

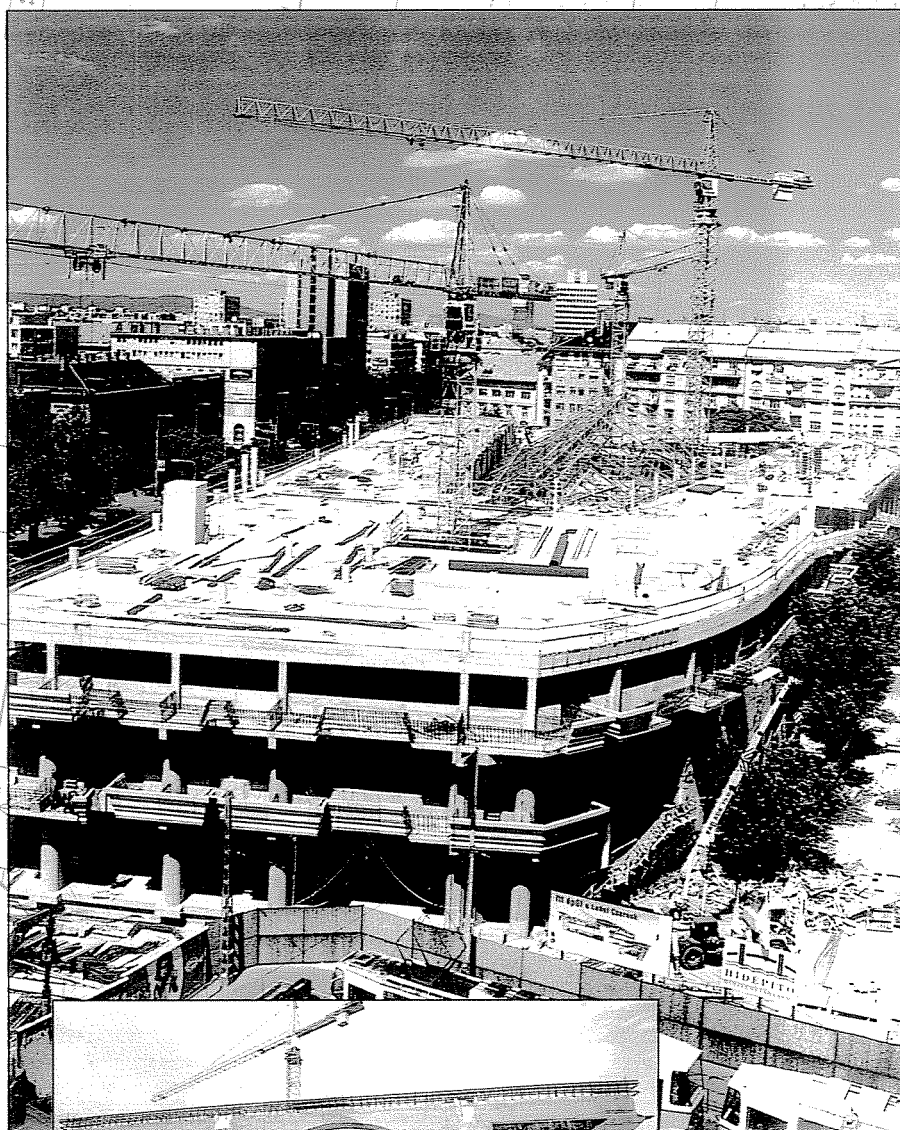
# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



9 771419 644000 01004



Dr. Korda János

**Megszűnik a tervezési szabványok kötelező jellege**

98

Borosnyói Adorján

– Dr. Balázs L. György

**Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídepítésben**

100

Dr. Németh Ferenc

**Vasbeton lemezek acélbetéeteinek optimális méretezése, és az Euro-code szerinti méretezés összehasonlítása**

107

Várkonyi Péter

**Hajlított tartók egyszerűsített merevségi vizsgálata**

115

Dr. Balázs L. György

– Dr. Tassi Géza

**Beszámoló a fib 2001. évi berlini szimpóziumáról**

119

**A Korányi Imre-díj odaítélésének szabályzata**

122

**Személyi hírek**

123

# 2001/4

III. ÉVFOLYAM 4. SZÁM

**Tevékenységi kör:**

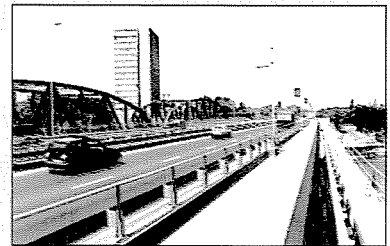
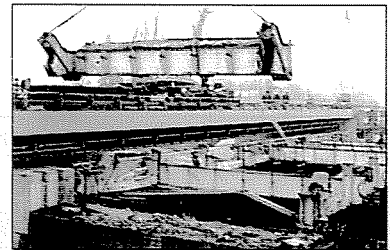
- Tervezés, komplex beruházás előkészítés a mélyépítés valamennyi szakágában
- Fejlesztési koncepciók – megvalósíthatósági elemzések-tanulmányok
- Engedélyezési – tender – és építési tervek, felújítási, fenntartási munkák
- Az építési folyamat irányítása, organizációja, ellenőrzése

**Híd- és szerkezettervező iroda vezetője:  
Horváth Adrián T.: 345-9521***Híd- és szerkezettervező iroda szakterületei:*

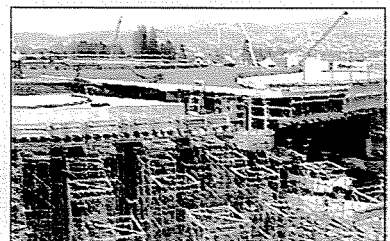
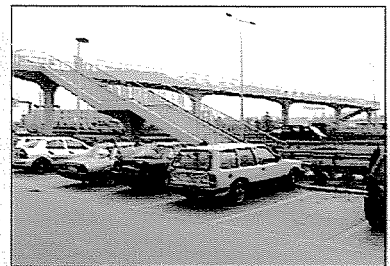
- Hídtervezés: vasbeton, acél, acélbeton, öszvér, fa, fémszerkezetek
- Hídfelújítás-tervezés különböző technológiákra
- Hídvizsgálat
- Tartószerkezetek, csarnokok
- Különleges alapozások
- Antenna tartószerkezetek



- Alagút
- Gazdasági vizsgálatok
- Költségbecslések
- Value Engineering
- Medencék tervezése



- Pince megerősítés
- Támfalak tervezése
- Támfalak vizsgálata, megerősítése



**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 Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

**Lektorai testület:**

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Andre

Dr. Garay Lajos

Dr. Kármán Tamás

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más  
kollégák is felkérést kapnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

**Szerkesztőség:**

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, 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: Damokos Ádám

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: 100 000 Ft.

belső borító: 80 000 Ft.

A hirdetések felelőse:

Telekiné Királyföldi Antónia

Tel.: 311-7677, Fax: 331-9917

**Cimlapfotó:**

Az épülő Lehel téri piac, Budapest

Készítette: Csécsai Pál

## TARTALOMJEGYZÉK

**98** Dr. Korda János

### **Megszűnik a tervezési szabványok kötelező jellege**

**100** Borosnyói Adorján – Dr. Balázs L. György

### **Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídépítésben**

**107** Dr. Németh Ferenc

### **Vasbeton lemezek acélbetéeteinek optimális méretezése, és az Eurocode szerinti méretezés összehasonlítása**

**115** Várkonyi Péter

### **Hajlított tartók egyszerűsített merevségi vizsgálata**

**119** Dr. Balázs L. György – Dr. Tassi Géza

### **Beszámoló a *fib* 2001. évi berlini szimpóziumáról**

**121** Műszaki rövidhírek

**122** A Korányi Imre-díj odaítélésének  
szabályzata

**123** Személyi hírek

**Dr. Béres Lajos 65 éves**

**Dr. Imre Lajos 65 éves**

**124** Előfizetési lap a 2002. évre

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,

ÉMI Kht., Hidépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar Scetauroute

Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.,

Pont-Terv Rt., Uvaterv Rt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., Peristyl Kft.,

Techno-Wato Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft.,

Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union Plan Kft.,

BME Hidak és szerkezetek Tanszéke,

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke

# MEGSZÚNIK A TERVEZÉSI SZABVÁNYOK KÖTELEZŐ JELLEGE<sup>\*)</sup>



A 96/1999. (XI.5.) FVM rendelet 2001. december 31-ig tette kötelező jellegűvé az MSZ 15000 sorozatba tartozó alapozás-tervezési és az MSZ 15020 sorozatba tartozó építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanú tervezése tárgyú szabványokat.

Az egyes nemzeti szabványok kötelező alkalmazását elrendelő jogszabályok hatályon kívül helyezéséről szóló 56/2001. (IX.5) FVM rendelet az FVM hatáskörébe tartozó szabványok kötelező jellegét 2002. január 1-től „végleg” megszünteti. Ez az intézkedés az FVM hatáskörébe tartozó tartószerkezet-tervezési szabványok mellett az összes többi FVM-illetékességű (felvonó létesítési, kémény, légtechnikai, hőtechnikai) építménytervezésre vonatkozó szabványra is vonatkozik. A 2002-ben kiadott (dokumentált) tervek vonatkozóan már nem kötelező jellegűek ezek a szabványok.

Nem a felsorolt szabványok szűntek meg, hanem az alkalmazásuk kötelező jellege. Jogunk van továbbra is az MSZ-ek szerint tervezni, ha (a tervezési szerződésben) ebben állapodtunk meg. Jogunk van azonban másként megállapodni, például az Eurocode-okat vagy a DIN-t alkalmazni. *Magánjogi megállapodás tárgyává vált, hogy a tervezésnél valamelyik szabvány előírásait vesszük-e alapul, és hogy melyikét.*

Az erőtanú tervezésre vonatkozóan MSZ ENV jelzettel, párhuzamosan élő előírásként léteznek az eddig kötelező MSZ-ekkel átfedőben lévő ún. Eurocode előírások. Vannak, akik az Eurocode előírásokat korszerűbbnek tartják az MSZ-nél. Egyes – főleg külföldi – megbízók ragaszkodnak az általuk meghatározott előírás, gyakran nem az MSZ szerinti tervezéshez. Aki az eddigiekben az Eurocode vagy más külföldi előírás alapján tervezett, annak kötelező volt párhuzamosan az MSZ szerinti igazolást is elvégezni; ez a kötelezettség és a velejáró többletmunka az MSZ kötelező jellegének eltörlésével megszűnik.

## Továbbra is előírt követelmények

Az épített környezet alakításáról és védelméről szóló 1997. évi LXXVIII. Törvény 33. § (1) bekezdés szerint:

„A tervező felelős

- az építészeti-műszaki tervezésre vonatkozó minőségi, biztonsági és szakmai szabályok, építési előírások betartásáért, továbbá
- az általa készített építészeti-műszaki tervek szakszerűségéért.

A követelményeket taglalja az országos településrendezési és építési követelményekről szóló 253/1997. (XII.20.) Korm. rendelet (OTÉK). Például az állékonyság, mechanikai szilárdság követelményeit az OTÉK 51.§-a valamennyire részletezi. Ez nem ad azonban olyan meghatározott szabályokat (például a födékek terheire számszerű követelményeket), mint a fent említett szabványok.

A törvény előírja a „biztonsági és szakmai szabályok” betartását, függetlenül attól, hogy ezek a szabályok kötelező szabványban, vagy máshol találhatóak.

## Nőtt a tervezői szabadság, de a felelősség is

A tervezés alapjául szolgáló követelményekben a tervező és megbízója (a tervezési szerződésben) állapodnak meg. A tervező megegyezhet a megbízóval, hogy valamelyik elfogadott szabvány-rendszer (pl. MSZ vagy Eurocode vagy DIN) szerint tervez; ezt részletezze a szerződés és a tervdokumentáció. Utóbbiban azt is írja elő a tervező, hogy a kivitelezőtől mely szabványok alkalmazását kívánja meg, pl. az anyagminőségek igazolásához.

Szakszerűtlen az összefüggő előírások vegyes alkalmazása; pl. ha az erőtanú tervezést az Eurocode szerint végzik, az anyagminőségekre is ugyanezt a szabványrendszert kell alkalmazni.

A tervezőnek elvben joga van a szabványelőírásoktól eltérő, általa szakszerűnek ítélt tervek készítésére, de ennek minden felelőssége őt terheli. A tervezésre jogilag eredményköteles vállalkozott. Elvárható, hogy a szabványtól való eltérés jogosságát szakvéleményben igazolja.

A tervezési szabványok elfogadott szakmai szabályoknak tekinthetők. Ha a megépített létesítmény jogosan kifogásolható, de a tervező igazolhatóan betartotta a szabvány előírásait, jó eséllyel védhető, hogy vita esetén nem az ő, hanem valaki más hibájából keletkezett a kár, számíthat a Magyar Mérnöki Kamara szakmai-erkölcsi támogatására is. Ha a tervező a „saját műszaki gyakorlata”, de nem valamely elfogadott szabványelőírás szerint tervezett, a védekezése gyengébb lábon áll. Ha a „magyar szabványokhoz” képest csökkentett követelményszintre tervezett, nagy az esélye, hogy elmarasztalják. Tapasztalat, hogy a perben kirendelt igazságügyi szakértők és a bírók is lehetőleg valamely szabvány előírását tekintik az „igazság mércéjének”, ha a vitatott kérdésben van szabványelőírás.

## Jogszabály-módosítás várható

Felhívtuk az illetékes jogalkotók figyelmét arra, hogy a szabványok kötelező jellegének megszüntetése milyen kockázatokkal jár.

A jogalkotóktól kapott szóbeli tájékoztatás szerint a szabványok kötelező jellegének megszüntetése miatt módosítani fogják egyes jogszabályainkat.

Várhatóan szabványosságai nyilatkozatot vagy helyette a szabványoktól való tervezői eltérések elfogadható és indokolt voltát igazoló szakvéleményt kell majd csatolni az engedélyezési tervhez. Az engedélyezés során a hatóság ezt is elbírálja. Ez a „fék” fogja a szükséges „szabadság” és ezzel egyidejű „korlátozás” közötti egyensúlyt megteremteni. Elvárjuk, hogy az eljáró hatóság a szabványosságai „felmentés” elbírálásához felkészült szakemberekre támaszkodjék.

## Kamarai állásfoglalás a probléma etikai kezelésére az átmeneti helyzetben

Az építmény kiviteli költségében „megtakarítást” lehet elérni az építményre vonatkozó követelményszintek csökkentésével. Kifogásolható, ha a biztonságot, egészséget, környezetet veszélyeztető módon takarékoskodnak. Félt, hogy egyes tervezők, piaci

<sup>\*)</sup> A cikk kapcsolódik a szerzőnek a Mérnök Újság 2001. októberi száma 14. oldalán megjelent közleményéhez.

versenyelőnyük érdekében, a konkurens tervéhez képest – a szabványhoz igazodónál nagyobb kockázatvállalás árán – olcsóbban megépíthető épület tervezését ígérik. A szabványok kötelező jellegének eltörlése, és helyette más „fék” jogszabályba foglалásának átmeneti hiánya megteremti ennek a „nem-kívánatos, tisztességtelen versenynek” a lehetőségét. A Kamara feladatai közé tartozik a tisztességtelen verseny etikai szankcionálása. Ennek érdekében adta ki a Mérnöki Kamara Elnöksége az MMK 36/2001. számú Elnökségi Határozatát.

Ehhez az MMK Tartószerkezeti Tagozata (TT) a tartószerkezeti szakterületre vonatkozó kérdésekben kiegészítő közleményt fog a Mérnök Újságban megjelentetni. Lényeges, hogy osztott biztonsági tényező módszer szerinti erőtani igazoláshoz a meteorológiai terhek alapértékét az MSZ szerint vegyék számításba, a hasznos terhek alapértéke ne legyen kisebb az MSZ-ben meghatározottnál, a biztonsági tényezők az alkalmazott előírás szerintiek legyenek. Kérdésekkel a TT Tartószerkezeti Tanácsához lehet fordulni, levélcím: Hernád Attila, 1126 Budapest, Márvány u. 25.

Budapest, 2001. október 19.

