelelő mértékben biztosítja a tartók együttlőzését. A katalógus szerint a tartók tipikus hossza 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27 és 30 m. A 27 és 30 m-es gerendák keresztmetszete már nem fordított T alakú (mint a többi gerendaké), hanem a felső öv következtében I alakú.

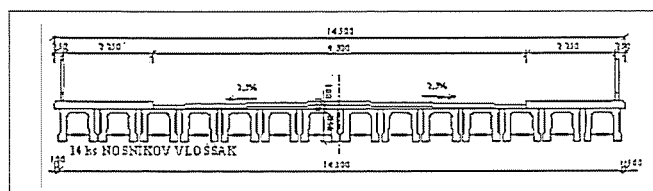
A gerendák gyártása két 60 m hosszú feszítő padon folyik. Az előregyártott gerendák betonja B 600 jelű és a helyszínen betonozott pályalemezé B 400 (a jel a szlovák szabvány STN 731251 szerinti, ami megfelel a C35, illetve C55 betonnak). A pászmák névleges szilárdsága 1800 MPa és a kezdeti feszítési feszültség 1430 MPa.

## 2.2 Az előregyártott, utófeszített VLOŠŠÁK hídgerendák

A VLOŠŠÁK hídgerendát 1956-ban fejlesztették ki, és az elkövetkező több mint 25 év alatt Szlovákiában majdnem 800 híd épült belőle. Ezek napjainkban 30–45 év körüliek, tehát a hidak tervezett élettartamuk feléhez közelednek. Ebből is látni, hogy ez a gerenda sikeres és népszerű lett. Ennek a legfőbb oka az volt, hogy statikailag nagyon hatékony szerkezetet lehetett építeni. A keresztmetszeten látható az anyag optimális elosztása (3. ábra).

Az ábrán látható, hogy mind a gerendafalak mind a gerendalemez nagyon karcsúak. A vasalást csak 15 mm betontakarás veszi körül a terv szerint (valójában néhol 12–13, illetve csak 10 mm volt). Ez nagyon komoly tény, amely nagy mértékben befolyásolja a szerkezet tartósságát. Eleinte a gerendák a beépítésük után keresztirányú feszítő kábelekkel voltak feszítve (méterenként). Így egy nagyon merev szerkezet alakult ki, mely biztosította a kiváló keresztirányú tehereloszlást. Néhány év múlva, technológiai problémák – a kábelek elhelyezési nehézsége miatt – a keresztirányú feszítést ki kellett hagyni. A tartók együttlőzése ezután csuklós kötéses volt. A tartókat három hosszúsági csoportban gyártották: 10–11–12 m, 13–14–15 m, 16–17–18 méteres nyílással. Egy 35 éves közötti híd bontása alkalmával öt, 21,40 m hosszú, jó műszaki állapotban lévő gerendát sikerült vizsgálati célokra megszerelni. A híd keresztmetszete a 4. ábrán látható.

4. ábra: A híd keresztmetszete



## 3. A MUNKA MÓDSZERE ÉS A FELHASZNÁLT MÉRŐMŰSZEREK

### 3.1 Az IST 97 –es előregyártott előfeszített hídgerenda

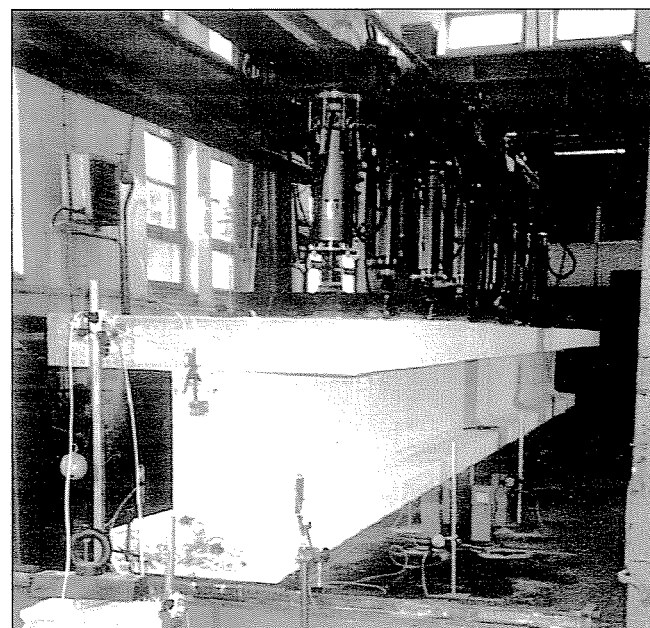
A próbaterhelés a TSÚS Prešov és a Műszaki Egyetem együttműködése alapján elkészített terv szerint folyt. Az IST 97-es gerendatípus anyagában megadott főtehernek (STN 73 6203 A hidak terhelése) megfelelő hajlító nyomaték jelentette a teher 100 % - át. A terhelés általános összeállítását az 5. ábra mutatja be. A feszültségek mérése négy pászmában mágneses-elasztikus módszerrel, érzékelők és mérőközpont segítségével történt. Az érzékelők a pászmákra voltak helyezve még ezek formába helyezése előtt. Az érzékelőkkel ellátott pászmák feszítése fokozatosan (lépcsőzetesen) történt. A feszítő-berendezésben mért adatokkal összehasonlítva létrejöhett, illetve pontosíthatóvá vált az érzékelők kalibrációs görbéje. A pászmák feszítő feszültsége 1430 MPa volt. Közvetlenül a pászmák feszítése után betonozták a gerendát. A betonozás befejezése pillanatában, majd a következő négy napon át folyt a pászmákban levő feszültségek mérése.

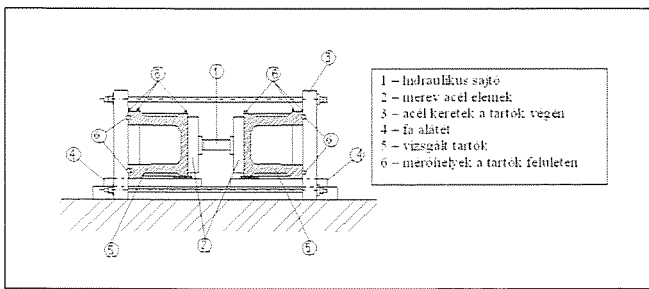
A mérések célja a beton-zsugorodás hatásának vizsgálata a pászmákban levő feszültség változására. A beton alakváltozása a feszítávolság közepén lévő keresztmetszetben történt. A beton felületére 250 mm alaptávolságban mérőtárcsák voltak ragasztva (a gerenda hosszanti irányában). A hosszúságváltozás mérése a Huggenberger cég által gyártott digitális elmozdulásmérővel ( $\pm 0,001$  mm érzékenységgel) történt.

### 3.2 Az előregyártott utófeszített VLOŠŠÁK hídgerendák

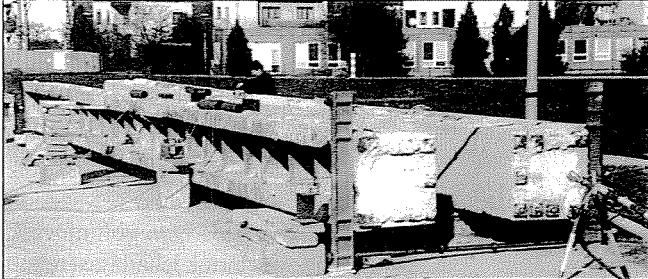
A károsodásmentes hídból kiemelt tartókat kettesével terheltek. A próbaterhelés előtt mindegyik gerendát szemrevételeztük. A terhelést a 6., 7. és 8. ábra szerint végeztük – a tartók oldalt fekvő alapállásban, mindkét végen merev acélkeretekkel összekapcsolva, középen két hidraulikus sajtóval folyamatosan

5. ábra: Az IST97-es gerenda együttlőző pályalemezzel, próbaterhelés

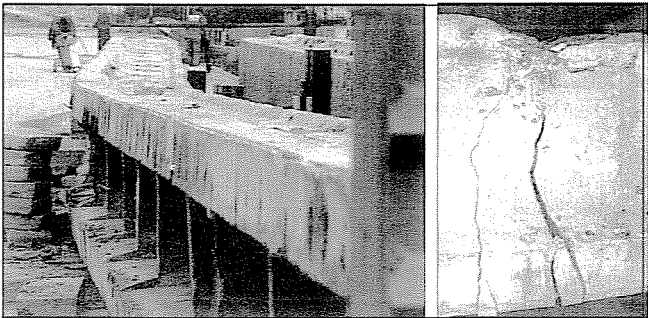




6. ábra: A VLOŠŠÁK tartók páros terhelése



7. ábra: A VLOŠŠÁK tartók páros terhelési vizsgálatának előkészítési fázisa



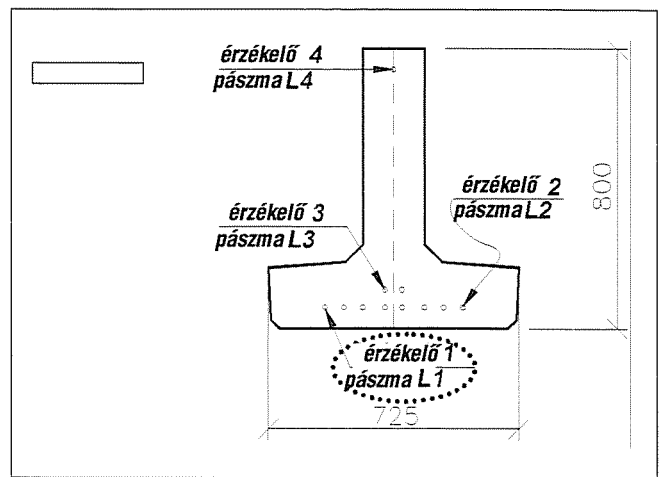
8. ábra: A VLOŠŠÁK tartók páros terhelési vizsgálat befejező fázisa (bal oldalon) és a tartó törésképe (jobb oldalon)

szétnyomódtak. A fesztávolság, 21,40 m megfelelt a hidban beépített gerendák valóságának. A tartók deformációja (lehajlása) a fesztávolság közepén és egy-, illetve háromnegyedében elektromos indukciós érzékelőkkel volt regisztrálva a tartók mindkét gerendafalán (mérőhelyek felül, alul). A beton alakváltozásának mérése a fesztávolság közepén lévő keresztmetszeten történt. A beton felületére 250 mm alaptávolsággal mérőellenállások voltak ragasztva (a gerenda hosszanti irányában). A hosszúságváltozás mérése a Huggenberger cég által gyártott digitális elmozdulás-mérővel ( $\pm 0,001$  mm érzékenységgel) történt.

## 4. A MÉRÉSI EREDMÉNYEK

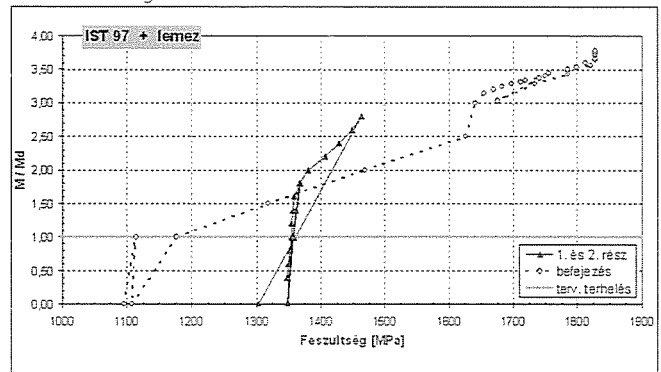
### 4.1 Az IST 97-es előregyártott előfeszített hídgerenda (Nad', 2001)

A kapott eredményeket két csoportra oszthatjuk: a próbaterhelésig, a próbaterhelés alatt. Az eredeti 1430 MPa feszítőfeszültség az 1. számú pászmában (L1) 1349 MPa – ra, a 3. számúban (L3) 1336,7 MPa – ra, a 4. számúban (L4) pedig 1389,7 MPa – ra csökkent a próbaterhelés kezdetéig. A pászmák a 9. ábra szerint voltak számozva. A megszilárdult betonra átadott feszítés (fordított T keresztmetszetű gerenda) után a gerenda fesztávolságának közepén a beton mért alakváltozása alapján állapítottuk meg a feszültségi állapotot. Közvetlen, ill. a próbaterhelés előtt a szélső szálakban keletkezett feszültségek: az alsó szálaban  $\sigma_{\text{cs}} = 9,91$  MPa, a felső szálaban  $\sigma_{\text{cs}} = 7,52$  MPa volt.

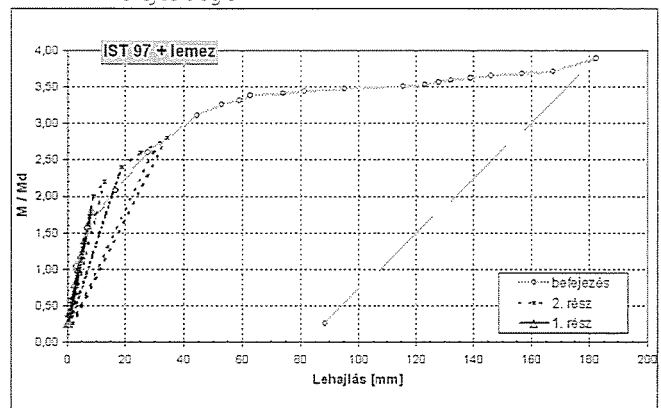


9. ábra: Az IST97: a pászmák és érzékelők számozása

10. ábra: Az IST 97 pályalemezzel együttműködő gerenda próbaterhelési eredménye: relatív hajlító-nyomaték-pászmafeszültség diagram

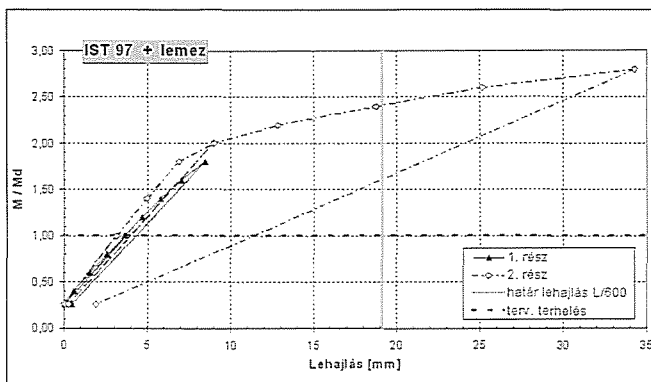


11. ábra: Az IST 97 pályalemezzel együttműködő gerenda próbaterhelése 1. és 2. szakaszának eredményei: relatív hajlító-nyomaték-lehajlás diagram



A próbaterhelés a TSÚS Prešov-val való együttműködés alapján elkészített terv szerint folyt. Az IST 97-es gerenda típusterv-anyagában megadott fő tehernek (STN 73 6203 A hidak terhelése) megfelelő hajlító nyomaték jelentette a teher 100%-át. A terhelő berendezés lehetőségeit figyelembe véve a terhelés három szakaszban történt. Az első szakasz végén elért maximális teher 180%, a második szakasz végén a terhelés 280%-os teher alatt megszakadt. A próbaterhelés végső szakasza a gerenda törésével fejeződött be több mint 380% - os teher alatt.

Az L1 jelű pászmában lévő feszültségek változását a 10. ábra mutatja. Az ábrán látható, hogy a feszültség az L1-es pászmában 280%-os teher mellett  $\sigma_p = 1464$  MPa volt. Az utolsó mérés közvetlenül a gerenda eltörése előtt történt és a feszültség átlépte a nominális szilárdsági határt ( $\sigma_p = 1832$  MPa > R = 1800 MPa). Amint az ábrán látni lehet, a



12. ábra: Az IST 97 pályalemezzel együttműködő gerenda terhelési próbája: relatív hajlítónyomaték-lehajlás teljes munkadiagram

próbatelhelés befejezése után (a gerenda nyomott betonjának morzsolódása) a pásmában  $\sigma_p \approx 1100$  MPa feszültséget mért. A 10–13. ábrákon a függőleges tengelyen a relatív hajlító nyomaték van ábrázolva:  $M/M_d$ , ahol  $M$  – az aktuális teherlépcsőnek megfelelő hajlító nyomaték,  $M_d$  pedig a hajlító nyomaték tervezési értéke (a terv szerinti reális terhelés  $M/M_d = 1,0$ ). A következő két ábrán a tartó lehajlása a relatív hajlító nyomaték függvényében látható: 1. és 2. terhelési szakasz (11. ábra) illetve az egész próbatelhelés (12. ábra). A műszaki szabvány szerint megengedett határ-lehajlást ( $L/600$ ) a vizsgált tartó csak 250%-os terhelés alatt érte el. A 100%-os teherből keletkező alakváltozásnak a betonban keletkező feszültségek ( $\sigma_d$ )<sub>100%</sub> = 8,62 MPa, az alsó számban, illetve ( $\sigma_c$ )<sub>100%</sub> = 4,37 MPa, a felső számban felel meg (az egész keresztmetszet nyomott). A 280%-os tehernél keletkező beton-deformáció  $\varepsilon = 0,815\% < \varepsilon = 2,5\%$ , melynek megfelelő feszültség  $\sigma_c = 27,6$  MPa < 30,5 MPa (a beton határszilárdsága az STN 73 1251 szerint). A beton-morzsolódás a 385%-os tehernél keletkezett.