*Dr. Korda János  
a Magyar Mérnöki Kamara alelnöke*

#### **Az MMK 36/2001. számú Elnökségi Határozata:**

*A Magyar Mérnöki Kamara minden olyan szakmai kérdésben, amiben elfogadott szabvány (pl. MSZ, Eurocode, DIN stb.) intézkedik, szakmai szabálynak, a jogszabályokban előírt szakszerűség mércéjének a tervező által a tervben meghatározott szabványt tekinti. A tervezés alapjául szolgáló szabványokat a tervezési szerződésben ajánlatos rögzíteni.*

*Szakmailag összefüggő kérdésekben a szabványok azonos forrású rendszerét kell alkalmazni (pl. nem keverhető összefüggő kérdésekben az MSZ és az Eurocode alkalmazása).*

*Azokban a kérdésekben, amelyekben 2001-ben kötelező jellegű MSZ előírás volt hatályban, a fentieket figyelembe kell venni ahhoz, hogy az MMK Etikai-fegyelmi Szabályzata 1. § előírását ne sértsék meg.*

#### **Idézet az MMK Etikai-fegyelmi Szabályzatából:**

*1. § A mérnök*

*(b) csak olyan műszaki dokumentációt adhat ki, vagy hagyhat jóvá, amely az érvényben lévő szabályozásokkal összhangban van és az emberek egészsége, tulajdona és jóléte szempontjából kellően biztonságos.*

# ÚJ SZERKEZETI ANYAGOK A VASBETON HÍDÉPÍTÉSBN



Borosnyói Adorján – Dr. Balázs L. György

*A tartósság növelése és az egyre nagyobb fesztávolságok áthidalása folyamatos kihívást jelent a hídépítésben alkalmazott anyagok fejlesztésében. Jelen cikk célja, hogy áttekintést nyújtson a vasbeton hídépítésben alkalmazott új szerkezeti anyagokról és azok alkalmazásairól. Az önsúly csökkentésére könnyűbetont alkalmazhatunk, míg a nagy teljesítőképességű beton alkalmazása optimális keresztmetszet és szerkezeti viselkedés elérését segítheti. Szálerősítésű polimerek (amelyek esetén az elektrolitikus korrózió kizárt) használhatók fel bebetonozott betétként vagy utólagos megerősítésként. Száloptikai érzékelők lehetővé tehetik a szerkezetek folyamatos megfigyelését.*

**Kulcsszavak:** könnyűbeton, nagy teljesítőképességű beton, nagy szilárdságú beton, szálerősítésű beton, szálerősítésű polimer (FRP), monitoring

## 1. BEVEZETÉS

A hídépítés csaknem egyidős magával az emberi civilizációval. Mióta utak épülnek, azóta él a folyamatos igény a hidak építésére is. A hídépítés évszázadokon keresztül csak az elődök gyakorlati tapasztalataira támaszkodott, csupán az elmúlt évszázadokban vált tudatos mérnöki tevékenységgé. A mechanika és a szerkezeti anyagok fejlődésével párhuzamosan új számítási eljárások, szerkezeti rendszerek és szerkezeti megoldások fejlődtek ki. Napjainkban ez a fejlődés robbanásszerűen folytatódik.

A hídépítés hajnalán a hidak azokból az anyagokból épültek, melyek könnyen elérhetők voltak az ember számára: fából, nádból, indából, később természetes és megmunkált kőből majd téglából. Az ipari forradalmat követően, a fémek nagyipari megmunkálásának beindulásával a hídépítés ugrásszerűen fejlődött: a XVIII. század végén az öntöttvas és kovácsoltvas hidak, a XIX. század elején az acélhidak, a XIX. század végén a vasbeton hidak, a XX. század első felében a feszített vasbeton hidak jelentek meg.

A hidak – mint a legtöbb mérnöki létesítmény – nem csak a környezeti hatásoknak vannak kitéve, hanem az ipar fejlődésének (ezen belül a közlekedési módok fejlődésének és a járművek kerékterhei növekedésének), a gazdasági és esztétikai igények változásának, sőt esetenként politikai céloknak is. Ez a sokféle követelmény megköveteli a hidak szerkezeti rendszerének, anyagának, teherbírásának és megjelenésének folyamatos változását. Mi több, az állandó kihívás a természet meghódítására egyre nagyobb és nagyobb támaszközü hidak megálmodására, megtervezésére és felépítésére ösztönzi az embert, azon belül is elsősorban a mérnököt.

Mindenki, aki alkotó tevékenységet (nem szigorúan csak mérnöki tevékenységet értve ezen) folytat arra vágyik, hogy valami újat és maradandót hozzon létre. Ez utóbbi elvárás a hidak esetén igen jelentős, hiszen a hidak többsége létfontosságú eleme a gazdaságnak (ezen szerepükből kifolyólag a hidak gyakran áldozatul esnek a háborúknak). Mérnöki szempontból fontosabbak (és a tervezés során is figyelembe vehetők) azok a természeti erők, melyek a hidakat igénybe veszik élettartamuk során. Az önsúlyból és a forgalomból származó terheken kívül szélviharok, árvizek, földrengések vagy szél-

sőséges hőmérséklet-ingadozások érhetik a híd szerkezeteket, amelyek csak a legjobban kiválasztott szerkezeti anyagokkal vehetők fel.

A híd szerkezetek tartósságának kérdése csak a XX. század második felében került előtérbe, az 1960-as évek előtt úgy gondolták, hogy a beton-, vasbeton szerkezetek élettartama korlátlan lesz. Az ipari légszennyezés fokozódásával és a téli jégmentesítő sózás bevezetésével egyre több tartóssági probléma jelentkezett a közúti vasbeton és feszített vasbeton szerkezeteken annak ellenére, hogy mára az ipari szennyezőanyag-kibocsátást jelentősen visszaszorítják. Napjainkban sem várható a tartóssági problémák számának csökkenése, hiszen igen sok olyan hidunk van, amely a tartóssági problémák jelentkezése előtti időszakban épült és ezért most közelítheti meg tartóssági szempontból élettartama határát.

Jelen cikkben megpróbáljuk röviden összefoglalni azokat a legfrissebb fejlesztési irányokat, amelyek a vasbeton hídépítés szerkezeti anyagait jellemzik, s amely anyagok alkalmazása a jövőben egyre nagyobb mennyiségben várható. Ezzel nem csupán tájékoztatást szeretnénk adni, hanem ösztönöznünk is ezen anyagok célszerű felhasználását.

## 2. BETONOK ÚJ GENERÁCIÓJA

A normál betont legegyszerűbben úgy definiálhatjuk, mint homokos kavicsból vagy zúzott kőből készült cementkötésű, mesterséges kő, melynek testsűrűsége nem kisebb, mint 2000 kg/m<sup>3</sup> és nem nagyobb, mint 2700 kg/m<sup>3</sup>. E szűknek tűnő fogalmat a betontechnológia napjainkban kiszélesíti új adalékanyagok és nagy hatékonyságú adalékszerek alkalmazásával, szilikapor és szórt acél vagy műanyag szálak adagolásával, új technológiák kifejlesztésével vagy éppen a nem korrodáló betétek alkalmazása révén. Nagy teljesítőképességű betonok (*angolul High Performance Concrete = HPC*) készítésekor a beton egyes tulajdonságait igyekszünk optimalizálni. Ezen tulajdonságok közül a nagyobb szilárdságról vagyis a nagy szilárdságú beton (*angolul High Strength Concrete = HSC*) alkalmazásáról teszünk részletesen említést. Megjelentek a hídépítésben a teherhordó könnyűbetonok (*angolul Lightweight Aggregate Concrete = LWAC*) és a szálerősítésű betonok (*angolul Fiber Reinforced Concrete = FRC*). Próbálkoz-

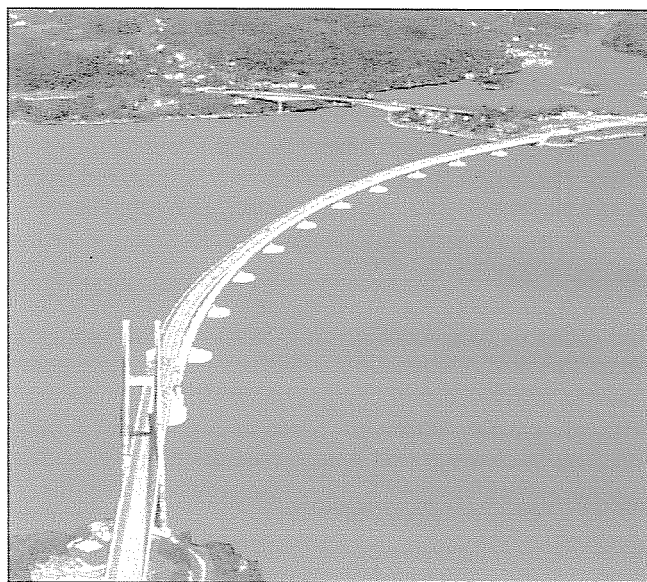
tak a korrodáló acélbetétek helyettesítésére nem acél anyagú betétekkel (*angolul Fiber Reinforced Polymer = FRP*). Ezen anyagok alkalmazása az esetek egy részében kizárólagos a hagyományos anyagokkal szemben (pl. nagy fesztávok), míg más esetekben ugyan nagyobb építési költséget eredményeznek, mint a hagyományos anyagok, viszont a teljes élettartam költség (*angolul Life Cycle Costs = LCC*) vizsgálatával gazdaságosságuk biztosítható (pl. nagyobb tartósság).

## 2.1 Könnyűbeton (LWAC) alkalmazása a hídépítésben

Mivel nagyobb nyílásoknál a híd szerkezetek igénybevételeinek döntő többsége az önsúlyból adódik, nyilvánvaló az igény a minél kisebb testsűrűségű építőanyag iránt. Teherhordó könnyűbetonok alkalmazása mérnöki létesítményekben egyáltalán nem új keletű (lássuk például a római Pantheon kupoláját Kr. e. 120-ból, vagy a chicagói Marina City Towers földemezeit 1962-ből), a hídépítésben azonban csak az elmúlt mintegy 15 évben jelent meg (a könnyűbeton kifejezést tulajdonképpen a könnyű adalékanyaggal készülő beton rövidítéseként használjuk, ezért szerepel a könnyűbetonok szilárdsági jelében LC rövidítés az LWAC helyett).

Norvégia vezető szerepet tölt be a könnyűbetonok hidakban (és más szerkezetekben: pl. köolaj fűrotornyok) történő alkalmazásának területén: mindeddig több mint 11 olyan híd épült Norvégiában, melynek valamely teherhordó szerkezeti eleme könnyűbetonból készült (*fib*, 2000). Ezek között találunk úszóhidat (pontonhidat), ferdekábeles hidat és szabadbetonozásos technológiával készült hidat is. Az első, kísérleti jelleggel épült könnyűbeton híd az Endresto-híd volt 1987-ben (Rogaland, Norvégia). A 15 m fesztávú lemezhid anyaga LC60 (könnyű adalékanyaggal készült beton 60 N/mm<sup>2</sup> karakterisztikus nyomószilárdsággal). Az alkalmazott könnyű adalékanyag Liapor volt, amely az első a mostanában kifejlesztett nagy szilárdságú könnyű adalékanyagok sorában (Liapor, Leca, Stalite stb.).

A Stolma-híd (Stolmen, Norvégia, *1. ábra*) a világ legnagyobb támaszközü szabadbetonozásos technológiával készült szerkezete, középső nyílása 301 m (Melby, 2000). Teljes hossza 94 + 301 + 72 = 467 m, a felszerkezet magassága 3,5 m a tartóközépen és 15 m a támaszok felett. A középső nyílás 184 m-es szakasza könnyűbetonból készült (LC60) 1931 kg/m<sup>3</sup> testsűrűséggel, míg a többi C65 szilárdsági osztályú normál betonból. A könnyűbeton alkalmazásának szerepe kettős volt: egyrészt csökkentette a támaszokra háruló reakciót (amelynek 90%-a az önsúlyból adódik), másrészt a támaszköz meg-



2. ábra A Nordhordland-híd, Norvégia (*fib*, 2000)

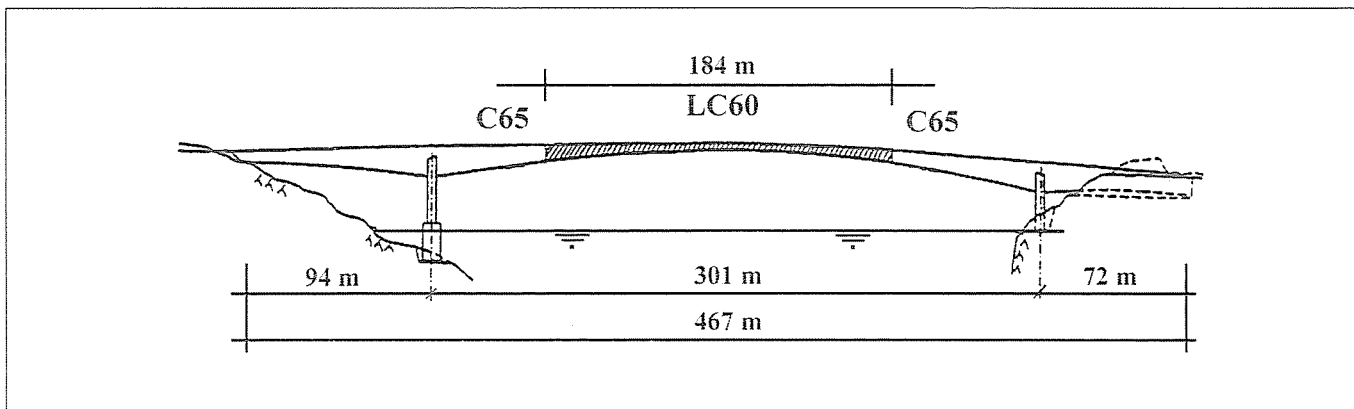
növelésével lehetővé tette a támaszok alapozási munkáinak kivitelezését a sekélyebb szakaszon, ezzel jelentősen csökkentve az alapozási munkák költségét.

A 2. ábrán látható Nordhordland-híd (Bergen, Norvégia) két részből áll: egy 1246 m hosszú úszó (ponton) szakaszból és egy 172 m szabad nyílású ferdekábeles hídból – mindkét szakaszon teherhordó, könnyűbeton felhasználásával (Jakobsen, 2000). A híd úszó szakasza a világ leghosszabb keresztirányban meg nem támasztott hídját képviseli. A 10 darab úszó támasz (ponton) LC55 szilárdsági osztályú könnyűbetonból készült (1881 kg/m<sup>3</sup> testsűrűséggel). Mivel az úszó támaszokra ható, domináns, oldalirányú igénybevétel a hullámból adódik (amely arányos a vízbe merülő térfogattal), ezért az önsúly minimalizálása elsődleges fontosságú volt. A könnyűbeton alkalmazása ráadásul a pontonok végleges méretének csökkenését is eredményezte, ami a hullámból származó erőt tovább csökkentette. A teljes hídszerkezet (úszó + ferdekábeles szakasz) építési költsége 17%-kal kevesebbre adódott, mint ha normál testsűrűségű betonból épült volna.

## 2.2 Nagyszilárdságú betonok alkalmazása a hídépítésben

Amióta a beton megjelent a szerkezeti anyagok között, az általa elérhető nyomószilárdság folyamatosan növekszik. A hídépítésben a nagyszilárdságú beton igen karcsú, nagy fesztáv-

1. ábra A Stolma-híd, Norvégia (Melby, 2000)



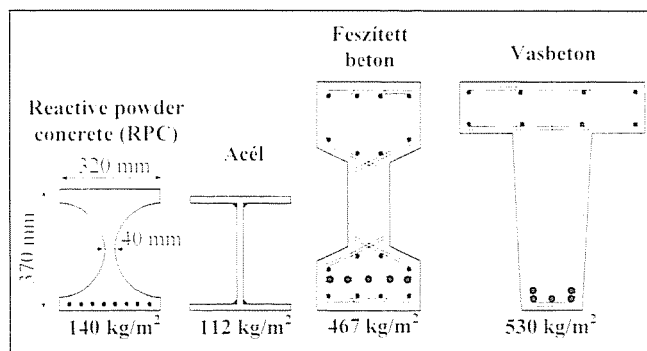
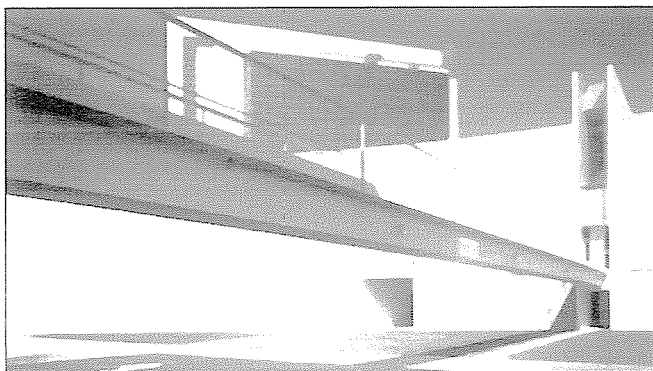
volságú szerkezetek kialakítását, illetve nagy feszítőerő lehorgonyzását teszi lehetővé. A részletesebb tárgyalás előtt mindenképpen fel kell osztanunk a nagyszilárdságú betonokat két alapvetően elkülönülő csoportra: (1) szokványos szemeloszlású adalékanyaggal készülő betonok, 200 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdság alatt (*High Strength Concrete = HSC*), (2) rendkívül kis szemmagyságú, speciális adalékanyaggal készülő betonok 200-800 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdsággal (*Reactive Powder Concrete = RPC*).