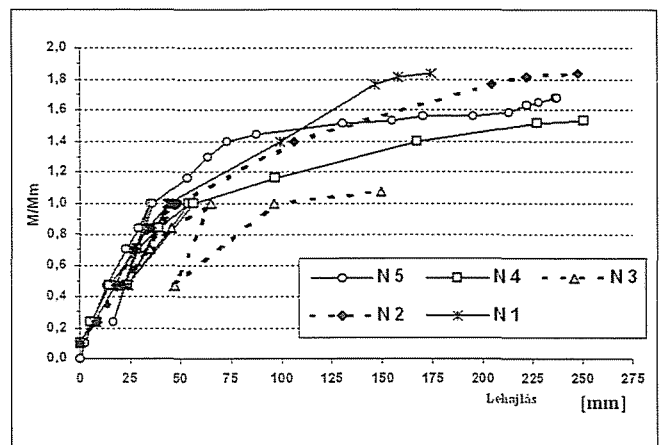
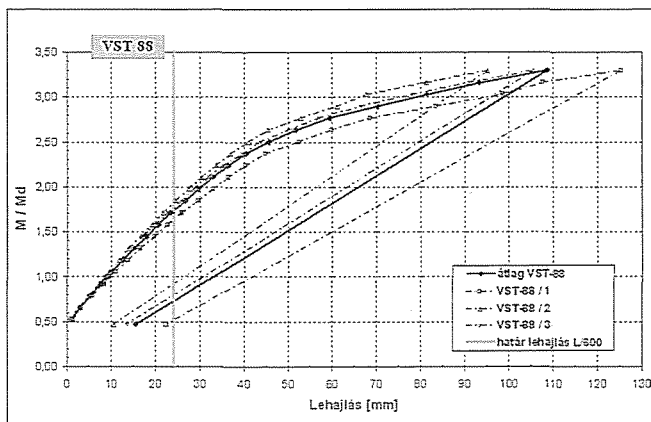
Az első 0,1 mm tágasságú repedés a 200%-os terhelés alatt volt regisztrálható, és a teljes tehermentesítés után hajszál-repedésként maradt jelen.

A próbatelhelés idején a beton tényleges átlagos nyomószilárdsága (kocka) 55,1 MPa (B400), húzószilárdsága (hajlítás mellett) 5,49 MPa (B 600). A pásmák átlagos szilárdsága 1840 MPa.

## 4.2 Az előregyártott utófeszített VLOŠŠÁK hídgerendák (Nad', 2001)

A hídból kiemelt öt gerendát kettesével terheltek: N1+N2, N1+N3, N1+N4, N1+N5. Véletlenül az N1-es számú gerenda

13. ábra: A VLOŠŠÁK előregyártott utófeszített hídgerendák próbatelhelési eredményei: relatív hajlítónyomaték-lehajlás munkadiagram (határ -  $L/600 = 35,4$  mm)



14. ábra: A VST 88-as tartók lehajlása a relatív hajlítónyomaték függvényében

mellett az összes többi gerenda össze volt törve. Az N1-es pedig a próbatelhelés után is egészben maradt – nem volt műszaki lehetőség az eltéréséhez. A 13. ábrán a tartók lehajlása a relatív hajlító nyomaték függvényében látható. Az N3-as gerendában egy feszítő kábel teljesen szét volt szakítva, egy másik kábel pedig kb. 50%-osan korrózió által károsodott. A többi gerendán is kisebb mértékben láthatók voltak a korrózió jelei.

A betonban a kloridion tartalom, 1,575%-4,55%  $Cl^-/m_c$  volt (a legsúlyosabban károsított gerendán). A karbonátosodott betonréteg maximális vastagsága 35 mm volt. A kristályközi korrózió nem volt megállapítható a nagyméretű vizsgálatok alapján sem.

## 5. MEGJEGYZÉSEK A KAPOTT EREDMÉNYEKHEZ

### 5.1 Az IST 97 –es előregyártott előfeszített hídgerenda

Az egyetlen gerenda vizsgálatából származó eredmények arról tanúskodnak, hogy a gerendák teherbírása nagyon magas – a méretezési hajlító nyomaték 3,82-szorosa. Ezek az eredmények egy régebbi három VST 88 gerenda próbatelhelési adataival voltak összehasonlítva (TSÜS, 1991). Az 1991-ben kapott eredmények nagyon hasonlóak a mostaniakhoz. A 14. ábra bemutatja a tartók lehajlását a relatív hajlító nyomatékfüggvényében. Az első hajszál-repedés 265%-os terhelés alatt volt regisztrálható.

### 5.2 Az előregyártott utófeszített VLOŠŠÁK hídgerendák

A híd, amelyből a gerendák származtak három, statikailag önálló mezőből állt. Ebből egy mezőn próbatelhelést végeztünk (Nad', 2001). (A vizsgált gerendák a másik két mezőből származtak). A próbatelhelés során (210 t volt az összes teher tömege, többet fizikailag a hídra nem lehetett elhelyezni; a szabvány szerinti legnagyobb terhelés 196 t) a hídon mért tartószerkezeti lehajlás nem lépte túl az 5 mm értéket. A gerendák vizsgálata során a méretezési hajlító nyomatéknak megfelelő mért lehajlás 33–50 mm. A hídterhelés alatt a szerkezeten repedések nem keletkeztek. A gerendákon



az első, átlagosan 0,1 mm tágasságú repedések 80%-os méretezési hajlítónyomaték alatt keletkeztek. Az N2 számú gerenda teherbírása a 185%-os teher alatt merült ki, N5–170%, N4 160% és az N3 gerendáé pedig 120%-os teher alatt (két feszítő kábel el volt szakadva). Az N1 számú gerenda négy súlyos terhelési programon ment át és az utolsó tehermentesítés után is elegendő rugalmassággal rendelkezett ahhoz, hogy a negatív lehajlását visszavegye. A teherbírás kapacitása jóval meghaladta a méretezési hajlítónyomaték 185%-át. A gerendák terhelési folyamata 10-szeres ismételt terhelési–tehermentesítési ciklust is tartalmazott, mely a saját súly és a 100%-os terhelés között történt.

## 5.3 Összefoglalás

Nemzetközi szinten is több szerző található, aki a témával foglalkozik. Habár a vélemények eltérők is lehetnek, egy közös jelük van. Ez a hidak megbízhatósága és üzembiztonsága (Astiz, 2002). Több évtizeden keresztül az említett hidak hiba nélküli üzemelése optimista következtetésre ad okot. Az új hidak tervezésében pedig a múlt tapasztalatainak igénybevétele kívánatosnak mutatkozik.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A fent leírt tények alapján arra lehet következtetni, hogy a vizsgált hídgerendáknak nagy teherbírás tartalékuk van, ami azt jelentheti, hogy a gerendákból előállított hidaknak is. A több tíz éves hidakon néha talán túlbecsült az esetleges hiba.

Főleg a keresztirányban feszített hidak nagyon merev tartószerkezetet képviselnek. Az egyedi komolyan károsult gerendák sem okozhatnak statikai problémát, mert a keresztirányú együttműködés alapján a belső erők újraelosztása következik be. Sőt, ha az ideális, szabvány szerinti előírt közúti nehéz hídterhet vesszük figyelembe, ez a kis fesztávú hidaknál igazában fizikailag létre sem jöhet. Mindezekből arra lehet következtetni, hogy az előregyártott gerendákból épült hidak újraértékelése, illetve eddigi elbírálásuk módosítása célszerű lehet.