Nagyszilárdságú beton (HSC) készítéséhez általában szilikaporra és nagy hatékonyságú folyósító adalékszerekre van szükségünk. A beton nagy szilárdságát a cementkő porozitásának csökkentésével érhetjük el: a víz-cement tényező csökkentése a folyósítók révén és a szilikapor tömítő hatásának kihasználásával. A nagyszilárdságú beton (HSC) alkalmazásának előnyeit a hidépítésben a következőkben foglalhatjuk össze: (1) *megtakarítás az anyagköltségben*; amely a kisebb falvastagsággal készülő szerkezetek kisebb önsúlya révén megtakarítást eredményez a feszített és nem feszített acélbetétek mennyiségében is, (2) *gyorsabb kivitelezés*; amely a beton nagyobb kezdőszilárdságának kihasználásában ill. nagyobb méretű zömökben való betonozásban valósulhat meg, 3) *nagyobb tartósság*; amely a nagyszilárdságú beton kis víz-cement tényezőjének eredménye a kisebb permeabilitás miatt. Az előnyökön túl hátrányként lehet megemlíteni a karcsúbb szerkezetek kedvezőtlenebb rezgési, stabilitási jellemzőit.

A CNT Super Bridge Japánban jó példája a vibráció csillapítására karcsú híd szerkezetek esetén (3. ábra). A kéttámaszú, szekrényes keresztmetszetű feszített vasbeton hidhoz 100 N/mm<sup>2</sup> karakterisztikus nyomószilárdságú betont használtak (Mitsui et al., 1998). A híd támaszköze 40,35 m, szerkezeti magassága 1,02 m, így a támaszköz – szerkezeti magasság arány 40. A felhasznált beton víz-cement tényezője 0,2 volt, amelyet 574 kg/m<sup>3</sup> cement, 101 kg/m<sup>3</sup> szilikapor és 13,5 kg/m<sup>3</sup> akril kopolimer bázisú szuperplasztifikátor adalékszer adagolásával érték el. A beton átlagos nyomószilárdsága 127 N/mm<sup>2</sup> és 134 N/mm<sup>2</sup> volt 28 napos és 91 napos korban. A rendkívül karcsú szerkezet vibrációs hajlamát három szilikon gél csillapító berendezéssel csökkentették, melyek a rezgési energia elnyelésével mind az első, mind pedig a második sajátrezgésalakot csillapítják.

Különleges és egyelőre egyedülálló alkalmazási példaként említhetjük meg a rendkívül nagy szilárdságú Reactive Powder Concrete (RPC) betonok hidépítési alkalmazását. Sherbrookban (Kanada) található egy gyalogos/kerékpáros híd, melynek rácsos tartószerkezete készült 200 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú RPC betonból (CSCE, 2000). Mivel az RPC betonok szilárdsági jellemzői a hagyományos betonok és a szerkezeti acélok között helyezkednek el (nyomószilárdság 200-800 N/mm<sup>2</sup>, húzószilárdság 25-150 N/mm<sup>2</sup>), előállítási költségük azonban

3. ábra A CNT Super Bridge, Japán (Mitsui et al., 1998)



4. ábra RPC beton tartó fajlagos tömegének összehasonlítása hagyományos szerkezeti anyagokéval (Walraven, 1999)

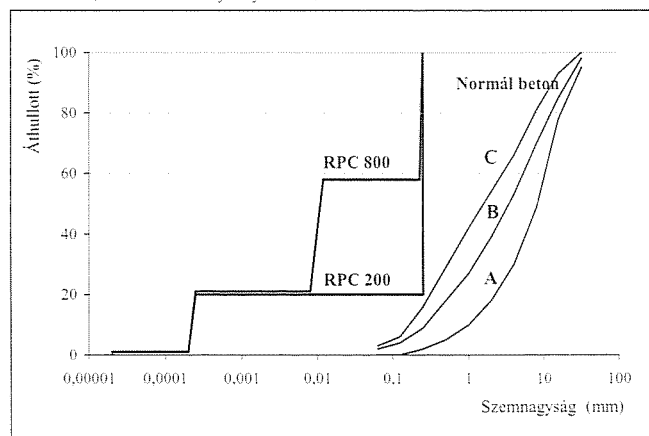
jóval a szerkezeti acéloké alatt van, így gazdaságosan tervezhető lehet belőlük az acélszerkezetekkel versenyképes tartószerkezet. A 4. ábrán láthatjuk azonos teherbírású keresztmetszetek fajlagos tömegét különböző szerkezeti anyagok esetén. Ez a példa is érzékelteti az RPC versenyképességét.

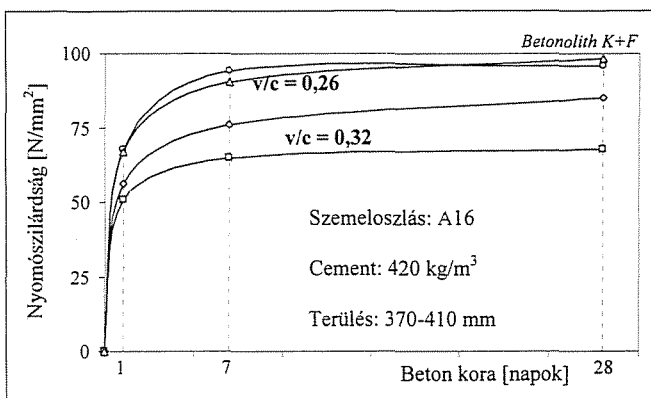
Az RPC betonok nagy szilárdságukat elsősorban nagy tömörségüknek köszönhetik, amely kis  $d_{max}$  (maximális szemmagyság) és alacsony víz-cement tényező mellett érhető el (Richard – Cheyrezy, 1994). Jellegzetes szemeloszlási diagramokat szemléltet az 5. ábra, melyen hagyományos betonokhoz alkalmazott adalékanyagok szemeloszlási diagramjait is feltüntettük. A víz-cement tényező esetenként 0,15 alá is csökkenthető, amely kevesebb, mint a cement kémiai kötéséhez szükséges vízmennyiség. Ezáltal a megszilárdult cementkőben maradnak hidratálatlan cementszemcsék is, amelyek tömítőanyagként működnek. A megfelelő bedolgozhatóság biztosítása érdekében nagy mennyiségű folyósító adalékszer adagolására van szükség, a szilárdulási folyamat pedig nyomás alatti hőerleléssel javítandó. Egy RPC 200 jelű beton receptúráját az alábbiakban adjuk meg Richard és Cheyrezy (1994) kutatásai alapján:

|                                     |                        |
|-------------------------------------|------------------------|
| Portlandcement:                     | 955 kg/m <sup>3</sup>  |
| Víz:                                | 153 kg/m <sup>3</sup>  |
| Adalékanyag ( $d_{max} = 0,25$ mm): | 1051 kg/m <sup>3</sup> |
| Szilikapor:                         | 239 kg/m <sup>3</sup>  |
| Acélszál:                           | 191 kg/m <sup>3</sup>  |
| Folyósítószer:                      | 13 kg/m <sup>3</sup>   |
| Összesen:                           | 2602 kg/m <sup>3</sup> |

Érdemes megemlíteni, hogy nagyszilárdságú betonok *szilikapor nélkül* is készíthetők, megfelelő folyósító adalékszer kiválasztással és adagolással (Erdélyi et al., 2000). Gyorsan szilárduló cementekkel (CEM I 52.5 és 42.5R) és azokkal

5. ábra RPC és normál betonok adalékanyagainak szemeloszlási görbéi (Richard – Cheyrezy, 1994)





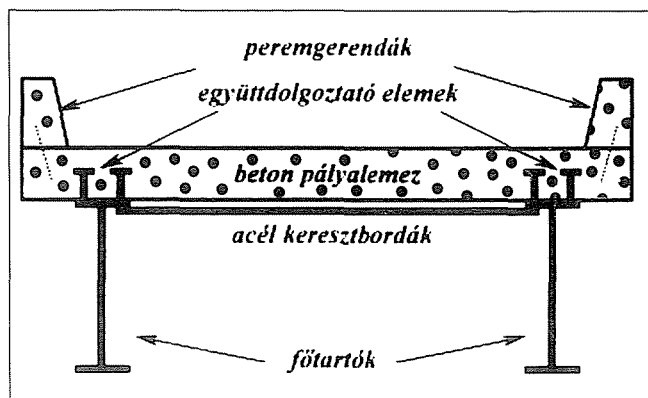
6. ábra „Gyorsbetonok” nyomószilárdságának alakulása (Erdélyi et al., 2000)

hozzáférhető, nagy hatékonyságú, ötödik generációs folyósító adalékszerekkel 50-65 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdság érhető el egy napos korban speciális utókezelés nélkül is (az ehhez tartozó hajlító-húzó szilárdság 5-6 N/mm<sup>2</sup>), míg a 28 napos nyomószilárdság 80-100 N/mm<sup>2</sup> lehet. A víz-cement tényező 0,26-ig csökkenthető mindamelllett, hogy a friss beton területe 370-410 mm, ami a tökéletes bedolgozhatóságot biztosítja. Ezen beton nyomószilárdságának alakulását szemlélteti a 6. ábra.

## 2.3 Szálerősítésű beton (FRC) a hídépítésben

A szálerősítésű beton (FRC) építőmérnöki alkalmazása hazánkban is egyre jobban terjed ipari padlók, betonpadozatok, alaptestek, lőttbeton boltozatok és útépitési műtárgyak munkáinál (Balázs – Polgár, 1999). A szálerősítésű beton legfőbb előnyének a duktilis viselkedést és az energiaelnyelő képességet jelölhetjük meg. Minél nagyobb száladagolást választunk, annál nagyobb a szálerősítésű beton berepedés után maradó húzószilárdsága és energiaelnyelő képessége. Fontosnak tartjuk megjegyezni, hogy a szokványos száltartalmú (maximum 2 térfogat%) száladagolással a beton nyomó-, vagy húzószilárdsága nem növelhető jelentősen. A száladagolás szerepe elsősorban a beton repedéseinek elosztása (így az átlagos repedéstágasság csökkentése), illetve a duktilis viselkedés biztosítása. Szálerősítésű beton alkalmazására a hídépítésben az acélbetét nélkül készülő hídpályalemezek esetén találunk példát (Mufti – Newhook, 1998).

Az acélbetétek nélkül készített pályalemezek alap gondolata az ívhatás kihasználása a lemezben, melyet a jelenlegi tervezési módszerek általában nem vesznek figyelembe (Mufti – Newhook, 1998). Az ívhatás figyelembe vételével az acélbetétek mintegy 20%-a elhagyható, ami már önmagában jelentős költségmegtakarítást eredményez. Az acélbetétek teljes elhagyásával a szerkezet tartóssága javul, hiszen nincs korrózióra hajlamos anyag a szerkezetben. Az ívhatás teljes kihasználása azonban csak akkor lehetséges, ha a hídpályalemez betonjának alakváltozását mind hossz-, mind keresztirányban meggátoljuk (“confinement”). Erre mutat példát a 7. ábra. A hosszirányú alakváltozás megakadályozása legegyszerűbben úgy érhető el, ha a pályalemezt öszvérszerkezetenként együtt-dolgozóvá tesszük a hossztartókkal, ami az ábrán látható módon történhet a gerendák fejlemezzeire hegesztett duzzasztott fejű csapokkal és megfelelő merevségű peremgerendákkal. Természetesen a főtartók nem csak hegesztett acél, hanem előregyártott vasbeton, ill. feszített vasbeton gerendák is lehetnek. A keresztirányú alakváltozás megakadályozását keresztbordák alkalmazásával érhetjük el.



7. ábra Acélbetét nélküli pályalemezzel készülő öszvérhíd keresztmetszete (Mufti – Newhook, 1998)

Az elvárt szerkezeti viselkedés érdekében a módszer szabaddalmazói az alábbi geometriai határértékeket betartását javasolják (Bakht – Mufti, 1998): pályalemez vastagsága 150-200 mm, főtartók távolsága egymástól 2,0-3,5 m, acél keresztbordák távolsága egymástól 1,0-1,3 m. A megfelelő keresztirányú alakváltozás-gátláshoz szükséges keresztborda-keresztmetszet a rugalmassági modulus ismeretében a fenti három paraméter felvételével meghatározható (Bakht – Mufti, 1998). A pályalemez zsugorodási repedéseinek korlátozása érdekében kis rugalmassági modulusú polipropilén szálak adagolása javasolt a betonkeverékhez. További igen fontos követelmény a pályalemezben a negatív nyomatékok kialakulásának elkerülése (nincs vasalás!) ezért kívánatos a pályalemez minél kisebb oldalirányú konzolos túlnyújtása. Folytatólagos felszerkezet esetén a negatív nyomatékok felvétele rozsdamentes vagy nem acél anyagú betétekkel javasolható (Bakht – Mufti, 1998).

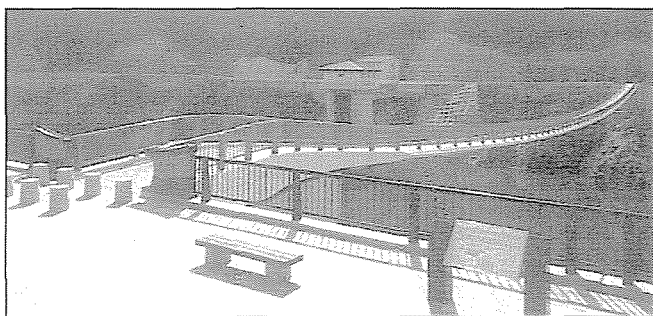
## 3. SZÁLERŐSÍTÉSŰ POLIMEREK ALKALMAZÁSI LEHETŐSÉGEI

### 3.1 Szálerősítésű polimer (FRP) betétek

A korrózió elkerülésének elméletileg leglogikusabb módja a korrózióra hajlamos anyagok beépítésének mellőzése. Ezt az elvet alapul véve ígéretes megoldást vetít előre a korrózióálló, nem acél anyagú (FRP) betétek, ill. feszítőbetétek használata a hagyományos acélbetétek, ill. feszítőbetétek helyett. Ezen anyagok jellemzőit és hídszerkezetekben történő alkalmazásukat a VASBETONÉPÍTÉS 2000/2 (Balázs – Borosnyói, 2000a) számában részletesen bemutattuk, ezért az ott leírtakat ismertnek tekintjük és azokhoz csak néhány kiegészítő megjegyzést teszünk.

8. ábra Feszítettbeton szalaghíd bennmaradó zsáladóelemei (Tokyo Rope, 1993)





9. ábra A Yumetsuri szalaghíd, Japán (Hata, 1998)

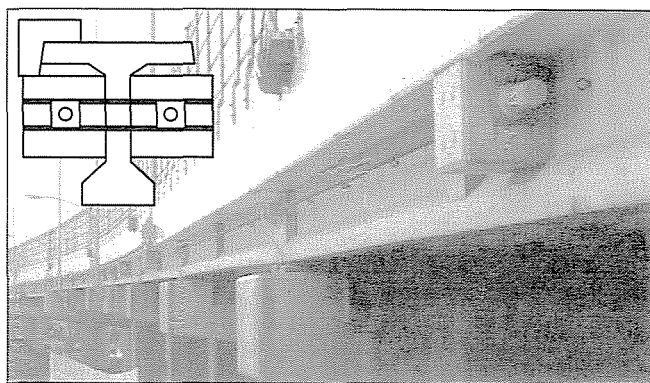
A nagy húzószilárdságú, de emellett kis önsúlyú (az acélénak mintegy negyede-ötöde) (Balázs – Borosnyói, 2000b) szál-erősítésű polimer betétek kiválóan alkalmasak az esztétikailag rendkívül kedvező megjelenésű szalaghidak építésére is. A szalaghidak előregyártott, bennmaradó zsaluzattal készülő utófeszített csúszókábeles hídszerkezetek, melyek gazdaságosan, állványzat nélkül építhetők. Az építés során először a szerelőkábeleket feszítik ki, melyekre felfüggesztik az előregyártott paneleket (8. ábra). Az iránybeállítás és összebetonozást követően befűzik a csúszókábeleket és a megfeszítés alatt folyamatosan figyelik a szerkezet belógását. A 9. ábrán láthatjuk a 147,6 m támaszközi Yumetsuri-hídat (Hattabara víztározó, Japán), amely a világ leghosszabb feszített szalaghídja – a középponti belógás és a támaszköz aránya 1:42 (Hata, 1998).