## 7. HIVATKOZÁSOK

Astiz, M. A., (2002), "Bridge design and mechanics: Still a durable relationship in the XXI. century?" Concrete structures in the 21<sup>st</sup> century. Proceedings of the First *fib* Congress, Osaka, pp. Primary 51-66

- Nad', L. (2002), "What we can learn from one old Bridge before its demolition?", Proceedings of the First *fib* Congress, Osaka, pp. Session 11/5-6, + full text of 10 pages on CD
- Nad', L., Krištofović, V., (2001), "Extraordinaire Load Test of Small Precast Prestressed Beam Bridge", Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Road Conference "Roads and Bridges in Europe", Budapest, (Proceedings on CD)
- Nad', L. a kolektív, (2001), "Zostrená statická a dynamická zaťažovacia skúška mosta ev. číslo 50-322 cez Hornád v Košiciach", Správa časť A, SvF TU Košice, (A kassai Hernád folyó feletti 50-322 számú közúti híd szigorú statikai és dinamikai próbaterhelése. Rész A, ME Košice), jelentés
- Nad', L. a kolektív, (2001), "Zaťažovacia skúška jednotlivých prefabrikovaných nosníkov Vloššák, vybratých z mosta ev. číslo 50-322", Správa časť B, SvF TU Košice, (Az 50-322 számú hídból kiszedett egyéni előregyártott Vloššák gerendák próbaterhelése. Rész B, ME Košice), jelentés
- Nad', L. a kolektív, (2002), "Hodnotenie statických dôsledkov porúch mostov z prefabrikovaných nosníkov Vloššák". Metodický pokyn. Technický predpis Slovenskej správy ciest Bratislava, (Előregyártott Vloššák gerendákból épült hidak hibáinak statikai következmények értékelése. Szlovák közúti adminisztrációs hivatal műszaki előírás)
- Nad', L. – Špernoga, B., (2001), "Správa o priebehu a výsledkoch meraní počas zaťažovacej skúšky vopred predpätého nosníka IST-97, 12 m", SvF TU Košice, (Az IST-97 –es 12 m hosszú gerenda próbaterhelése alatt végzett mérésének folyamatáról és eredményeiről szóló jelentés. ME Košice)
- TSÚS Bratislava, pobočka Prešov, (2001), "Správa č. 4/2001 o preukaznej zaťažovacej skúške 1 ks predom predpätého nosníka IST-97 dĺžky 12 m s dobetónovanou monolitickou doskou hrúbky 200 mm", Prešov, október, november (dodatok k správe), (4/2001 számú jelentés - Az IST-97 –es 12 m hosszú, 200 mm vastag pályalemezzel együttműködő gerenda próbaterhelése. TSÚS Prešov)
- TSÚS Bratislava, pobočka Prešov, (2001), "Správa č. 47/91 o preukaznej zaťažovacej skúške mostných predom predpätých nosníkov VST-88/15, ktoré vyrábajú Inžinierske stavby, š.p. Košice, závod Prešov vo výrobní prefabrikátov v Kysaku", Prešov, (47/91 számú jelentés – A VST-88/15 előfeszített hídgerenda próbaterhelése. TSÚS Prešov)

## EXPERIMENTAL ANALYSIS OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE GIRDERS.

Ludovít Nad'

Several thousand bridges were constructed in Slovakia during the last decades using precast prestressed concrete girders. To prove the fulfilment of requirements, it is needed to carry out full scale testing of the load bearing elements taken from bridges after almost half a century service. The study gives a comprehensive report on load tests carried out on two types of prestressed pre-tensioned girders and on a prestressed post-tensioned one. The test results show a significant reserve of load capacity. Damages which were observed at a few girders are counteracted by these reserves. Useful data on deflection, strains and cracking are given in the paper, too.

**Dr. Ludovít Nad'**, a Kassai Egyetem Vasbetonszerkezetek és Hidak Tanszékének vezetője. Korábban éveken át volt a Kar dékánja. Hosszú ideig dolgozott a tervezésben és a hídépítésben. A *fib* számos rendezvényén részt vett és tartott előadást.

# A A VIII. EMT-ÉPKO CSÍKSOMLYÓN A FIB MT KIHELYEZETT ÜLÉSÉVEL BŐVÍTVE

Az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság (EMT) 2004. június 3-6. között rendezte meg a Nemzetközi Tudományos Konferenciát (ÉPKO-t), újra Csíksomlyón.

Az immár nyolcadszor megtartott ÉPKO kiadványának előszavában – más figyelemre méltó megjegyzése mellett – a következőket írja dr. Köllő Gábor, az EMT, s egyúttal az Építéstudományi Szakosztály elnöke arról, hogy mit nyújtanak a résztvevőknek: „..... egy olyan együttléte, olyan hangulatot, egy olyan milióban, amely maradandó élményt ad anélkül, hogy a tudományos színvonal csorbát szenvedne. Az erdélyi konferenciák hangulata egyedülálló, nem egy hűvös légkörben megrendezett kifogástalan rendezvény, hanem egy tudományterülethez tartozó szakemberek kellemes, hangulatos baráti találkozója...” E szavaknak teljesen igazat kell adnunk. Csak gratulálhatunk a szervezőbizottságnak a gondos, ötletes előkészítő munkához és a gördülékeny lebonyolításhoz.

Összeállítottam néhány statisztikai adatot, név szerint csak a *fib* MT tagjait említem.

A regisztrált résztvevők száma 139, közülük kísérő 11. Az aktív résztvevők köréből erdélyi (beleértve a partiumi, bánáti küldötteket) 27 volt, 98-an érkeztek Magyarország határain belülről, hárman más országból.

A konferencia ünnepélyes megnyitóval kezdődött. Az ülésen mások mellett a *fib* MT tagja, *Kegyves* Csaba érdemeit ismerte el az EMT egy oklevéllel. Hat előadás volt ezen az ülésen. Ezek között szerepelt *Farkas* György „Nagyszilárdságú feszített vasbeton gerendák kísérleti vizsgálata” referátuma (társ szerzői *Kovács* Tamás, *Lovas* Antal és *Szalai* Kálmán) valamint *Balázs* L. György „A vasbetonépítés néhány eredménye a közelmúltból Magyarországon” c. előadása. A plenáris ülés vezérszónokait három érdekes cégbemutató követte.

Az „Út-, vasút- és hidépítés” szekcióban 19 előadás hangzott el.

A „Betonszerkezetek” szekció *Balázs* L. György elnöklete alatt tartott ülésén *Tassi* Géza ismertette *Rózsa* Pállal kidolgozott tanulmányát, majd előadást tartott a *fib* MT tagjai közül még *Kegyves* Csaba, *Kopecskó* Katalin és *Arany* Piroska (társ szerzője: *Salem* G. *Nehme*). Összesen 14 előadást hallgathattak meg a résztvevők.

Az „Épületek és épületgépészet” szekcióban 17 volt az előadások száma.

Mód nyílt kérdésekre, hozzászólásokra, egy-egy témát a szünetekben és az esti órákban is taglaltak a jelenlevők.

A csíksomlyói *Jakab* Antal Tanulmányi Ház ezúttal is jól szolgált a konferenciát, jól működtek az audió-vizuális eszközök. Ez is a szervezők tevékenységét dicséri.

Igen értékes a konferencia kiadványa, amelynek bibliográfiai adatai:

*Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, ÉPKO 2004, VIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, 2004. június 3-6. Szerkesztő és felelős kiadó dr. Köllő Gábor, ISBN 973-86852. 1-4, 418 A/4 oldal.*

A kötet a cím- és kolumnoldal után tartalmazza a szervezők, társszervezők, a konferencia-elnök, a tudományos bizottságban helyet foglalók, a védnökök és a szervező bizottság tagjainak

nevét. A *fib* MT tagjai közül a tudományos bizottságban szerepel *Farkas* György és *Balázs* L. György neve. A támogatók sorában a *fib* MT kollektív tagjai közül az *ÉMI TÜV Bayern Kft.*, a *MÁV Rt.* és az *Állami Autópálya Kezelő Rt.* A tartalomjegyzék után a szerzők ABC rendjében következnek a dolgozatok. A szerzők között szerepelnek a *fib* MT tagjai ugyanúgy, ahogy az előadóról szólva említettük.

A kiadvány nagy gonddal készült, készítőinek és a tanulmányok szerzőinek jó munkáját dicséri.

Nagyon jelentősek azok a társadalmi és kulturális értékek, amelyeket a konferencia nyújtott. Az anyaországi és erdélyi magyar szakembereknek az ismerkedési est, az állófogadás, az étkezések, a kávészünetek és főként a kirándulás alkalmával módjuk volt a kötetlen eszmecserére. Különösen hasznos, hogy a magyar szakemberek jobban megismerhették a romániai magyar mérnökök szerepét, helyzetét, ennek révén magának az építőiparnak és az egész műszaki-gazdasági-társadalmi feltételeknek a jelenét és várható alakulását. Az eszmecserék többségéből az tűnik ki, hogy kollégáink zöme sokat vár az európai integrációtól, főként Románia mielőbbi csatlakozását. A mérnökök általában úgy látják, hogy a műszaki együttműködés, a szabványok országhatárokon át való egységesítése, az oktatási intézmények közeledése és még sok más tényező addig is napirenden kell, hogy legyen, míg a határok megszűnnek.

Itt jegyzem meg, hogy más hasznos dokumentumok mellett hozzájuthattunk a konferencián *Jancsó* Árpádnak *Szekernyés* Jánossal együtt írt, a közös műszaki múltat idéző “Maderspach” c. könyvéhez és *Kiss* Zoltán “Épületek tartószerkezeteinek tervezése” c. könyvsorozata 1. kötetéhez, amely mindennapi munkánkhoz nyújthat értékes segítséget.

A nemzeti kulturális identitás elmélyítését, tiszta formákba öntését sokban szolgálta a jól szervezett és lebonyolított körút és annak állomásai. Az Erdélyt kevéssé ismerő kollégáink sok új ismerettel gazdagodhattak, eddig nem érzett benyomásokban lehetett részük. Sokat tettek a nagy tudású idegenvezetők (akik hangsúlyozták, hogy rossz a kifejezés, hiszen nem idegenekkel, talán még nem is vendégekkel, hanem rokoni-baráti látogatókkal van dolguk).

Az autóbuszokból láthattunk egy keveset Csíkszeredából, hasonlóan Kézdivásárhely jellegzetes központjából. (Aki a 2003. évi ÉPKO résztvevője volt, több időt tölthetett e csinos városban.) A Nyergesztető kopjafái a közös múltat idézik, Kovászna város és környéke a természeti szépséget és gazdagságot mutatja. A Kovászna melletti gravitációs siklópálya és a kovásznai kisvasút európai értékű műszaki emlék. Gelence építészeti emlékei megragadták a figyelmünket. A csernátoni múzeum és skanzen a népművészet és háziipar, a közös múlt használati tárgyai, építményei és a lelkes ismertető szavak révén hagytak mély nyomot a résztvevőkben.

Külön méltatást érdemel az egyszemélyes művészeti műsor, amelynek csodálói lehettünk. Egyetlen, páratlan tehetséggel, teret-időt átívelő empátia-készséggel megáldott művész nő kötötte le figyelmünket, ragadta meg ellenállhatatlanul érdeklődésünket a szakmai ülésnap estjén. Székely népballadákat hallhattunk versben, dalban, érezhettünk át mozgásban, mimikában. Egyetlen fiatal művész nő nagy

gyönyörűséget tudott szerezni fülnek, szemnek, szívnek a székely népballadák lelki világának tolmácsolásával. *Márdirosz* Ágnes előadóművész minden tekintetben kiérdemelte a konferencia résztvevőinek sokszorosán ismételt vastapsát.

Nem véletlenül hagytam e beszámoló befejező részére, hogy az ÉPKO-hoz kapcsolódó *fib* MT ülésről szóljak. A Csíksomlyón tartott tagozati ülés gesztus értékű volt. Hiszen évek óta kialakult, és fejlődik a két szervezet közötti együttműködés. Nem véletlen, hogy az EMT részéről két olyan kollégánk is jelen volt a *fib* MT ülésén – *Köllő* Gábor és *Kiss* Zoltán – akiket a Palotás-díjjal kitüntettek között tisztelhetünk. Az ülés jelképe volt annak, hogy becsüljük az EMT munkáját, s tovább kívánjuk fejleszteni kölcsönösen gyümölcsöző kapcsolatainkat.

A jelenlévők közül a *fib* MT tagjai, *Arany* Piroska, *Balázs* L. György, *Bartha* Géza, *Farkas* György, *Kegyes* Csaba,

*Kopecskó* Katalin, *Tassi* Géza, erdélyi kollégák, *Imreh* Alajos, *Kiss* Zoltán, *Köllő* Gábor, *Mihalik* András, *Nagy-György* Andrea, *Nagy-György* András, *Pap* István, továbbá *Farsang* Attila, *Fenyvesi* Olivér. Megnyitó szavai során *Köllő* Gábor elismerését fejezte ki *Farkas* Györgynek és *Balázs* L. Györgynek a két szakmai egyesület közötti kapcsolat fejlesztésében.

*Balázs* L. György a *fib* nemzetközi szervezet és a *fib* MT tevékenységéről számolt be.

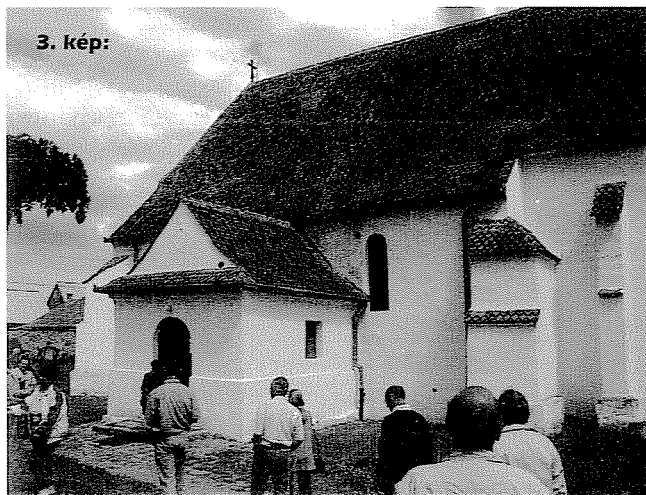
A VIII. ÉPKO mind szakmai, mind társadalmi tekintetben sikeres volt. A szervezők és a szerzők, előadók, a viták résztvevői valamennyien hozzájárultak e sikerhez. Bizhatunk abban, hogy a Kárpát-medence magyar ajkú mérnökei közül még többen – főként fiatalok – gazdagítják majd az ÉPKO munkáját, s fejlesztik a határokon átnyúló együttműködést.

*Tassi Géza*

1. kép:



3. kép:



2. kép:



4. kép:



1. kép: Nyergestetői részlet

2. kép: Székely kapu a csernátóni múzeum kertjében

5. kép:



3. kép: A gelencei templom homlokzata

4. kép: és belső képe

5. kép: Az ÉPKO elnöksége

# ÚJVIDÉKEN TARTOTTÁK AZ 5. NEMZETKÖZI DUNA-HÍD-KONFERENCIÁT

Az 1990-es évek elején magyar mérnökök kezdeményezték *Iványi Miklós* vezetésével, hogy legyen fóruma a Duna fölött épített hidaknak. A dunai országok jeles mérnökei részvételével létrejött egy szakmai szervezet, mely elhatározta, hogy háromévenként rendezvényt szervez *“International Conference on Bridges across the Danube”* címmel. Az első konferencia egy Bécs-Pozsony-Budapest útvonalon haladó hajón kapott helyet 1992-ben, a másodiknak Bukarest adott otthont 1995-ben, 1998-ban Regensburgban jöttek össze a szakterület művelői, 2001-ben pedig Pozsonyban ismertették újabb tapasztalataikat a Duna-hidak iránt elkötelezettséget érző mérnökök. Akkor határozta el a szervezet vezetése, hogy a 2004. évi konferenciát a hidjai fájdalmas pusztulását szenvedő, s az újjáépítésért küzdő Újvidék (Novi Sad, Szerbia-Montenegró) rendezheti meg.

A téma iránti érdeklődés bővült, ezért az újvidéki rendezvény a *“Bridges in Danube Basin”* alcímet kapta. A 2004. június 24-től 26-ig tartó konferencián 20 ország küldöttei vettek részt, akik csaknem megtöltötték az újvidéki *“Vojvodina”* üzleti központ (SPENS) mintegy 300 résztvevőt befogadó konferencia-termét.

A tiszteletbeli elnökségben a helyi, nevezetes személyek és mások mellett helyet foglalt Nikola Hajdín, a szerb tudományos és művészeti akadémia elnöke, ismert hidász professzor és Aarne Jutila finn hídmérnök-professzor, a BME tiszteletbeli doktora, az IVBH-IABSE-AIPC elnökhelyettese, s hazánkból a Duna-híd mozgalmat elindító Iványi Miklós. A nemzetközi tudományos bizottság elnöki tisztét is Nikola Hajdín töltötte be, s a házigazda Szerbia-Montenegró képviselői valamint szlovák, német, szlovén, román, moldvai, osztrák, horvát és bolgár. Szakemberek társaságában Magyarországot Farkas György és Iványi Miklós egyetemi tanárok képviselték. A szervező bizottság elnöke Bratislav Stipaníc, a belgrádi egyetem építőmérnöki karának professzora volt.