## 3.2 Utólagos megerősítés szálerősítésű anyagokkal

Hidak megerősítésére lehet szükség, ha a terhek növekedése, túlterhelés vagy baleset során a szerkezet teherbírása elégtelenné válik, illetve a lehajlások vagy a repedéstágasságok a megengedettet túllépik. Hídgerendák megerősítése sikerrel oldható meg utólagosan felragasztott szalagokkal vagy külsőkábeles utófeszítéssel (az utóbbi módszer alkalmas mind hajlítási-, mind nyírási teherbírás-növelésre). Ha a megerősítés korróziós károsodás miatt válik szükségessé és a szerkezet további használata során is várható agresszív anyagok jelenléte, akkor a korrózióálló, szálerősítésű polimerek alkalmazása indokolt lehet.

A szálerősítésű polimerek mérnöki gyakorlatban legelterjedtebb alkalmazása az utólagosan felragasztott szénzálaspolymer (CFRP) szalagokkal történő megerősítés. A hídépítési alkalmazások már az 1990-es évek elején megjelentek világszerte. Európában, Japánban és Észak-Amerikában számos vasbeton, feszített beton, sőt kő, fa és acél szerkezet megerősítésére találunk példákat. Az utólagosan felragasztott szénzálaspolymer (CFRP) szalagok (esetleg szövet) lehetőséget nyújtanak mind hajlítási-, mind nyírási teherbírás-növelésre a gerendák alsó vagy oldalsó felületére erősítve (Hollaway – Leeming, 1999). Meg kell jegyeznünk, hogy a módszer nem nyújt lehetőséget a túlzott mértékű lehajlás kompenzálására, feszített szalagok alkalmazására jelenleg folynak a kutatások. A szénzálaspolymer anyagokkal történő utólagos szerkezet-megerősítés hazai tapasztalatainak részletes bemutatását találhatjuk a *VASBETONÉPÍTÉS* 1999/4 számában (Balázs, 1999).

Ha a megerősítés az előrehaladott alakváltozások miatt szükséges, egyedüli megoldást a külsőkábeles utófeszítés adhat. Ha a nyírási teherbírás növelése is szükséges, tört vonalvezetésű utófeszítés alkalmazandó (Balázs – Borosnyói, 2000a). Mivel a szálerősítésű polimer feszítőbetétek rugalmassági modulusa általában kisebb, mint a hagyományos feszítő-



10. ábra A Sone viadukt megerősítése, Japán (Karbhari, 1998)

betéteké és relaxációjuk is alacsony, a feszítési feszültségvesztések is kisebbre adódnak, ami nagyon kedvező lehet keresztirányú utófeszítés esetén. Erre mutatunk be egy japán példát a 10. ábrán, ahol a külsőkábeles utófeszítés lehorgonyzó-tömbjeit keresztirányban aramidszálaspolymer (AFRP) feszítőbetétekkel rögzítették, kihasználva az AFRP betétek ezen előnyeit (Karbhari, 1998).

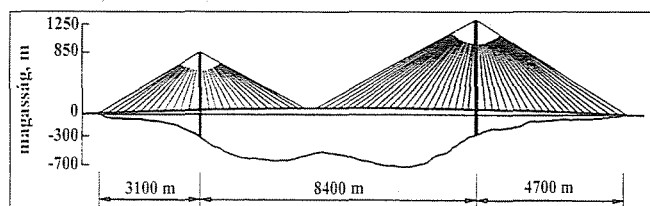
## 3.3 Kompozit hidak

A mérnöki gyakorlatban alkalmazott szerkezeti anyagoknál megfigyelhetjük, hogy a kihasználható szilárdságok egyre nagyobbak, míg az önsúly folyamatosan csökken. A kedvező szilárdság-önsúly arány tipikus példái a szálerősítésű polimerek, amelyek tulajdonsága távolba mutató lehetőségeket csilant föl igen nagy feszítávolságú kompozit hidak építésére a mérész mérnök fejében. A szénzálaspolymer az egyetlen olyan szerkezeti anyag, melynek rugalmassági modulusa meghaladhatja az acélét, így az acélével azonos merevségű, de annál lényegesen kisebb tömegű szerkezetek építhetők. További előnyös tulajdonságuk a kiváló fáradási szilárdság és a korrózióállóság, amely tengeri, sópáros környezetben is biztosítéka a hosszú élettartamnak. Sajnos hosszú távú tapasztalatok egyelőre nem állnak rendelkezésre a szálerősítésű kompozitok tulajdonságainak időbeli változásáról (Balázs – Borosnyói, 2001), ezért csak a gyorsított vizsgálatok extrapolációira hagyatkozhatunk. Ez hosszú távon gátja lehet teljes kompozit hídszerkezetek építésének.

További kérdésként kell megjelölnünk az aerodinamikai stabilitást, a villámcsapás, ütközés vagy földrengés okozta lökészerű terhelés hatásait, a nagy hőingadozások hatását stb.

Befejezőként álljon itt példaként egy korai előremutató terv a Gibraltári-szoros áthidalására egyetlen ferdekábeles teljes kompozit (CFRP) híddal (Meier, 1987). A híd egy lehetséges megoldását a 11. ábrán láthatjuk. Meier cikkében bizonyítja, hogy hasonlóan nagy feszítávolságok áthidalása kizárólag szálerősítésű polimer anyagokkal lehetséges, azonban megjegyzi, hogy közepes feszítávolságok esetén a hagyományos anyagok gazdaságosabb megoldást nyújtanak. Meier 30-40 éven belül érzi megvalósíthatónak egy Gibraltári-szoros méretű teljes kompozit ferdekábeles híd megbízható megépítését.

11. ábra Terv a Gibraltári-szoros áthidalására kompozit híddal (Meier, 1987)



## 4. MONITORING MÓDSZEREK ÚJ ANYAGAI HIDAKNÁL

Az alakváltozás-mérés hagyományos eszközei mechanikus, elektromos ellenállás, vagy elektromágneses elven alapulnak (indikátorórák, nyúlásmérő bélyegek, mágneses útdók stb.). Az elmúlt évtizedben ugrásszerű fejlődésen átment szál-optikai technológia azonban új lehetőségeket nyújt a folyamatos alakváltozás-mérésre az építőmérnöki gyakorlatban is (Liu, 2000). Az újonnan kifejlesztett szál-optikai érzékelőknek számos előnyét élvezhetjük túlmutatva azon, hogy velük mind az időben lassan változó alakváltozások (kúszás, hőmérséklet-változás stb.), mind a járműforgalomból adódó dinamikus, rövid idejű alakváltozások mérhetőek (Udd, 1995). Egyrészt a szál-optikai érzékelők beépíthetőek a nem acél anyagú betétekbe, így új híd-szerkezetek alakváltozásai követhetők nyomon folyamatosan az építés kezdetétől a teljes élettartam alatt. Másrészt az utólagosan felragasztott kompozit megerősítő szalagok, illetve szövetek készülhetnek beépített szál-optikai érzékelőkkel, melyek folyamatosan érzékelni képesek az esetleges további korrózió által okozott alakváltozásokat. Jelenleg már olyan nagy érzékenyséű érzékelők is rendelkezésre állnak, melyek képesek kimutatni akár saját tapadásuk változását is a szerkezethez. Ily módon a jelenséggel egyidejűleg, valósidejű adatokat nyerhetünk híd-szerkezetek használati közbeni alakváltozásairól (ISIS, 2000).

Az ISIS Canada (*Intelligent Sensing for Innovative Structures*) program kanadai egyetemek között folyó kutatómunka, melyben építőmérnökök, gépészmérnökök, villamosmérnökök, anyagtudományi és repüléstechnikai szakemberek dolgoznak a szálerősítésű polimerek mérnöki (polgári) alkalmazási lehetőségein. A kutatási program 1995-ben indult többek között azzal a céllal, hogy kifejlesszen szál-optikai érzékelőkből álló rendszereket, melyek betonszerkezetekbe integrálva folyamatos adatszolgáltatást biztosítanak a használati állapotról (ISIS, 2000). A programhoz kapcsolódó számos kísérleti alkalmazás közül kiemeljük a következőket: híd-szerkezetek megerősítése szálerősítésű polimer lemezekkel és szövettel, nem acél anyagú (FRP) feszítőbetétek beépítése új hídgerendákba, szerkezetbe integrált szál-optikai érzékelő rendszerek beépítése híd-szerkezetekbe, együttdolgoztató FRP csapok kifejlesztése nyíró kapcsolatokba, FRP távközlési oszlopok kifejlesztése, FRP feszítőbetétek lehorgonyzó elemeinek kifejlesztése, FRP közethorgonyok fejlesztése.

A mérnöki gyakorlatban alkalmazott szál-optikai érzékelők általában 10-20 mm hosszúak és a hőmérséklet, ill. alakváltozás méréseket egy meghatározott pontban végzik. Leggyakrabban az ún. Bragg-féle érzékelők alkalmazása, melyek optikai diffrakciós rácsként működve a beérkező fény egy adott hullámhossz-tartományát visszaverik, a többi fényt átengedik (Udd, 1995). Ha egy optikai szálra több Bragg-féle rácsot készítünk, melyek más és más hullámhossz-tartományt vernek vissza, akkor egyetlen optikai szállal több pontban végezhetünk méréseket. Az FRP anyagokba ágyazott szál-optikai érzékelők képesek elviselni az ún. pultrúziós gyártás alatt fellépő hőmérsékleteket is (ágyazóanyag kikeményítése autoklávban), így alkalmasak mind a gyártás közbeni, mind a későbbi használat alatt fellépő igénybevételek mérésére.

Az ISIS Canada programban több híd-szerkezetbe is beépítettek Bragg-féle érzékelőkkel ellátott integrált szál-optikai érzékelő rendszereket (Waterloo Creek híd, British Columbia; Beddington Trail híd, Alberta; Taylor híd, Manitoba; Leslie Street híd, Ontario; Joffre híd, Québec stb.), melyek közül a Taylor híd (amelyben CFRP feszítőbetéteket és kengyeleket

alkalmaztak) 1998-ban elnyerte a Harry H. Edwards Ipari Fejlesztési Díjat. A zsűri döntését a következőkkel kommentálta: „...a projekt nem mindennapi módon kihasználja a szénszál (CFRP) feszítőbetétekben és nem feszített betétekben rejlő lehetőségeket, mind a korróziós ellenállást, mind a magas szilárdságot tekintve. Ezzel példaként szolgál a jövőbeni alkalmazási lehetőségeinkre...” (PCI, 1998).

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Részletes irodalomkutatás alapján az alábbi megállapítások tehetőek a vasbeton hídépítés új szerkezeti anyagainról:

Híd-szerkezetek jelentős önsúlya a könnyű adalékanyagossal (LWAC) alkalmazásával mérsékelhető.

Nagyszilárdságú betonok lehetőséget nyújtanak a tartósság fokozására és egyre nagyobb támaszok áthidalására.

Szálerősítésű polimerek alternatívát nyújtanak a nem korrózióálló acélbetétekkel szemben. Felhasználhatóak bebetonozott betétként (feszítve vagy feszítés nélkül), ill. külsőleg felragasztva.

A szál-optikai érzékelők új távlatokat nyithatnak a szerkezetek folyamatos megfigyelésében.

## 6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet mondanak az Országos Tudományos Kutatási Alapnak az OTKA T 032 525, valamint az Állami Közüti Műszaki és Információs Kht-nek az ÁKMI-3810.3.3/2001 számú pályázatokon keresztül jelen cikk alapjául szolgáló kutatások támogatásáért.

## ALKALMAZOTT RÖVIDÍTÉSEK

|      |                                                                        |
|------|------------------------------------------------------------------------|
| AFRP | Aramid Fibre Reinforced Polymer: aramid-szál erősítésű polimer (betét) |
| CFRP | Carbon Fibre Reinforced Polymer: szénszál erősítésű polimer (betét)    |
| FRC  | Fibre Reinforced Concrete: szálerősítésű beton                         |
| FRP  | Fibre Reinforced Polymer: szálerősítésű polimer (betét)                |
| HPC  | High Performance Concrete: nagy teljesítőképességű beton               |
| HSC  | High Strength Concrete: nagyszilárdságú beton                          |
| LWAC | Lightweight Aggregate Concrete: könnyű adalékanyaggal készült beton    |
| RPC  | Reactive Powder Concrete: reaktív por beton                            |

## HIVATKOZÁSOK

- Bakht, B. – Mufti, A. (1998) “Five Steel-Free Bridge Deck Slabs in Canada”, *Structural Engineering International*, Journal of the IABSE, SEI Volume 8, Number 3, 1998, pp. 196-200.
- Balázs L. Gy. (1999) “Szerkezetek megerősítése szénszál anyagokkal – hazai tapasztalatok”, *Vasbetonépítés*, I. évf. 4. szám, 1999/4, pp. 114-122.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000a) “Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben”, *Vasbetonépítés*, II. évf. 2. szám, 2000/2, pp. 45-52.
- Balázs L. Gy. – Borosnyói A. (2000b) “Betszerkezetek korrózióálló betétekkel”, *TARTÓK 2000 – VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia, Konferencia-kiadvány*, Budapest, 2000. május 25-26., pp. 321-333.
- Balázs, G. L. – Borosnyói, A. (2001) “Long term behavior of FRP”, *ASCE Special Publication*, Workshop on FRPs, Capri, Italy, 2001
- Balázs L. Gy. – Polgár L. (1999) “Szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője”, *Vasbetonépítés* I. évf. 1. szám, 1999/1, pp. 3-10.

CSCE (2000) Canadian Society of Civil Engineers Homepage: <http://www.csce.ca>

Erdélyi A. – Máhr G. – Szegő J. (2000) "Az EN 206-1:2000 ismertetése a Betonolith K+F Kft-nél – Tanfolyami segédanyag", *Kézirat fib Bulletin* 8 "Lightweight Aggregate Concrete, Part 3, Case Studies, State-of-the-Art Report", Fédération Internationale du Béton (*fib*), May 2000

Hata, K. (1998) "Single-Span Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge – Yumetsuri Bridge", *Prestressed Concrete in Japan*, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, National Report of XIII. FIP Congress, Amsterdam, 1998, pp. 95-98.

Hollaway, L. C. – Leeming, M. B. (editors) (1999) "Strengthening of Reinforced Concrete Structures – Using Externally Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering", *Woodhead Publishing Ltd.*, Cambridge.

ISIS Canada (2000) Homepage: <http://www.isiscanada.com>

Jakobsen, S. E. (2000) "The Use of LWAC in the pontoons of the Nordhordland Floating Bridge, Norway", *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete*, Kristiansand, Norway, 18-22 June 2000, pp. 73-78.

Karbhari, V. M. (1998) "Sone Viaduct – External Cable Anchor Block", *Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan*, WTEC Monograph, International Technology Research Institute, World Technology (WTEC) Division, Loyola College, Maryland, October 1998.

Liu, S. C. (editor) (2000) "Smart Structures and Materials 2000 – Smart Systems for Bridges, Structures and Highways", *Proceedings of SPIE*, Vol 3988, 2000.

Meier, U. (1987) "Proposal for a Carbon Fibre Reinforced Composite Bridge Across the Strait of Gibraltar at its Narrowest Site", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*, Vol 201 No B2, 1987, pp. 73-78.

Melby, K. (2000) "Use of High Strength LWAC in Norwegian Bridges", *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete*, Kristiansand, Norway, 18-22 June 2000, pp. 47-56.

Mitsui, K. et al. (1998) "Prestressed Concrete Bridge with Girder Depth – Span Ratio of 1/40 Using 100 N/mm<sup>2</sup> Super-High Strength Concrete – CNT Super Bridge" *Prestressed Concrete in Japan*, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, National Report of XIII. FIP Congress, Amsterdam, 1998, pp. 13-16.

Mufti, A. A. – Newhook, J. P. (1998) "Rational Method of Predicting the Behaviour of Laterally Restrained Deck Slabs without Reinforcement", *ACI Structural Journal*, August 1998.

PCI (1998) "Harry H. Edwards Industry Advancement Award Winner – The Taylor Bridge, Headingley, Manitoba, Canada", *PCI Journal*, September-October 1998, pp. 21-25.

Richard, P – Cheyrezy, M. H. (1994) "Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength", *ACI Spring Convention*, March 1994, San Francisco

Tokyo Rope (1993) "Technical Data on FCFC<sup>®</sup>", Tokyo Rope Mfg. Co., Ltd. *Manual*, Tokyo, October 1993.

Walraven, J. (1999) "The evolution of concrete", *Structural Concrete*, Journal of the *fib*, March 1999, pp. 3-11.