A konferencia csupa plenáris ülésből állt. Az ülések sorrendje a következő volt (zárójelben az előadások száma):

- Megnyitó ülés
- 1. ülés Az újvidéki hidak (10)
- 2. ülés Új hidak a Duna-medencében (10)

- 3. ülés Korszerű hidak (9)
- 4. ülés Hidak építése, újjáépítése, károsodása, felújítása és erősítése (11)
- 5. ülés Hidak elmélete és tervezése, 1. rész (10)
- 6. ülés Hidak elmélete és tervezése, 2. rész (10)
- 7. ülés Változatos témák a Duna-hidakról (10)
- 8. ülés Hidak építése, újjáépítése, hidkísérletek (11).

A VASBETONÉPÍTÉS olvasóit nyilván érdekli, hogy milyen mértékű volt a betonnal összefüggő konferencia-anyag. Kétségtelen, hogy a Duna-hidak jelentős része acélszerkezetű. Nagy számban találkozunk azonban öszvértartókkal és jelentős a vasbeton, és a feszített vasbeton Duna-hidak szerepe. A jövő hidépítéseivel kapcsolatban is feladata a tervezőknek a szerkezeti anyag megfelelő megválasztása. Kétségtelen, hogy a betonnak a konferencián betöltött szerepét növelte, hogy a téma bővítése során nem kizárólag a Dunát áthidaló szerkezetekről volt szó. A 81 előadás közül 37 kapcsolódott egészben vagy részben a vasbeton szerkezetek témaköréhez.

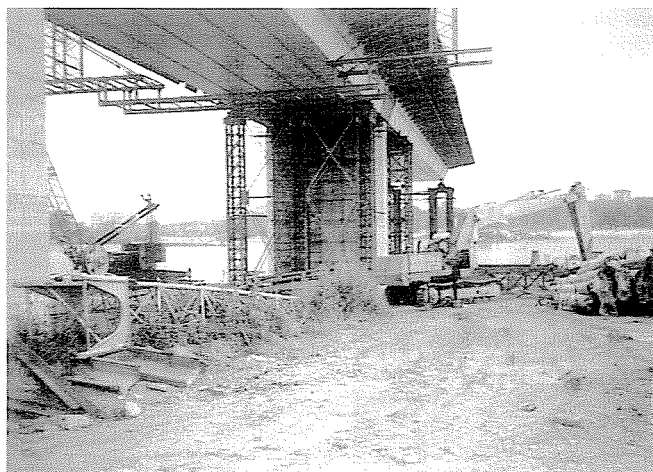
A konferencia anyaga három kötetben jelent meg, az első kötet 382, a második 396 B/5 oldal terjedelmű, a harmadik a programot és az előadások rövid kivonatát tartalmazza 70 oldalon (hirdetés-oldalakkal együtt).

A konferencia kiadványában szereplő magyar szerzők neve alfabetikus sorrendben: Dunai László, Farkas György, Földi András, Gáll Endre, Hajós Bence, ifj. Iványi Miklós, Iványi Miklós (két tanulmánnyal), Kovács Tamás, Medved Gábor, Szalai Kálmán, Tassi Géza, Vértes Katalin – a nevezettek nyolc tanulmány szerzői.

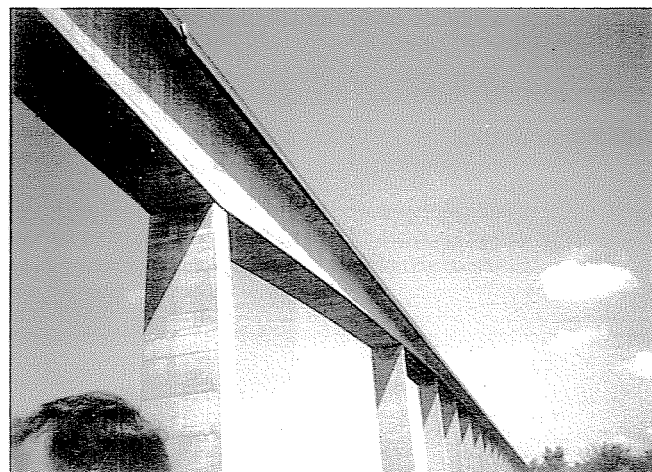
A kiadványban szereplő szerzők közül nem tudott mindenki megjelenni, egy-egy előadást a társszerző vagy más magyar résztvevő mutatott be a hallgatóságnak. A konferencián Magyarországról megjelentek névsora Berkó Dezső, Bodnár Péter, Dunai László, Földi András, Hajós Bence, Iványi Miklós, Karkus János, Kolozsi Gyula, Kovács Ákos, Medved Gábor, Rapkai Kálmán, Rigler István, Sípos Zsolt, Sitku László, Szigeti Zoltán, Tassi Géza, Träger Herbert, Varga Ferenc. A résztvevők közül többen a *fib* MT tisztségviselői, ill. tagjai.

A konferenciaterem előcsarnokában szakmai bemutatók voltak, a hazai színeket a Hídépítő Rt. képviselte. A szünetek,

A lerombolt újvidéki Sloboda híd újjáépítése. (Ortotróp pályás szekrényes acél gerenda



A Ibeskai híd, amely építésekor a világ legnagyobb nyílású vasbeton gerendahídja volt, kisebb sérüléssel vészelte át a balkáni háborút



az újvidéki városházán tartott koktél-fogadás és a konferencia záró vacsorája alkalmat adott kétoldali és kisebb csoportok közötti eszmecserekre.

A konferencia második napján egy újjáépülő acélszerkezetű gerendahídhöz vitték el a szervezők a résztvevőket. A harmadik napon rendezett, jól szervezett hajóút lehetőséget nyújtott az újvidéki hídhelyzet áttekintésére. Áthaladt a hajó a beskai Duna-híd alatt, amely a 70-es évek első felében 210 m-es egyik modernülése révén egy ideig a világ legnagyobb feszített vasbeton gerendahíja volt. A Tisza torkolata mellett elhaladva

a konferencia résztvevői Belgrád felé hajóztak. Ott mód nyílt az egy megmaradt Duna-híd, majd a Száván haladva a Duna mellékfolyója szép számú hídjának megtekintésére.

A konferencia vezérkara a három év múlva esedékes 6. Konferencia megrendezését Magyarországnak ítélte. Remélhető, hogy addig begyógyulnak Újvidék híd-sebei, Magyarország pedig új épülő ill. addigra már elkészült Duna és egyéb híddal büszkélkedhet az ide látogatók előtt.

*Tassi Géza*

## KÖNYVISMERTETÉS

### RUDOLF SZILARD: THEORIES AND APPLICATIONS OF PLATE ANALYSIS (CLASSICAL, NUMERICAL AND ENGINEERING METHODS) JOHN WILEY & SONS, INC. 2004.

A magyar születésű, és máig gyönyörű magyarsággal beszélő Szilárd Rudolf klasszikus könyve (a fentihez hasonló címmel) 30 éve jelent meg a Prentice Hall kiadónál. Ez a könyv – Timoshenko és Woinowsky-Kriger művével együtt – a lemez irodalom leghivatkozottabb könyvei közé tartozik, a világ vezető egyetemein napjainkban is tankönyvként használják.

Az új kiadás nem a régi könyv egyszerű kibővítése (700 oldal helyett több mint 1000 oldal a terjedelme), hanem annak jelentős átdolgozása, újraírása. Az olvasó ennek eredményeként egy a modern mérnöki igényeket kielégítő szakkönyvet vehet a kezébe. A könyv több mint 1500 irodalmi hivatkozást tartalmaz, feldolgozásra kerültek a lemezelmélet legfrissebb eredményei is.

A szerző hármast tűzött maga elé a könyv megírásakor: könyve (1) tankönyv, amely a lemezelmélet klasszikus és numerikus módszereit tartalmazza, (2) a kutató mérnök számára referenciául szolgál a lemezelmélet témaköreiben, (3) praktikus eredményeket, módszereket tartalmaz a gyakorló mérnök számára.

Az egymásnak sok szempontból ellentmondó hármast célnak a szerző eleget tudott tenni. Segítette ebben hatalmas gyakorlata is: sok éven keresztül tervező mérnökként dolgozott, és évtizedeken át oktatott az USA és Németország egyetemein. A könyv ezért egyetlen más lemezelméleti könyvhöz sem hasonlítható. Könnyen olvasható, mert mérnök írta mérnökök számára.

A könyv könnyen áttekinthető, az olvasó egyszerűen megtalálhatja benne az őt érdeklő részeket. Hat részre van osztva: 1. Lemezelméletek, analitikus módszerek (statika, lineárisan rugalmas feladatok); 2. Numerikus módszerek (statika, lineárisan rugalmas feladatok); 3. Különleges kérdések (ortotrop lemezek, ferde lemezek, hőmérsékleti teher, nemlineáris feladatok); 4. Mérnöki módszerek; 5. Lemezek rezgésvizsgálata; 6. Lemezek horpadásvizsgálata. A könyv anyagának elsajátítása (az elemi matematikai és mechanikai ismereteken túlmenően) nem igényel előtanulmányokat.

Azokat a részfejezeteket, amelyeket egy lemezelmélet témájú egyetemi kurzuson célszerű tanítani csillaggal jelöli a szerző. Ezek a többi rész olvasása nélkül is könnyen érthetőek, így akár egy, akár két féléves egyetemi tárgy oktatásához jól használhatók. Az egyes fejezeteket összefoglalás és részletes mintapéldák követik, így az olvasó a gyakorlati alkalmazást is könnyen elsajátíthatja.

A fenti felsorolásból is látható, hogy a szerző több olyan témakört tárgyal (pl. nemlineáris feladatok, hőmérséklet okozta horpadás, stb.), amely igen összetett matematikai apparátust igényel. A szöveg mégis jól érthető, mert a szerző mindenhol a világos fizikai magyarázatra és a mérnöki szemléletességre teszi a hangsúlyt. A könyvben közölt összehasonlító számítások és diagramok alapján eldönthető, hogy az egyes jelenségeknek mikor, milyen mértékű hatása van az eredményekre.

A könyvben az elmélet sehol sem öncélú, hanem a gyakorlati alkalmazást szolgálja: a szerző ahol lehetséges analitikus megoldásokat ad, (amelyek egyrészt fontos mérnöki problémákra adnak megoldást és ellenőrzésként szolgálnak a numerikus számításokhoz), vagy numerikus algoritmusokat közöl, amelyekkel a kitűzött feladat megoldható.

A mérnöki módszerek fejezetben a szerző részletesen tárgyalja a többmezős vasbeton lemezeket, amelyekkel a gyakorló mérnök gyakran találkozhat, ismerteti a gyakorlat számára szintén fontos, ferde lemezek, síklemez födémek és hídpályalemezek számítását is. A könyvben, a mérnöki igényeknek megfelelően megtalálhatók mind a nagyon egyszerű közelítő megoldások, mind pedig a pontos (numerikus) módszerek. A könyvhöz egy programokat tartalmazó CD is készült, amelynek segítségével az olvasó fontos gyakorlati problémákat tud megoldani. (Külön öröm, hogy a program elkészítésére a szerző dr. Dunai L., dr. Ádány S., Kovács N. és Kósa Z. személyében magyar közreműködőket választott.) A CD-n 170 közvetlenül használható lemezformula is helyet kapott.

A modern gyakorlati igényeknek megfelelően a könyv számos helyén megtalálható a véges elemes módszer alkalmazása, és egy több mint 100 oldal terjedelmű fejezet tárgyalja a lemezek számításának véges elemes módszereit. A fejezetben megtalálható a módszer mérnöki és matematikai felépítése, számos konvergencia vizsgálat és gyakorlati tanácsok a véges elemes modellezés végrehajtására. Tárgyalja a gyakorlatban sokszor hatékonyan alkalmazható helyettesítő rácsok módszerét is.

A könyv használhatóságát nagymértékben emeli a gondos kiadói munka, a nagyszámú világos ábra és a sok kidolgozott mintapélda.

A könyvet feltétlenül ajánljuk mind a lemezszerkezeteket tanító egyetemi oktatóknak, mind a gyakorló mérnököknek, mind pedig a lemezelméleti problémákkal küzdő kutatóknak.

*Kollár László*



## MEGÜNNEPELTÜK DR. DALMY DÉNES 65. SZÜLETÉSNAPOJÁT



**Dalmy Dénes** 1939. március 22-én született Debrecenben. Barátai, munkatársai köszöntötték a jubiláris évfordulón. Örömmel csatlakozik ehhez tavaszi számával folyóiratunk a VASBETONÉPÍTÉS.

Az ünnepelt 1962-ben szerzett mérnöki oklevelet az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetemen.

Szakmai munkáját a Közlekedési Építő Vállalatnál kezdte mint beosztott mérnök, majd építésvezetőként dolgozott vidéki és fővárosi mélyépítési munkákon. 1964-ben választotta munkatársává Bölcskei Elemér professzor, s tanársegéd lett az ÉKME, ill. BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, ahol 1971-től volt egyetemi adjunktus. A műszaki doktori címet 1973-ban szerezte meg. Ennek révén bizonyította gyakorlati fontosságú probléma tudományos értékű, elméleti és kísérleti úton való megoldásához való kiváló érzékét és felkészültségét.

Egyetemi munkája mellett, másodállásban dolgozott a 70-es években az FTV-nél mint statikus ellenőr, majd a TESCO kiküldetésében két évig egy iraki magasépítési tervező irodában. 1991 óta a Pannon-Freyssinet Kft. Ügyvezető igazgatója, az egyetemen 2003-tól nyugdíjasként dolgozik tovább.

A tanszék oktató tevékenységének szinte valamennyi területén közreműködött, mint gyakorlatvezető, tárgyfelelős, majd mint önálló előadó a hidépítés tárgykörében. E tantárgyat az angol nyelvű képzésben is előadta. Részt vett a szakmérnök-képzésben és a továbbképző intézet munkájában. Számos hallgató diplomamunkájának konzulense volt, sok kimagasló eredménnyel, s ugyanezt mondhatjuk el tudományos diákköri vezető tevékenységéről.

Dr. Dalmy Dénes sikeres oktatói tevékenységének titkát tulajdonképpen nagyon egyszerű feltárni. Ő kiváló tehetséggel megáldott rendkívül jó mérnök, s ezt a jó mérnökséget – ami a

legfontosabb a műszaki felsőoktatásban – szívesen adja át a fiataloknak.

Tervezői, kivitelezési munkáit nehéz e helyen felsorolni. Legyen szabad néhány példát említeni. Több tucat hídszerkezet erősítése készült el az általa bevezetett eljárással, tucatnyi körszimmetrikus szerkezetet is megfeszített. Az elsők között alkalmazott öntömörödő betont mélyépítési műtárgyaknál. Elsőként alkalmazott hazánkban zsírozott, műanyag hüvelyes pászmákat Rába-hidak rekonstrukciójánál. Bevezette a hálós homloklappal készülő talajtámfalat. Folytathatnánk sokáig a felsorolást, tetézzve nagyszámú tervezői munkáival.

Tudományos tevékenysége is az alkotó, építő munkát szolgálta. Több mint 30, hazai és nemzetközi szaklapban, tudományos közleményben napvilágot látott dolgozata zömben valamilyen élő szakmai probléma megoldását nyújtja. Ugyanezt mondhatjuk magyar és külföldi fórumokon tartott előadásairól.

A szakmai közéletben is kamatoztatta magas szintű felkészültségét. A Mérnöki Kamara oktatási bizottságában, az Országos Idegen nyelvű Oktatási Tanácsban, a Közúti Hídszabályzat Bizottságban – a vasbeton és feszített vasbeton albizottság elnökeként is – a Lágymányosi híd esztétikai bizottságában, a Galvani úti Duna-híd pályázati bíráló bizottságban, az ÉVOSZ elnökségében és másutt is a hazai építés fejlesztéséért munkálkodott. Sokszorosan megérdemelte a számára juttatott több erkölcsi elismerést.

Számunkra, a *fib*=CEB+FIP Magyar Tagozata számára megtisztelő és örömteli, hogy dr. Dalmy Dénes együtt dolgozik velünk, részt vesz bizottsági munkában, segíti a magyar szakembereket a nemzetközi eredmények megismerésében, s a magyar építőipar és tudomány jó hírét kelti a világban.

Szívből kívánjuk, hogy kedves kollégánk, jó barátunk nagyon sokáig, kitűnő erőben vegyen részt az építőmunkában, a mérnöki tudás fejlesztésében és átadásában s a szakmai közéletben.