Udd, E. (editor) (1995) "Fiber Optic Smart Structures", *John Wiley & Sons Inc.*, 1995

**Borosnyói Adorján** (1974) okl. építőmérnök, PhD hallgató a BME Építőanyagok és Mérnökeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használati határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazhatósága, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 "Használati határállapotok" munkabizottság tagja.

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

## NEW STRUCTURAL MATERIALS FOR CONCRETE BRIDGES

**Adorján Borosnyói – Prof. György L. Balázs**

Improved durability requirements and ever increasing spans mean challenge to develop new materials for bridges. Present paper intends to give an international survey on new structural materials for concrete bridges and their applications. Dead load of the bridge may be decreased by the application of lightweight aggregate concrete while the application of high performance concrete may lead to optimal dimensions and behaviour. Fiber reinforced polymers, that are insensitive to electrolytic corrosion can be used as embedded or externally bonded reinforcement. Fiber optics is available for continuous monitoring of structural behaviour.

# VASBETON LEMEZEK ACÉLBETÉTEINEK OPTIMÁLIS MÉRETEZÉSE, ÉS AZ EUROCODE SZERINTI MÉRETEZÉS ÖSSZEHAISONLÍTÁSA



Dr. Németh Ferenc

Az Eurocode 2 (1992) a derékszögű acélbetétek méretezésére szolgáló mértékadó nyomatékok meghatározását írja le általános hajlítási állapot esetére. Különböző számpéldák eredményeit összehasonlítottam a saját optimális méretezési módszerem eredményeivel és megállapítottam, hogy az Eurocode ugyan előjelhibát tartalmaz és hiányos az utasításrendszere, de egyébként a két módszer azonos méretezési nyomatékokra vezet. Mivel az Eurocode eljárása körülményesebb, a saját optimális méretezési módszeremet javaslom helyette, annál is inkább, mert az nem csak derékszögű, hanem ferde szögű acélbetétek estére is érvényes.

**Kulcsszavak:** vasbetétek méretezése, általános hajlítás, derékszögű vasalás, ferdeszögű vasalás, Eurocode

## 1. BEVEZETÉS

A számítástechnika mai fejlettsége lehetővé teszi bonyolult kialakítású és megtámasztású vasbeton lemezek igénybevételeinek számítását és acélbetéteinek méretezését olyan általános esetben is, amikor az acélok nem esnek nyomatéki főirányokba és esetleg nem is merőlegesek egymásra. Az ezzel kapcsolatos kutatásokra a Skanska It Solutions Kft. kért fel.

A cikkben olyan feladatokat tárgyalunk, amikor a vasbeton lemez egy pontjában adottak az igénybevételi nyomatékok, továbbá adott az acélbetétek iránya, és meg kell határozni az acélbetétek számítására szolgáló méretezési nyomatékokat.

Az acélbetétek számítása már évtizedek óta kísérleti és elméleti kutatások témája. E cikknek nem célja, hogy e kutatásokról összefoglaló beszámolót adjon, a hivatkozások csak a legfontosabb, e cikkben is érintett tanulmányokat említik, mint Gvozgyev (1966), Lenkei (1966), (1967), (1967.a), Sozen, Lenschow (1966), Sozen, Cardenas (1968), munkáit, továbbá a saját cikkeimet és tanulmányaimat (Németh 1964, 1965, 1967, 1968, 1974, 1979, 1981, 1984, 1998), amelyek tükrözik egy optimális méretezési eljárás fejlődését.

A cikkben tárgyalt méretezési eljárás, és nyilvánvalóan az Eurocode eljárása is a hajlított vasbeton gerendáknál és lemezeknél szokásos alapfeltevésen nyugszik, hogy a lemez megreped és a húzást a repedésen az acélbetétek viszik át, továbbá, hogy a törés a betétek megfolyása miatt következik be.

A cikkben bemutatom az Eurocode 2 szerinti méretezést és kidolgozok két számpéldát, egyet elliptikus hajlításra (azonos előjelű főnyomatékokkal), egyet pedig hiperbolikus hajlításra (ellentétes előjelű főnyomatékokkal). Majd ugyanezeket a példákat megoldom az optimális méretezés módszerével is. Az eredmények összevetésével tanulságokat lehet levonni. E példákban derékszögű az acélbetét, mert az Eurocode 2 csak erre vonatkozik.

Az említett két hajlítási állapotot ferde szögű betétekre is megoldom, hogy bemutassam a ferdeszögű esetre vonatkozó optimális méretezési eljárást is.

E cikk megírására az ösztönzött, hogy felfedjem az Eurocode szerinti eljárás hibáit és javaslatokkal élhessek.

## 2. AZ EUROCODE 2 SZERINTI MÉRETEZÉS

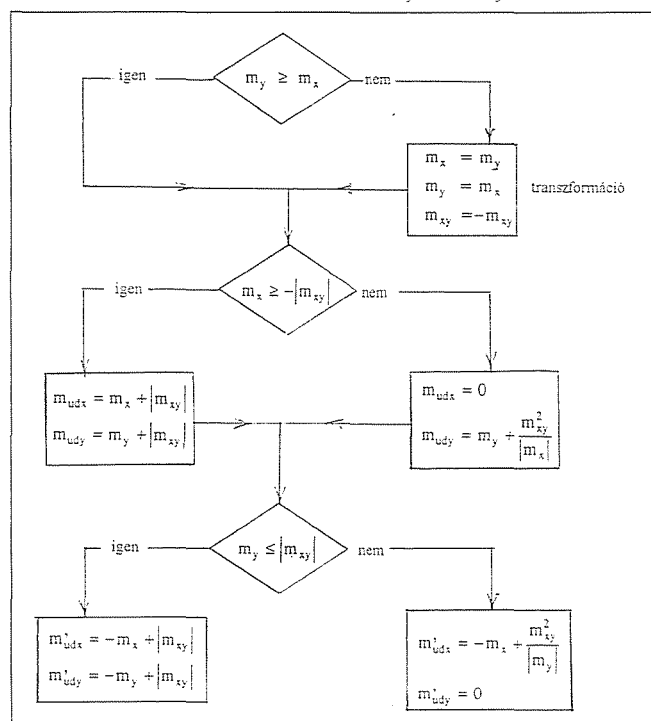
A hajlított lemezek acélbetéteinek számítására az ENV 1992-1-1: 1991. szabvány 238-239. oldalán a következő eljárás van leírva.

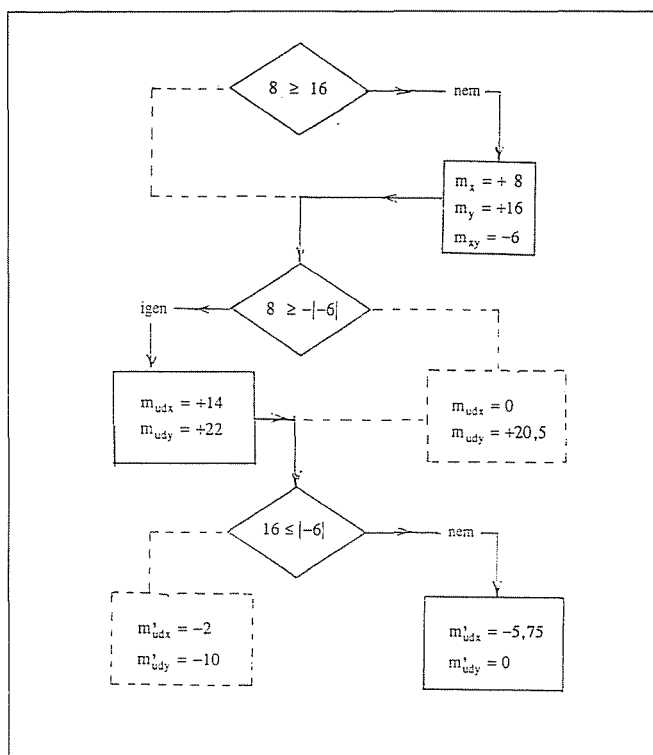
A lemez valamely pontjában adott az általános hajlítási állapot az  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  fajlagos igénybevételi nyomatékokkal.

Az eljárás derékszögű betétekre vonatkozik, az acélbetétek az  $x$  és  $y$  irányokban fekszenek. A feladat az alsó acélháló  $m_{udx}$  és  $m_{udy}$ , valamint a felső acélháló  $m'_{udx}$  és  $m'_{udy}$  méretezési nyomatékainak a meghatározása.

Az eljárás szerint olyan koordináta-rendszert kell alkalmazni, amelyben  $m_y \geq m_x$ . Ha az adott koordináta rendszerben ez a feltétel nem teljesül, akkor először koordináta-transzformációt kell végrehajtani. A méretezési nyomatékok számítása az 1. ábrán látható folyamatábra szerint történik.

1. ábra: Az Eurocode 2 szerinti méretezés folyamatábrája





2. ábra: Az 1. példa megoldása az Eurocode 2 szerint

Az Eurocode 2 leírásában ugyan nem szerepel, de azok a méretezési nyomatók értékesek mind az alsó mind a felső vasalásra, amelyek pozitív előjellel adódnak. A negatív eredmények nyomást jelentenek, így a szóban forgó acélbetétre nincs szükség.

Az Eurocode 2 alkalmazására két példát mutatunk be. Az 1. példa elliptikus hajlítási állapot, amikor a főnyomatók azonos előjelűek:  $m_1 \cdot m_2 > 0$ . A második példában hiperbolikus hajlítási állapotot méretezünk, amikor a főnyomatók ellentétes előjelűek:  $m_1 \cdot m_2 < 0$ . Ekkor alul is és fölül is szükség van acélbetétekre.

A példákban az összehasonlítás érdekében nem csak az érvényes megoldásokat számoljuk ki.

### 1. PÉLDA Elliptikus hajlítás, x, y irányú vasalás

Adottak az igénybevételi nyomatók:  $m_y = +16$  kNm/m  
 $m_x = +8$  kNm/m  
 $m_{xy} = +6$  kNm/m

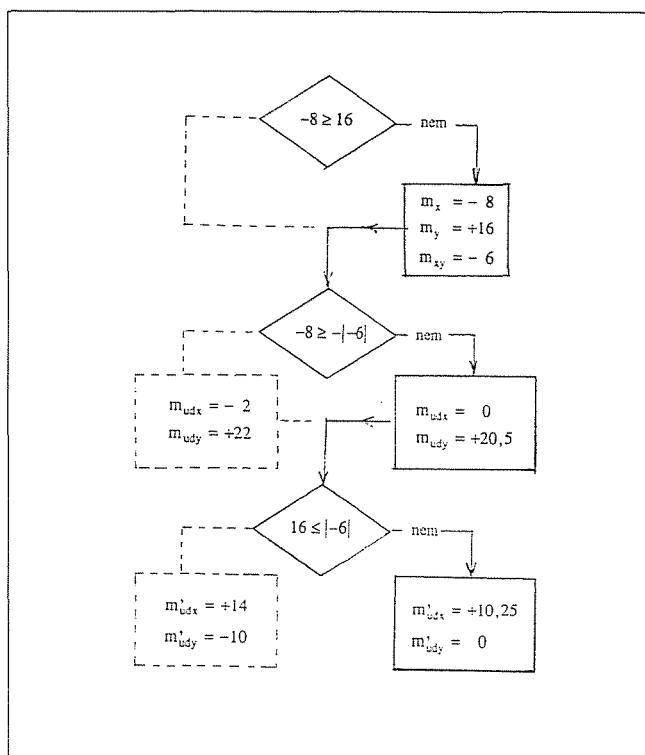
A példa megoldása a 2. ábrán látható. A szaggatottan kerekített eredmények az Eurocode szerint nem érvényesek, csak a későbbi összehasonlítás miatt számoltam ki.

A számítást koordináta-transzformációval kellett kezdeni. Az alsó acélbetétekre érvényes méretezési nyomatók, jelölésben visszatérve az eredeti koordináta-tengelyekre:  $m_{ux} = +22$  kNm/m,  $m_{uy} = +14$  kNm/m. A felső betétekre  $m'_{ux} = 0$ , és  $m'_{uy} = -5,75$  kNm/m nyomatókat kaptunk. A negatív előjel itt azonban nyomást jelent az acélban, amit a beton föl tud venni, így e betét szükségtelen, bár erről az Eurocode nem ad utasítást.

### 2. PÉLDA Hiperbolikus hajlítás, derékszögű vasalás

Adottak az igénybevételi nyomatók:

$$\begin{aligned} m_x &= +16 \text{ kNm/m} \\ m_y &= -8 \text{ kNm/m} \\ m_{xy} &= +6 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$



3. ábra: A 2. példa megoldása az Eurocode 2 szerint

A számítás a 3. ábrán látható. A számítást koordináta-transzformációval kezdtük. Visszatérve az eredeti koordináta-rendszerre az alábbi méretezési nyomatókat kaptuk:

alsó acélbetétekre:  $m_{ux} = +20,5$  kNm/m  
 $m_{uy} = 0$

felső acélbetétekre:  $m'_{ux} = 0$   
 $m'_{uy} = +10,25$  kNm/m

Mindkét rétegben elvileg csak egy irányban szükséges acélbetét.

## 3. OPTIMÁLIS MÉRETEZÉS

Az alábbiakban ismertetem az általam kidolgozott eljárást és összevetem a fentebb ismertetett Eurocode 2 szerinti eljárással.

Az optimális méretezés két tételre alapszik. Az egyik a **törési feltétel**. Ez az általánosan használt tétel azt fejezi ki, hogy a vasbeton lemez egy pontjában vizsgálódva valamely metszetben akkor következik be törés, ha ott az igénybevételi hajlítónyomatók eléri a törő hajlító nyomatókat. A törési feltételt legelegánsabban Gvozgyev (1966) írta fel a tartaléknyomatók fogalmának bevezetésével:  $m_x^0 m_y^0 - m_{xy}^2 \geq 0$ . A tartaléknyomatók a törő és az igénybevételi nyomatók különbsége:  $m_i^0 = m_{ui} - m_i$ . Megjegyzem, hogy az Eurocode 2-ben szereplő (A2.8) és (A2.9) képletek is ezt a törési feltételt fejezik ki, de csak derékszögű, x,y irányban álló betonacél hálóra érvényesek.

Kutatásaim (1968) szerint a Gvozgyev-féle törési feltétel a tartaléknyomatók tenzor főnyomatókával is kifejezhető:  $m_2^0 \geq 0$ .

Az optimális méretezés alapjául szolgál még egy **optimum-feltétel**, amely a tartalék tenzor másik főnyomatókával fejezhető ki:  $m_1^0 = \min$ ! (Németh 1968). Vagyis a törési feltétel azt mondja ki, hogy a tartaléknyomatók semmilyen irányban nem lehet negatív, az optimum-feltétel pedig azt írja elő, hogy a tartalék a lehető legkisebb legyen. Az optimum-feltételt abban az értelemben vesszük, hogy a méretezési nyomatók

összege legyen minimális:  $|m_{udx} + m_{udy}| = \min!$  Megjegyzendő, hogy ez az optimalizálás arra az esetre vonatkozik, ha az acélbetétek iránya előre fölvetett és rögzített. Ha ugyanis legalább az egyik betét iránya szabadon megválasztható, akkor mód van még gazdaságosabb méretezésre is az ú.n. konjugált irányú betétekkel (Németh 1968), amely épp olyan gazdaságos, mint a nyomatéki főirányokban elhelyezett derékszögű acélháló:  $m_{udx} + m_{udy} = m_x + m_y = m_1 + m_2$ .

Az optimális méretezés képleteinek levezetése korábbi cikkeimben tanulmányozható. Ez az eljárás négy értékpár kiszámításával jár, és azzal, hogy bizonyos szabályok szerint a négy értékpár közül kiválasszuk az érvényes méretezési nyomatékokat.

A lemez vizsgált pontjában a hajlítási állapot tetszőleges lehet és legyen megadva az  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  igénybevételi nyomaték-komponensekkel.

Az optimális méretezés képletei derékszögű acélbetétek esetén, amikor azok az  $x$  és  $y$  irányokban vannak elhelyezve, az alábbiak szerint írható föl:

$$\text{a) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= m_x + m_{xy} \\ m_{udy} &= m_y + m_{xy} \end{aligned} \right\}$$

$$\text{b) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= m_x - m_{xy} \\ m_{udy} &= m_y - m_{xy} \end{aligned} \right\}$$

$$\xi) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= m_x - \frac{m_{xy}^2}{m_y} \\ m_{udy} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\eta) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= 0 \\ m_{udy} &= m_y - \frac{m_{xy}^2}{m_x} \end{aligned} \right\}$$

Az érvényes értékpárok kiválasztásának szabályai a következők. Nem érvényesek azok az értékpárok,

- amelyeknek ellentétes az előjele:  $m_{udx} \cdot m_{udy} < 0$
- amelyeknél a törőnyomatéki tenzor (első) invariánsa abszolút értékben kisebb az igénybevételi tenzorenél:  $|m_{udx} + m_{udy}| < |m_x + m_y|$ . (Ilyen eset az elliptikus hajlításnál adódik).
- amelynél van gazdaságosabb megoldás. (Legyen tehát  $|m_{udx} + m_{udy}| = \min!$  Ilyen eset a hiperbolikus hajlításnál fordul elő, ahol az előző két feltétel szerint több megoldás is érvényesnek mutatkozik).