T. G.

## TAMÁS LÁSZLÓT KÖSZÖNTJÜK 75. SZÜLETÉSNAPOJÁN



**Tamás László** 1929. június 12-én született. A debreceni iskolaévek után a BME Mérnöki Karán folytatta tanulmányait, 1951-ben nyerte el oklevelét. Szakmai munkáját a honvédségnél kezdte, mint tervező mérnök, 1957-től 1960-ig a Víz- és Csatornaépítő Vállalat tervező mérnöke volt. 1956-ban hosszú évtizedekre jegyezte el magát a

vasbeton előregyártással. A Beton- és Vasbetonipari Műveknél megkezdett munkájával párhuzamosan tovább képezte magát, az ÉKMÉ-n 1964-ben vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet szerzett. A BVM-nél felfelé ívelő pályája során megoldott műszaki feladatait nehéz lenne e helyen felsorolni. Méltán töltött be főmérnöki állástól a művek mb. vezérigazgatói tisztségéig terjedő funkciókat. Tevékenységét a BVM országos és határainkon túli sikerei mutatják, hiszen rengeteg vállalati eredmény fűződött nevéhez.

1992-től a Magyar Építőanyagipari Szövetség ügyvezető főtitkáraként kamatoztatta gazdag szakmai ismereteit.

Innovációi közül legyen szabad csak néhányat említeni: teherhordó álló falpaneles szerkezet, zajvédő vonalas létesítmények s a zajárnyékoló fal továbbfejlesztése. Közművezetékbe telepített informatikai kábelek.

Tamás László szakmai munkájának értéke irodalmi tevékenységéből is kitűnik. A BVM-nél töltött éve idején több mint 20 tanulmánya jelent meg hazai és nemzetközi kiadvá-

nyokban, folyóiratokban. Jelentősek azok a közlemények, amelyek a FIP MT égisze alatt láttak napvilágot, így a FIP Notes hasábjain is. Az 1990-es évek végén, a 2000-es évek elején a „Beton Évkönyv” kezdeményezője s több fejezet szerzője, ill. társszerzője, irt egy fejezetet a „Fémszerkezeti Évkönyv” számára is, s ő szerkesztette az „Ipari padlók kézikönyve” c. kötetet.

Sorolhatnánk tovább Tamás László szakmai érdemeit, itt csak annyit jegyezhetünk meg, hogy sokoldalú mérnöki munkájáért méltán tüntették ki Alpár-éremmel.

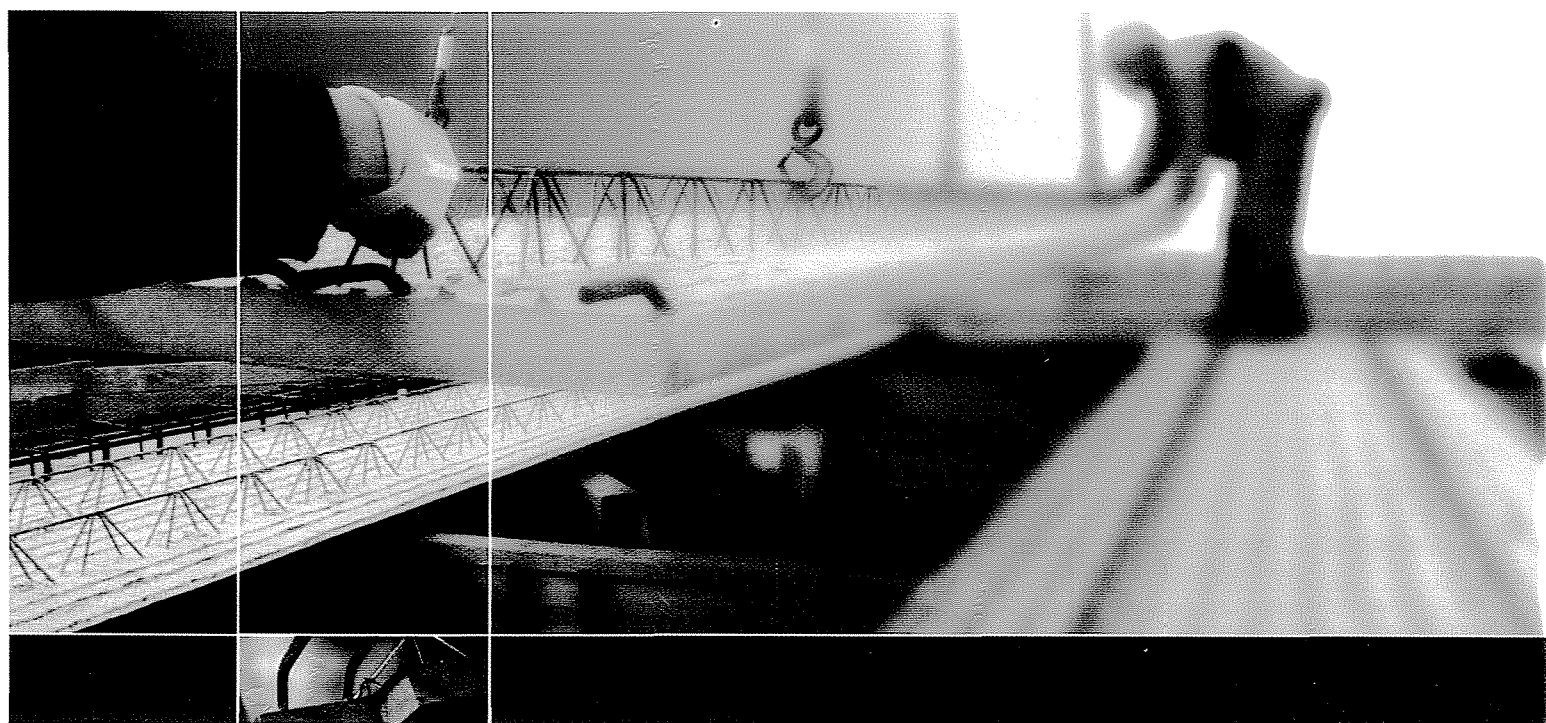
Szakmai társadalmi tevékenysége is kimagasló értékű. Hasznos munkát végzett mint a Gazdálkodási Tudományos Társaság elnökségi tagja, az ÉTE Előregyártási Szakosztálya vezetőségi tagja. A FIP Magyar Tagozatában hosszú időn át dolgozott. Ennek csúcsa lett, hogy ő volt a FIP MT elnöke 1991-től 1994-ig. Erre az időszakra esett a magyar tagozat addigi legnagyobb feladata az 1992. évi budapesti szimpózium előkészítése és megrendezése. Érdemeiért a tagság a FIP MT örökös tiszteletbeli elnökévé választotta.

Tamás Lászlót, a kimagasló felkészültségű szakembert, a példás vállalati vezetőt, a mindig segítőkész kollégát, a jó barátot tisztelettel és szeretettel köszönti jubiláris születésnapján a *fib* MT vezetősége és tagsága azzal a kívánsággal, hogy sokáig, jó egészségben segítse a magyar építőipar fejlődését.

T. G.

## Profipanel Födémrendszer

### MEGOLDÁS MAGAS SZINTEN



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

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

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



## Bizalom, biztonság, minőség Az ÉMI-TÜV Bayern csapata

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

Vizsgálat, tanúsítás, személyre szabott szaktanácsadás és szakértői tevékenység az alábbi területeken:

- Felvonók, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Megfelelőség értékelés és CE jel
- Építő-, emelő- és anyagmozgatógépek
- Minőségirányítási, Környezetközpontú Irányítási Rendszerek TÜV CERT, TÜV MS és MRTI tanúsítása (TGA és NAT akkreditáció alapján) Kórházi ellátási standardok (KES) Munka Egészségügyi és Biztonságtechnikai Rendszerek (MEBIR) Élelmiszerbiztonság (HACCP) Integrált vállalati rendszerek
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztőüzemek
- Magas- és mélyépítőipari létesítmények tartószerkezetei, épület- és szakipari szerkezetek
- Szórakoztatóipari és szabadidőberendezések
- Játszóterei eszközök

### ÉMI - TÜV Bayern

Központ:

H-2000 Szentendre

Dózsa György út 26.

Tel.: (+36) 26-501-120

Fax: (+36) 26-501-150

igazgatosag@emi-tuv.hu

www.emi-tuv.hu

www.tuevs.de

Budapesti iroda:

1043 Budapest

Dugonics u. 11.

Tel.: (+36) 1-399-3600

Fax: (+36) 1-399-3603

gmadaras@emi-tuv.hu

**CEOC**