Elliptikus hajlítás esetén egy értékpárt fogunk érvényesnek találni. Ha ezek pozitívak (az egyik nulla is lehet), akkor az alsó acélháló számítható belőlük, ha negatívak, akkor pedig a felső acélhálóra vonatkoznak. Hiperbolikus hajlításkor két értékpárt fogunk érvényesnek találni, amelyek közül a pozitív értékpár az alsó, a negatív pedig a felső acélbetétek méretezésére szolgál. (Itt is lehet egy-egy érték nulla, amikor elvileg csak az egyik irányban szükséges acélbetét).

Megjegyzendő, hogy az igénybevételi hajlítási állapot típusát nem szükséges vizsgálni. De ha egy érvényes értékpárt találunk, akkor tudni lehet, hogy elliptikus a hajlítás és csak egy oldalon szükséges acélbetét, pozitív eredmény esetén alul, negatív esetén fölül. Ha a méretezés eredménye

képpen találunk két különböző előjelű érvényes megoldást, akkor a hajlítási állapot hiperbolikus, alul-fölül szükség van acélbetétekre, a pozitív méretezési nyomatékokból az alsó, a negatívokból a felső acélmennyiségeket lehet kiszámolni.

## 1. PÉLDA Elliptikus hajlítás, derékszögű acélháló

Adottak az igénybevételi nyomatékok:

$$\left. \begin{aligned} m_x &= +16 \text{ kNm/m} \\ m_y &= +8 \text{ kNm/m} \end{aligned} \right\} \text{ invariáns } +24$$

$$m_{xy} = +6 \text{ kNm/m}$$

Számítsuk ki a méretezési nyomatékokat, ha az acélbetétek  $x$  és  $y$  irányban vannak elhelyezve.

$$\text{a) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 + 6 = +22 \\ m_{udy} &= +8 + 6 = +14 \end{aligned} \right\} \text{ érvényes } +36 > +24$$

$$\text{b) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 - 6 = +10 \\ m_{udy} &= +8 - 6 = +2 \end{aligned} \right\} \text{ elégtelen } +12 < +24$$

$$\xi) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 - \frac{6^2}{8} = +11,5 \\ m_{udy} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{ elégtelen } +11,5 < +24$$

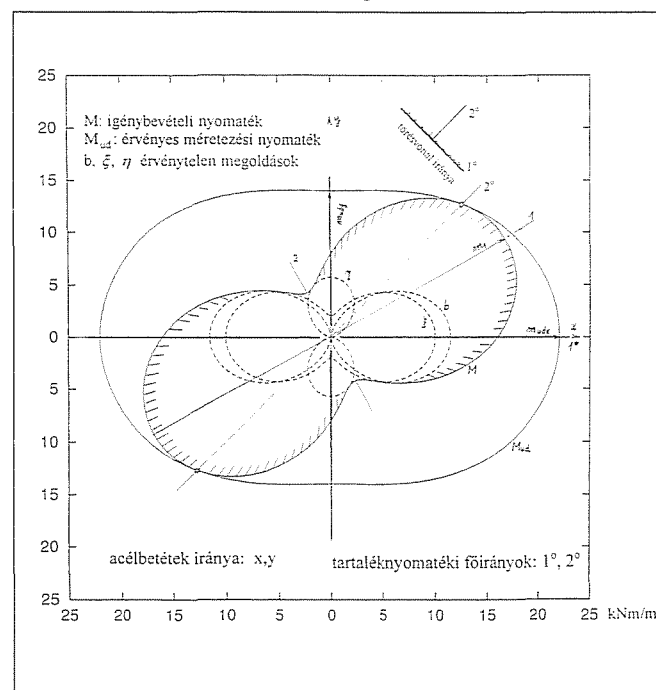
$$\eta) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= 0 \\ m_{udy} &= +8 - \frac{6^2}{16} = +5,75 \end{aligned} \right\} \text{ elégtelen } +5,75 < +24$$

A pozitív értékek – helyesen – arra utalnak, hogy csak alul van szükség vasalásra. Érvényes az a) eset, tehát

$$\begin{aligned} m_{udx} &= +22 \text{ kNm/m}, \\ m_{udy} &= +14 \text{ kNm/m}. \end{aligned}$$

A többi eset elégtelen méretezést eredményez, mivel a törőnyomatéki tenzor invariánsa kisebb az igénybevételi nyomatéktenzor invariánsánál.

4. ábra: 1. példa. Hajlító nyomatékok polárgörbéi. Elliptikus hajlítás,  $x$ ,  $y$  derékszögű acélbetétek.



A 4. ábrán szemléltetjük e feladatot és megoldását. Az  $M$  az igénybevételi nyomatékok, az  $M_{ud}$  a törőnyomatékok polárgörbéi (Lenkei 1967), (Németh 1978, 1981), ahol a metszet normálisára van fölmérve a szóban forgó metszetre ható hajlító nyomaték. Az igénybevételi 1 és 2 főirányokban az  $m_1$ , illetve  $m_2$  főnyomaték van fölmérve. Derékszögű vasalás esetén a törőnyomaték (nyomatékbírás) főirányai egybe esnek a betétek  $x$  és  $y$  irányával, így a kiszámított méretezési nyomatékok egyben a törő főnyomatékok is:  $m_{udx} = m_{ud1}$ ,  $m_{udy} = m_{ud2}$ .

A törőnyomatékok polárgörbéje kívülről érinti az igénybevétel görbáját a  $2^\circ$  jelű tengelynél. Ebben az irányban a törőnyomaték egyenlő az igénybevételi nyomatékkal, így a tartaléknymomaték nulla:  $m_2^0 = m_{ud2} - m_2 = 0$ . Ez kijelöli a törésvonal irányát, ennek normálisa a  $2^\circ$  tengely.

Szükség nincs rá, de ennél a példánál megrajzoltuk az érvénytelen megoldásokat is. Ezek a  $b$ ,  $\xi$ , és  $\eta$  esetek görbéi. Ezek belülről érintik az igénybevételek görbáját egy pontban, tehát a törési feltételt egyenlő nulla formában kielégítik, azonban elégtelen megoldások, mert minden más irányban kisebb a nyomatékbírás, mint az igénybevétel.

## 2. PÉLDA Hiperbolikus hajlítás, derékszögű acélháló

Adottak az igénybevételi nyomatékok:

$$m_x = +16 \text{ kNm/m}$$

$$m_y = -8 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xy} = +6 \text{ kNm/m}$$

A méretezési nyomatékok:

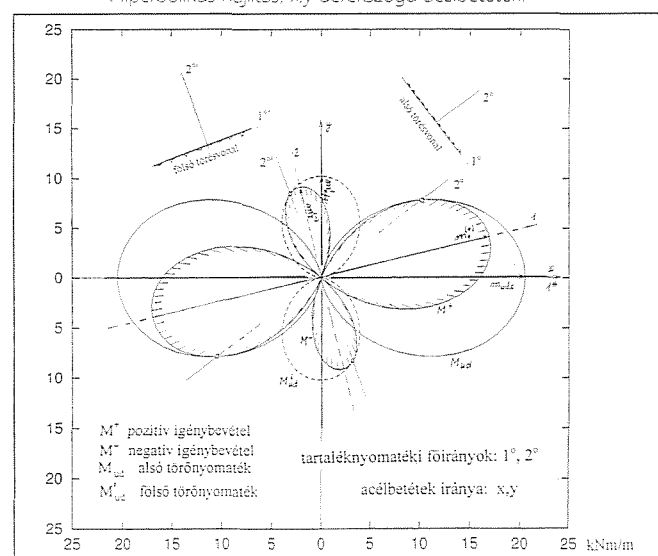
$$\text{a) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 + 6 = +22 \\ m_{udy} &= -8 + 6 = -2 \end{aligned} \right\} \text{ érvénytelen (+ -)}$$

$$\text{b) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 - 6 = +10 \\ m_{udy} &= -8 - 6 = -14 \end{aligned} \right\} \text{ érvénytelen (+ -)}$$

$$\xi) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= +16 - \frac{6^2}{-8} = +20,5 \\ m_{udy} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{ alulra érvényes}$$

$$\eta) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{udx} &= 0 \\ m_{udy} &= -8 - \frac{6^2}{16} = -10,25 \end{aligned} \right\} \text{ földre érvényes}$$

5. ábra: 2. példa. Hajlító nyomatékok polárgörbéi. Hiperbolikus hajlítás,  $x, y$  derékszögű acélbetétek.



Az a) és b) eset érvénytelen az ellentétes előjelek miatt. Az alsó acélbetétekre érvényes a  $\xi$ ) eset pozitív előjelű méretezési nyomatéka, a felsőre az  $\eta$ ) eset negatív előjelű nyomatéka.

Az 5. ábra mutatja e példa hajlító nyomatékainak polárgörbéit. Az igénybevételi nyomatékok polárgörbéje két ágú, az 1 irányban pozitív a főnyomaték:  $m_1 > 0$ , a 2 irányban negatív:  $m_2 < 0$ . Az alsó betétre kapott  $m_{udx} = +20,5 \text{ kNm/m} = m_{ud1}$  az  $x$  tengelyre van fölmérve, az  $y$  tengelyre  $m_{udy} = 0$  miatt nullát kellett fölmérni. Az így kapott  $M_{ud}$  a pozitív nyomatékbírás görbéje. Ez a  $2^\circ$  tengelynél érinti az igénybevételi  $M$  görbe pozitív ágát, erre merőleges az alsó törésvonal.

A felső betétre kapott  $m_{udy} = -10,25 \text{ kNm/m} = m_{ud2}$  és az  $m_{udx} = 0$  adatokkal megrajzoltuk a felső, negatív nyomatékbírás  $M_{ud}$  polárgörbéjét. Ez a  $2^\circ$  irányban érinti az igénybevétel  $M'$  ágát. Erre merőleges a felső törésvonal.

## 4. ÉSZREVÉTELEK AZ EUROCODE 2 ELJÁRÁSÁRÓL

Összehasonlítva az Eurocode 2 és az optimális méretezés szerinti megoldásokat, az alábbi megállapításokat tehetjük. A vizsgálat a derékszögű acélbetétek esetére terjed ki, mert az Eurocode 2 csak a derékszögű esetet tárgyalja.

4.1 A kétféle eljárás bizonyára azonos alapokon nyugszik. Ez a képletek hasonló felépítéséből látszik, van azonban néhány eltérés is.

4.2 Az Eurocode 2 jobb felső blokkjában (1. ábra) előjel hiba van. Ez a blokk helyesen:

$$\begin{aligned} m_{udx} &= 0 \\ m_{udy} &= m_y - \frac{m_{xy}^2}{m_x} \end{aligned}$$

4.3 A nevezőből elhagytuk az abszolútérték jelet is, és el kell hagyni a jobb alsó blokkból is, ami helyesen:

$$\begin{aligned} m_{udx} &= -m_x + \frac{m_{xy}^2}{m_y} \\ m_{udy} &= 0 \end{aligned}$$

Az abszolút érték jelet a nevezőben lévő  $m_x$  és  $m_y$  esetében azért kell elhagyni, mert ha az abszolút érték előjelfordítást okoz, akkor hibás eredményt kapunk. A vizsgált számpéldák esetében azonban az előjelhiba és az abszolútérték okozta hiba csak az érvénytelen megoldásokban okoz eltérést. Lehetnek azonban olyan példák is, amelyeknél a hiba az érvényes megoldásban mutatkozik meg. Az ilyen eltérést mutató megoldások nem teljesítik az  $m_2^0 = 0$  törési feltételt, a grafikus ábrázolásban ez azt jelenti, hogy a megoldás polárgörbéje nem érinti az igénybevételi polárgörbét, hanem belemetsz. Ugyanakkor az optimális méretezésnél mind a négy pár megoldás, még az érvénytelenek is, érintik az igénybevételi polárgörbét, ahogy az 1. példánál láttuk.

4.4 Csak formális eltérés a két eljárás között a felső acélháló méretezésére szolgáló nyomaték előjelében van. Az optimális méretezési eljárásnak a felső betétekre érvényes nyomatéka negatív előjelű, mint ahogy a lemez negatív nyomatékai kívánnak meg felső vasalást.

Az Eurocode 2 a felső vasalásra is pozitív nyomatékokat ad, a képletek előjelét úgy alakították ki. Ez ugyan nem lényeg-

ges kérdés, de az már hiányosság, hogy nincs előírva az, hogy ha a folyamatábrán végighaladva akár az alsó, akár a felső vasalásra negatív méretezési nyomatékot kapunk, akkor az érvénytelen, nincs szükség acélbetételre.

**4.5** Az Eurocode 2 használatát nehezíti az  $m_y > m_x$  kitétel, ami miatt koordináta-transzformációra lehet szükség, majd az eredményeket vissza kell transzformálni.

**4.6** Az Eurocode 2 239. oldalán ajánlott A2.4-A2.7 jelű „gammás képletek” használata értelmetlen. Az eljárás szerint a  $\gamma$  tényezőket önkényesen lehet fölvenni, de úgy, hogy a nyert méretezési nyomatékok a korábban ismertetett folyamatábrás eljárás szerintieknek fele és kétszerese közé essenek. E módszer alkalmazásához először végig kell vinni a folyamatábrás módszert, ami (a javítások után) minden esetben az optimális megoldást adja. Akkor pedig mi értelme van egy közelítő módszernek, amely jelentősen eltérhet a már kiszámított optimális megoldástól?

**4.7** Az Eurocode 2 A2.8 és A2.9 képletei a törési feltételt fejezik ki az alsó, illetve a felső rétegben, de ebben a formában csak a derékszögű acélbetétek esetére vonatkoznak. A méretezés során e képletek használata szükségtelen, mert a méretezési képletek levezetésénél a zérussal egyenlő formában már fölhasználtuk e törési feltételeket.

Ugyancsak szükségtelen az A2.10-A2.13 egyenlőtlenségek vizsgálata, ráadásul az utolsó kettő egyenlőtlensége hibásan, fordítottan van megadva. Ezek is automatikusan teljesülnek, ha az optimális méretezést alkalmazzuk, vagy akár az Eurocode 2 folyamatábrás módszere szerint méretezünk - természetesen az említett hibák kijavítása után.

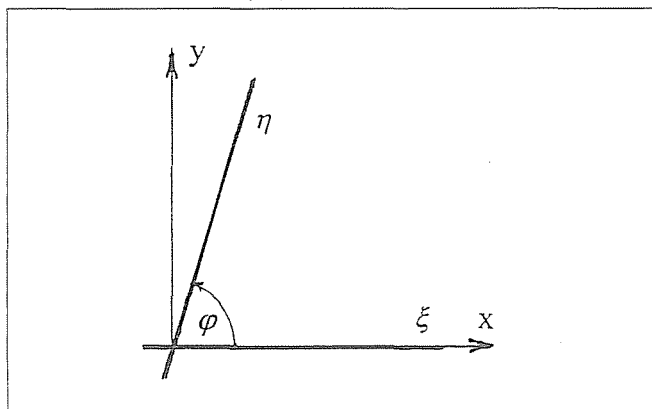
## 5. OPTIMÁLIS MÉRETEZÉS FERDE SZÖGŰ ACÉLBETÉTEKKEL

Legyen adva a tetszőleges hajlítási állapot az  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  nyomatékkomponensekkel. Legyen a  $\xi$  és  $\eta$  irányú acélbetét egymással  $\varphi$  szöget bezáró, továbbá a  $\xi$  irány essék egybe az  $x$  iránnyal (6. ábra).

Az  $m_{ud\xi}$  és  $m_{ud\eta}$  méretezési nyomatékok az alábbi képletekből számíthatók ki:

$$\left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= m_x - m_y \frac{\cos \varphi}{1 + \cos \varphi} + m_{xy} \frac{1 - 2 \cos \varphi}{\sin \varphi} \\ \text{a) eset} \quad m_{ud\eta} &= m_y \frac{1}{1 + \cos \varphi} + m_{xy} \frac{1}{\sin \varphi} \end{aligned} \right\}$$

6. ábra: Az acélbetétek iránya  $\xi$  és  $\eta$



$$\left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= m_x + m_y \frac{\cos \varphi}{1 - \cos \varphi} - m_{xy} \frac{1 + 2 \cos \varphi}{\sin \varphi} \\ \text{b) eset} \quad m_{ud\eta} &= m_y \frac{1}{1 - \cos \varphi} - m_{xy} \frac{1}{\sin \varphi} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= m_x - \frac{m_{xy}^2}{m_y} \\ \xi) \text{ eset} \quad m_{ud\eta} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= 0 \\ \eta) \text{ eset} \quad m_{ud\eta} &= \frac{m_x m_y - m_{xy}^2}{m_x \sin^2 \varphi + m_y \cos^2 \varphi - m_{xy} \sin 2\varphi} \end{aligned} \right\}$$

A négy értékpár közül az érvényesek kiválasztásának szabályai ugyanazok, mint amelyeket a derékszögű acélbetétek-nél kell alkalmazni.

A pozitív értékpárok az alsó, a negatívok a felső betétek méretezésére szolgálnak. Elliptikus hajlításnál egy érvényes értékpár adódik, hiperbolikus hajlításkor két érvényeset fogunk találni, egy pozitívát az alsó, és egy negatívát a felső acélháló méretezésére.

E méretezési képletek levezetése korábbi munkáimban található meg. A kiindulási feltételeket a derékszögű betéteknél a 3. pontban ismertettem. Az ottani képletek speciális esetként adódtak ki, mert az eredeti levezetéseket eleve a ferde betétek esetére készítettem el. Az a) és b) eset képleteit, melyekkel az elliptikus hajlítás méretezhető, legelőször tenzorkörös szerkesztéssel vezettem le (Németh, 1968), majd analitikai igazolást is adtam (Németh 1978). A hiperbolikus hajlításnál a  $\xi$ ) és  $\eta$ ) eset képleteire is szükség van, ezeket először az IASS szimposiumon ismertettem (1978.a).

### 3. PÉLDA Elliptikus hajlítás. Ferde acélbetétek

Adottak az igénybevételi nyomatékok

$$\left. \begin{aligned} m_x &= +16 \text{ kNm/m} \\ m_y &= +8 \text{ kNm/m} \\ m_{xy} &= +6 \text{ kNm/m} \end{aligned} \right\} \text{invariáns} + 24$$

Számítsuk ki a méretezési nyomatékokat, ha a  $\varphi = 75^\circ$  szögű  $\xi$  és  $\eta$  irányokba helyezzük el az acélbetéteket. Az e fejezet elején leírt képletekbe való behelyettesítéssel az alábbi eredményeket kapjuk.

$$\left. \begin{aligned} \text{a) eset} \quad m_{ud\xi} &= +17,35 \\ m_{ud\eta} &= +12,56 \end{aligned} \right\} 29,91 > 24 \text{ érvényes}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{b) eset} \quad m_{ud\xi} &= +9,37 \\ m_{ud\eta} &= +4,58 \end{aligned} \right\} 13,95 < 24 \text{ elégtelen}$$

$$\left. \begin{aligned} \xi) \text{ eset} \quad m_{ud\xi} &= +11,50 \\ m_{ud\eta} &= 0 \end{aligned} \right\} < 24 \text{ elégtelen}$$

$$\left. \begin{aligned} \eta) \text{ eset} \quad m_{ud\xi} &= 0 \\ m_{ud\eta} &= +6,26 \end{aligned} \right\} < 24 \text{ elégtelen}$$

Az érvényes megoldás:  $m_{ud\xi} = +17,35 \text{ kNm / m}$   
 $m_{ud\eta} = +12,56 \text{ kNm / m}$

A példa megoldását a nyomatékok polárgörbéjével demonstrálni is fogjuk, ehhez végezzük el még a következő számításokat.

A törőnyomatéki tenzor komponensei:

$$\begin{aligned} m_{x\xi}^* &= m_{ud\xi} + m_{ud\eta} \cos^2 \varphi = 17,35 + 12,56 \times \cos^2 75^\circ = +18,19 \\ m_{y\xi}^* &= m_{ud\eta} \sin^2 \varphi = 12,56 \times \sin^2 75^\circ = +11,72 \\ m_{xy}^* &= m_{ud\eta} \sin \varphi \cos \varphi = 12,56 \sin 75^\circ \times \cos 75^\circ = +3,14 \end{aligned}$$

A törő főnyomatékok:  $m_1^* = +19,47$ ,  $m_2^* = +10,45$

A törőnyomaték főiránya:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{m_1^* - m_{x\xi}^*}{m_{xy}^*} = \frac{+19,47 - 18,19}{+3,14} = 0,4076 \quad \alpha_1 = +22,2^\circ$$

A tartaléknyomatéki tenzor komponensei:

$$\begin{aligned} m_x^0 &= m_{x\xi}^* - m_{x\xi} = 18,19 - 16 = +2,19 \\ m_y^0 &= m_{y\xi}^* - m_{y\xi} = 11,72 - 8 = +3,72 \\ m_{xy}^0 &= m_{xy}^* - m_{xy} = 3,14 - 6 = +2,86 \end{aligned}$$

A törés feltétel teljesülése:

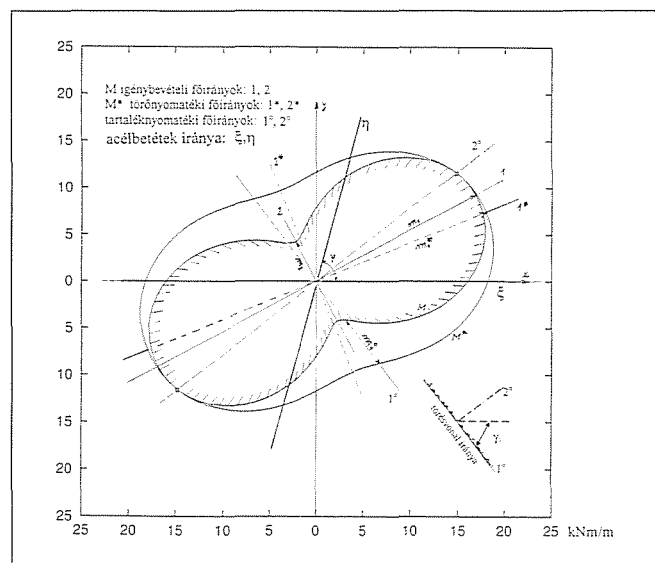
$$\begin{aligned} m_x^0 \cdot m_y^0 - m_{xy}^0{}^2 &= 2,19 \cdot 3,72 - (-2,86)^2 = \\ &= 8,1468 - 8,1796 = -0,0328 \approx 0 \end{aligned}$$

A tartaléki tenzor főnyomatékai:

$$m_1^0 = +5,916 \quad m_2^0 = -0,006 \approx 0$$

A törésvonal normálisának irányszöge:

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{m_1^0 - m_{x\xi}^0}{m_{xy}^0} = \frac{5,916 - 2,19}{-2,86} = -1,302 \quad \gamma_1 = -52,5^\circ$$



7. ábra: 3. példa. Hajlító nyomatékok polárgörbéi. Elliptikus hajlítás,  $\xi, \eta$  ferde acélbetétek.

A 7. ábrán láthatók a példa polárgörbéi. Ebben az M igénybevéti és az M\* törőnyomatéki tenzor hajlító nyomatékai szerepelnek. Az egyes irányokban működő hajlító nyomatékok meghatározhatók számítással is, de akár szerkesztéssel is a nyomatéki tenzorkörök fölhasználásával (Németh 1981).

Az ábrán látható, hogy a  $2^\circ$  irányban nincs tartaléknyomaték,  $m_2^0 = 0$  formában teljesül a törési feltétel.

Kivetítve külön kirajoltuk a törésvonal helyzetét is, ennek a  $2^\circ$  tengely a normálisa. Ebben az irányban van a legnagyobb

tartalék, az  $m_1^0$ , amely egyébként a méretezési eljárás tulajdonsága folytán a lehető legkisebb:  $m_1^0 = \min$ ! Ez ugyan az ábrából nem tűnik ki, azonban az optimális méretezés levezetése során igazolható (Németh 1978).

Az ábra kapcsán végül föl hívom a figyelmet arra a jellegzetes körülményre, hogy az igénybevéti (1), a törőnyomatéki (1\*) és a tartaléki (2°) főirányok nem esnek egybe. Ez a kérdés korábban vitatott volt, pedig ez az itt elméletileg kapott eredmény már több kísérlet sorozattal kísérleti igazolást is nyert. (Sozen-Lenschow 1964, Sozen-Cardenas 1965, Lenkei 1966, Németh 1964-1974).

#### 4. PÉLDA Hiperbolikus hajlítás. Ferde acélbetétek

Adottak az igénybevéti nyomatékok:

$$m_{x\xi} = +16 \text{ kNm/m}$$

$$m_{y\xi} = -8 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xy} = +6 \text{ kNm/m}$$

Meghatározandó a  $\xi$  és  $\eta$  irányú vasalás méretezési nyomatékai, ha  $\varphi = 75^\circ$ . A fejezet elején megadott képletekbe behelyettesítve az alábbi eredményeket kapjuk.

$$\text{a) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= +20,64 \\ m_{ud\eta} &= -0,14 \end{aligned} \right\} \text{érvénytelen (+, -)}$$

$$\text{b) eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= +3,78 \\ m_{ud\eta} &= -17,01 \end{aligned} \right\} \text{érvénytelen (+, -)}$$

$$\xi) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= +20,50 \\ m_{ud\eta} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{alulra érvényes}$$

$$\eta) \text{ eset} \quad \left. \begin{aligned} m_{ud\xi} &= 0 \\ m_{ud\eta} &= -14,40 \end{aligned} \right\} \text{fölülre érvényes}$$

Az a) és b) eset az ellentétes előjelek miatt érvénytelen. Az alsó acélok méretezésére érvényes:

$$m_{ud\xi} = +20,50 \text{ kNm/m}, \quad m_{ud\eta} = 0,$$

a felsőre pedig

$$m_{ud\xi} = 0, \quad m_{ud\eta} = -14,40 \text{ kNm/m}$$

méretezési nyomatékok érvényesek.

Az ellenőrzés és a grafikus demonstráció céljából még elvégezzük a következő számításokat.

Az alsó acélbetétekre vonatkozó számítások.

A méretezési nyomatékok:  $m_{ud\xi} = +20,50$ ,  $m_{ud\eta} = 0$

Törőnyomatékok:  $m_{x\xi}^* = +20,50$

$$m_{y\xi}^* = 0$$

$$m_{xy}^* = 0$$

A törő főnyomatékok:  $m_1^* = +20,50$ ,  $m_2^* = 0$

Tartaléknyomatékok:  $m_x^0 = +20,50$ ,  $-16 = +4,5$

$$m_y^0 = 0 \quad +8 = +8$$

$$m_{xy}^0 = 0 \quad -6 = -6$$

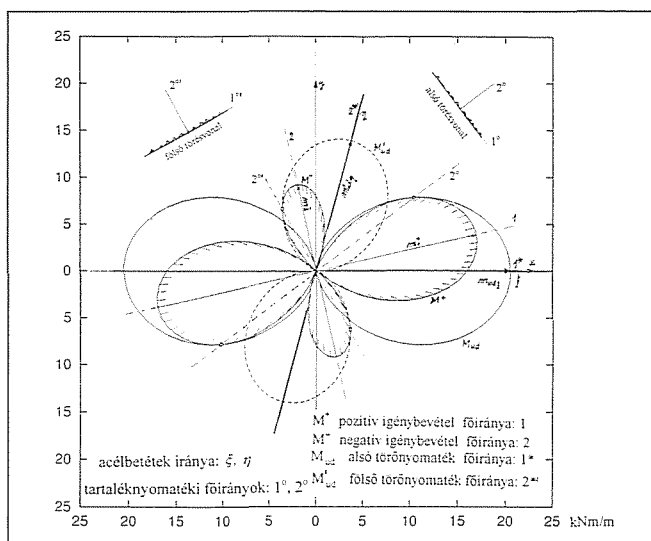
A törési feltétel teljesülése:  $4,5 \cdot 8 - (-6)^2 = 36 - 36 = 0$

A tartaléki főnyomatékok:

$$m_1^0 = +12,50 \quad m_2^0 = 0$$

A törésvonal iránya:

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{12,50 - 4,5}{-6} = -1,333 \quad \gamma_1 = -53,13^\circ$$



8. ábra: 4. példa. Hajlító nyomatékok polárgörbél. Hiperbólikus hajlítás,  $\xi$ ,  $\eta$  ferde acélbetétek.

A felső acélbetétekre vonatkozó számítások.

A méretezési nyomatékok:  $m_{ud\ \xi} = 0$ ,  $m_{ud\ \eta} = -14,40$

A törőnyomatékok:

$$m_x^* = 0 - 14,40 \cos^2 75^\circ = -0,965$$

$$m_y^* = -14,40 \sin^2 75^\circ = -13,435$$

$$m_{xy}^* = -14,40 \sin 75^\circ \cos 75^\circ = -3,600$$

A tartaléknyomatékok:

$$m_x^0 = -0,965 - 16 = -16,965$$

$$m_y^0 = -13,435 + 8 = -5,435$$

$$m_{xy}^0 = -3,600 - 6 = -9,600$$

A törési feltétel teljesülése:

$$-16,965(-5,435) - (-9,600)^2 = 92,205 - 92,160 = 0,045 \approx 0$$

A tartalék főnyomatékok:

$$m_1^0 = -22,398 \quad m_2^0 = -0,002 \approx 0$$

A törésvonal iránya:

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{-22,398 + 16,965}{-9,600} = +0,5659 \quad \gamma_1 = +29,51^\circ$$

A méretezés eredményét a 8. ábrán szemléltetjük. Itt megrajzoltuk az igénybevételi nyomatékok polárgörbét, melynek főteigelyei az 1 és 2 jelűek, bejelöltük az  $m_1 > 0$  és  $m_2 < 0$  főnyomatékokat is. Továbbá megrajzoltuk az előzőeket kívülről érintő törőnyomatékok polárgörbét is. Az 1\* főirányú,  $m_1^* > 0$  és  $m_2^* = 0$  főnyomaték az alsó acélbetétekre vonatkozik, az 1\* főirányú,  $m_1^* < 0$ ,  $m_2^* = 0$  főnyomatékú pedig a felsőre. Az alsó és a felső acélbetétek egyaránt a törés állapotában vannak, a 2°, illetve 2° irányokban nulla a tartaléknyomaték:  $m_2^0 = 0$ ,  $m_2^* = 0$ .

Kivetítve bejelöltük az alsó és felső törésvonal irányát is. Ez a méretezés is optimális:

$$m_1^0 = \min!, \quad |m_1^0| = \min!$$

## 6. KÖVETKEZTETÉSEK

Ahogy a 4. pont alatti megállapításokban részleteztük, az Eurocode 2 szerinti eljárás hibákat tartalmaz, az utasításai is hiányosak. Ezek kijavítása után azonban az eljárás helyes eredményeket szolgáltat. Az eljárás azonban kissé nehézkes, és csak derékszögű acélbetétek esetére alkalmazható.

A fentiek miatt javaslom az itt ismertetett és optimális mé-

retezésnek nevezett eljárás alkalmazását és az Eurocode-ba való bevitelét is. Ez a módszer már kiforrott, és nem csak derékszögű, hanem ferdeszögű acélbetétek esetén is alkalmazható.

## 7. JELÖLÉSEK

$m_x, m_y, m_{xy}$

igénybevételi nyomatékok (Nm/m)

$m_{udx}, m_{udy}$

x, y irányú alsó acélbetétek méretezési nyomatékai

$m'_{udx}, m'_{udy}$

x, y irányú felső acélbetétek méretezési nyomatékai

$\varphi$

a ferde acélbetétek szöge

$\xi, \eta$

a ferde betétek irányai

$m_{ud\ \xi}, m_{ud\ \eta}$

a  $\xi, \eta$  irányú alsó betétek méretezési nyomatékai

$m'_{ud\ \xi}, m'_{ud\ \eta}$

a  $\xi, \eta$  irányú felső betétek méretezési nyomatékai

$m_{ud1}, m_{ud2}$

alsó törőnyomatéki (nyomatékbírási) főnyomatékok

$m_1^*, m_2^*$

alsó törőnyomatéki (nyomatékbírási) főnyomatékok

$m'_{ud1}, m'_{ud2}$

felső törőnyomatéki (nyomatékbírási) főnyomatékok

$m_1^{**}, m_2^{**}$

felső törőnyomatéki (nyomatékbírási) főnyomatékok

$m_x^0, m_y^0, m_{xy}^0$

tartalék nyomatékok:

$m_i^0, m_2^0$

$m_i^0 = m_{udi} - m_i$

1, 2

tartaléki főnyomatékok

1, 2

igénybevételi nyomatékok

1\*, 2\*

főirányai

1°, 2°

törőnyomatéki (nyomatékbírási) főirányok

1°, 2°

tartaléknyomatékok főirányai

## 8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetet mond a Skanska software fejlesztő cégnek, hogy ösztönözték és támogatták az e cikk alapját képező kutatás végső alakban való megformálását.

## 9. HIVATKOZÁSOK

Eurocode 2: Betonanyagú tartószerkezetek tervezése.

ENV 1992-1-1

Németh F. (1964), „Ferde lemezek erőjátékának vizsgálata”. Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat. pp.36.

Németh F. (1965), „Ferde vasalású vasbeton lemez számítása”. Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat. pp. 77.

Gvozdyev. A. A. (1966), „Ortotróp közegek és hajlított vasbeton lemezek határfeltételeinek (folyási feltételeinek) kérdései”. Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Tudományos Közleményei. XII. 5.

Lenkei P. (1966), „Törési határfeltételek vizsgálata vasbeton lemezek törésvonalai mentén”. ÉTI Tudományos Közlemények. 55. pp. 188.

Sozen, M. A. Lenschow. R. J. (1966), “A Yield Criterion for Reinforced Concrete under Biaxial Moments and Forces”. University of Illinois. Civil Engineering Studies. Structural Research Series No. 311. pp. 527.

Lenkei P. (1967), “Discussion on articles published in Magazine of Concrete Research.” Volume 19, Number 58: March 1967. pp. 253-254.

Lenkei P. (1967.a), “On the Yield Condition for Reinforced Concrete Slabs”. Archivum Inżynierii Ladowej. Vol. 13, No. 1. pp. 5-11.

Németh F. (1967), „Ferde vasalású vasbeton lemezekkel kapcsolatos kísérletek és elméletek kritikai vizsgálata”. Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat. pp. 96.

Sozen. M. A. Cardenas, A. (1968), “Strength and Behavior of Isotropically

- and Nonisotropically Reinforced Concrete Slabs Subjected to Combinations of Flexural and Torsional Moments". *University of Illinois, Civil Engineering Studies. Structural Research Series* No.336. pp. 250.
- Németh F. (1968), „Ferde vasalású vasbeton lemez méretezése adott pontban elliptikus hajlításra.” *Építés és Közlekedéstudományi Közlemények*. XII./3-4. pp. 379-394.
- Németh F. (1974), „Kísérletek ferde vasalású vasbeton lemezekkel a görbületi és nyomatéktenzor összefüggésének felderítésére”. *Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat* pp. 24.
- Németh F. (1978), “Optimum Design of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Biaxial Moments of the Same Sign.” *Acta Technica* 87/3-4 pp. 319-346.
- Németh F. (1978.a), Design of Steel Bars of Reinforced Concrete Slabs. *IASS Symposium, Darmstadt, Werner Verlag Düsseldorf*, Volume 1. pp. 177-188.
- Németh F. (1978.b), „Ortotróp vasbeton lemezek folyási feltételeiről.” *Építés- és Építéstudomány*. X.kötet, 1-2.sz. pp. 3-10.
- Németh F. (1979), “Optimum Design of Steel Bars in Reinforced Concrete Slabs with Skew Reinforcement.” *Problemy Dynamiki Konstrukcji, Sympozjum, Rzeszów*, pp. 415-435.
- Németh F. (1981), “Some Methods of Tensor Representation and Construction” *Periodica Polytechnica C.E.* 25/3-4. pp. 191-200.
- Németh F. (1984), „Vasbeton lemez vizsgálata egy pont környezetében.” *Mérnöki Kézikönyv 2. Műszaki Kiadó*, pp. 679-686.
- Németh F. (1998), „Útőfeszítéssel megerősített ferde vasbeton lemezhiód mé-

retezési képletei”. *Közüti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*. XLVIII.2. pp. 70-72.

**Dr. Németh Ferenc** (1930) okl. hid- és szerkezetépítő szakos mérnök (1953), a műszaki tudomány kandidátusa, a BME Tartószerkezetek Mechanikája Tanszék ny. egyetemi docense. A tanszék oktató munkájában jelenleg is részt vesz, korábban építőanyag és vasbeton szerkezetek tantárgyakat is oktatott. Fő kutatási területe a vasbeton lemezek törési elmélete és optimális méretezése, számos kísérletet is végzett. Széleskörű szakértői tevékenységet folytat a bauxitbeton szerkezetek és általában a megrongálódott tartószerkezetek vizsgálata és megerősítése terén.

## OPTIMUM DESIGN OF STEEL BARS IN REINFORCED CONCRETE SLABS AND THE CRITICISM OF THE EUROCODE 2

### Dr. Ferenc Németh

The author compared the method of Eurocode 2 with his own procedure to the optimum design of the reinforcement. Numerical examples show, that Eurocode 2 contains some mistakes, otherwise the two methods lead to the same design moments. Eurocode consider only perpendicular reinforcement, but the article treats skewed reinforcing too. The author suggests for the Eurocode 2 this optimum design method with skew reinforcement.

# HAJLÍTOTT TARTÓK EGYSZERŰSÍTETT MEREVSÉGI VIZSGÁLATA



Várkonyi Péter

*A hajlított tartókkal szemben támasztott leggyakoribb használati követelmény a lehajlás korlátozása a tartók kedvező megjelenése és általános használhatósága érdekében. A lehajlás részletes vizsgálata mellett gyakran használt közelítő módszer a tartók karcsúságának, azaz a támaszköz és a hasznos magasság hányadosának korlátozása is. Ez az eljárás szokásos alkalmazási területén kívül számos más, a tartók merevségével kapcsolatos követelmény közelítő vizsgálatára is alkalmas. A cikk bemutatja az általánosítás módját, lehetséges területét, és végül konkrét példán szemlélteti azt.*

**Kulcsszavak:** használhatóság, merevség, karcsúságvizsgálat

## 1. BEVEZETÉS

Hajlított vasbeton lemezek és gerendák deformációinak vizsgálata az anyag összetettsége miatt meglehetősen munkaigényes. Emiatt a leggyakrabban vizsgált esetben az Eurocode, illetve általában a vonatkozó szabványok a lehajlás becslésére a tartók támaszközének és hasznos magasságának arányát (a továbbiakban a tartó karcsúságát) korlátozó egyszerűsített módszert is ajánlanak, amely a számítási munkát töredékére csökkenti, kevés adatot igényel a vizsgált szerkezetről, és sok esetben megfelelő pontosságú eredményt szolgáltat. Konkrétan, az Eurocode 2 4.4.3.2 pontjában leírt módszerrel az a feltétel vizsgálható, hogy az adott tartó támaszközéhez viszonyított lehajlása, azaz relatív lehajlása a kváziállandó teher-szint hatására az építési állapothoz képest alatta marad-e az  $1/250$  értéknek. Ennek teljesülése a szerkezet kedvező megjelenését és általános használhatóságát biztosítja.

A hajlított tartókkal szemben a fenti elvárás a leggyakoribb, de a megengedett lehajlás nagysága lehet ettől eltérő, továbbá számos más típusú igény is felmerülhet az alakváltozások korlátozásával kapcsolatban. Bár a szabvány nem tartalmazza, az egyszerűsített vizsgálati módszer megfelelően kibővítve ezekre is alkalmazható.

## 2. AZ ALKALMAZÁS LEHETSÉGES TERÜLETEI

A módszer tehát jelenlegi formájában egy adott *határérték* és vizsgálati *teher-szint* mellett egy adott *deformáció-típus* (a relatív lehajlás) vizsgálatára alkalmas. Az első két korlát a 3., illetve a 4.2 fejezetben leírt módon egyszerűen áthidalható. A relatív lehajlás nagysága pedig a 4.1 fejezet szerint több más merevséggel kapcsolatos követelmény-típussal szoros kapcsolatban áll, így azok is vizsgálhatóak a módszerrel. Közéjük tartozik a *lehajlás abszolút nagysága* (erre vonatkozó követelményeket támaszthatnak például a tartószerkezethez kapcsolódó egyéb szerkezetek, válaszfalak, nyílászárók, valamint csővezetékek és egyéb gépészeti berendezések, illetve előregyártott szerkezeteknél az összeépíthetőség), a tartó *elfordulása* (amely például lapostetők és mélygarázsok vízelvezetése, darupályák, illetve sportlétesítmények padlójának használhatósága miatt vizsgálan-

dó), valamint a tartó *sajátfrekvenciája* (ezt tánc- és tornatermek padlójánál, illetve rezgést keltő gépek, berendezések környezetében kell vizsgálni a rezonancia veszélye miatt). A merevségi követelmény típusa egyben az alkalmazhatóság legalapvetőbb korlátját is jelenti. Egyes használati követelmények, például a tartóhoz kapcsolódó burkolat összenyomódásának, vagy a tartó kialakuló lengései amplitúdójának a korlátozása ugyan valamilyen módon szintén kapcsolatban állnak a tartómerevséggel, de a relatív lehajlás korlátozására nem vezethetők vissza.

Az alkalmazás lehetőségeit a módszer mérsékelt pontosság is behatárolja, ami elsősorban az alábbi szükségszerű egyszerűsítések következménye:

- A vizsgálat a tartó *egy pontjában* veszi figyelembe a húzott acélhanyadot, melyből az e pontbeli tartógörbület aránylag pontosan meghatározható, a többi tartórész deformációi azonban csak közvetve és pontatlanul becsülhetők. A becslések azon a feltételezésen alapulnak, hogy egyrészt a tartó hossza mentén a vasalás intenzitása követi a hajlítónyomaték nagyságát, másrészt a húzott betonöv a tartó teljes hossza mentén bereped. Ez azonban a valóságnak rendszerint csak részben felel meg.
- A vizsgálati módszer a beton *kúszásának* átlagos értékével számol, noha azt a környezet páratartalma, a beton összetétele, a kiszaluzás időpontja, és más tényezők jelentősen befolyásolják. Hasonló a helyzet a beton *zsugorodásával* is.
- Ha a vizsgált tartómezőhöz *szomszédos mezők* csatlakoznak, akkor ezek jelentősen befolyásolhatják a lehajlást. A vizsgált módszer ezt a hatást is csak durva becslés formájában veszi figyelembe.

Az egyszerűsített vizsgálat eredménye tehát jelentős hibát tartalmazhat, elsősorban a biztonság javára, de Geis-tefeldt (1997) szerint konzolok és többtámaszú tartóknál a biztonság kárára is. Ez az eredeti alkalmazási területen elfogadható, mert az esztétikai követelmények esetében nem okoz súlyos problémát, ha a tartó azokat rövid ideig nem teljesíti. Máskor, például irreverzibilis használati határlapok esetén, nagyobb biztonsággal kell a követelményeket teljesíteni, ezért pontosabb számítást célszerű alkalmazni. Az egyszerűsített módszer ezekben az esetekben előzetes méretbecslésre, előtervezésre továbbra is felhasználható, különösen, mivel kevés bemenő adatot igényel.

### 3. A MÓDOSÍTOTT VIZSGÁLATI ELJÁRÁS

Az alkalmazás kibővítése az Eurocode 2-ben leírttól némileg eltérő számítási formát igényel, mely azonban lényegét tekintve azzal egyezik. A szabályozás a tartók *karcúságára* a keresztmetszeti *húzott acélhányad* függvényében maximális értéket ad meg, amely az 1. táblázatból olvasható ki, illetve annak két értéke közötti interpolációval lehet meghatározni. A táblázat a szabvány kéttámaszú tartókra vonatkozó számértékeit tartalmazza, továbbá Várkonyi (2000) számításai alapján ki van egészítve egy másik, rövid idejű hatásokra vonatkozó oszloppal. Az innen leolvasott  $\lambda_0$  alapértéket a 2. táblázatban megtalálható módosító tényezőkkel kell beszorozni, melyek közül  $k_1$  és  $k_2$  kiegészítést jelent a szabványhoz képest, a többi pedig megfelel az Eurocode rendelkezéseinek. A táblázatban  $k_1$  értéke figyelembe veszi a szomszédos tartómezőknek a lehajlást módosító hatását, tehát a tényezőnek, az Eurocode 2-höz hasonlóan, csökkentett értékei szerepelnek ott. A mellettük zárójelben lévő nagyobb számértékekre a 4.4 fejezetben leírt speciális esetben van szükség. A táblázaton kívül  $k_1$  meghatározásához további segítséget nyújt a 4.2 fejezet.

**1. táblázat:** A megengedett karcúság alapértéke a húzott acélhányad függvényében

| ha a nyomott betonöv                     | tartós hatások | rövid idejű hatások |
|------------------------------------------|----------------|---------------------|
| gyengén igénybevett ( $\rho \leq 0,05$ ) | 25             | 31                  |
| erősen igénybevett ( $\rho \geq 0,15$ )  | 18             | 25                  |

A tartó részletes vizsgálat nélkül megengedhető maximális karcúsága tehát

$$\lambda_{max} = \lambda_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6$$

### 4. A MÓDSZER ALKALMAZÁSA MÁS VIZSGÁLATOKNÁL

A tartókarcúság korlátozását a fentebb leírt formában elvégezve az a megszokottnál jóval szélesebb területen alkalmazható, ennek során azonban néhány gyakorlati probléma merül fel.

**2. táblázat:** A megengedhető karcúságot módosító tényezők

| jel   | figyelembevett hatás         | a tényező értéke                                                                                                                                                                             |
|-------|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $k_1$ | a tartó statikai modellje    | kéttámaszú tartó: 1 (1,25)<br>töbttámaszú tartó szélső nyílása: 1,2 (1,4)<br>töbttámaszú tartó közbenő nyílása: 1,4 (2,2)<br>pontonként megtámasztott lemez: 1,15 (1,8)<br>konzol: 0,4 (0,6) |
| $k_2$ | az acélbetétek szilárdsága   | B 60.40-es acélnál: 1<br>általában pedig: $400/f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]                                                                                                                  |
| $k_3$ | a húzott acél kihasználtsága | ha az acél a maximális mezőnyomaték helyén teherbírára ki van használva: 1<br>általában pedig: $1/\mu$                                                                                       |
| $k_4$ | a vizsgált teherszint        | kvázi állandó teherszint esetén felvehető<br>általában pedig: 1-nek $\beta/1,55$                                                                                                             |
| $k_5$ | a megengedett lehajlásérték  | ha a relatív lehajlás maximális értéke 1/250: 1<br>általában pedig: $250 \cdot (a/L)_{max}$                                                                                                  |
| $k_6$ | a húzott betonöv hatása      | általában: 1<br>de T-keresztmetszeteknél, ahol a nyomott öv szélessége legalább háromszorosa a húzott övének: 0,75                                                                           |

### 4.1 Különböző deformáció-típusok vizsgálati módja

Különböző merevséggel kapcsolatos követelmény-típusok vizsgálata oly módon végezhető el, hogy azokat vissza lehet vezetni a relatív lehajlás korlátozására:

- ha a korlátozás a *lehajlás abszolút értékére* vonatkozik, az a támaszköz ismeretében triviális módon visszavezethető a relatív értékre;
- a maximális *tartóelfordulás* értéke is szoros kapcsolatban áll a relatív lehajlás nagyságával, mégpedig az

$$(a/L) = v/4 \text{ [radián]}$$

közelítő képlet szerint, amely lényegében a karcúságvizsgálat módszerének már korábban említett közelítésein alapul, és ezen túlmenően aszimmetrikus tartók esetén további (10% nagyságrendű) hibát tartalmazhat;

- a tartó *sajátfrekvenciája* és a lehajlás közötti kapcsolat pedig például Müller (1978) szerint:

$$a[\text{mm}] \cong 320/f[\text{Hz}] \quad (1)$$

emellett a tartó terheit rövid idejűként kell kezelni, és töbttámaszú tartóknál Várkonyi (2000) szerint  $k_1 = 1$ -gyel kell számolni.

### 4.2 A vizsgálat szempontjából mértékadó teherszint módosító hatása

A különböző vizsgálatokat eltérő teherszintek vagy részterhek feltételezése mellett kell elvégezni, ami jelentősen befolyásolja az eredményt. Az alapesetet, a tartók megfelelő megjelenését biztosító lehajláskorlátot például elég a kvázi állandó teherszint mellett biztosítani, ám például egy válaszfaltól a ritka teherszint mellett is elvárható, hogy ne károsodjon. A különböző teherszintek hatása  $k_4$  tényező megfelelő megválasztásával vehető figyelembe. Ehhez ki kell számítani, vagy meg kell becsülni az adott teherszint és a tervezési teher  $\beta$  arányát, ami számottevő többletmunkát jelent. A leggyakrabban használt szintekre a 3. táblázatban biztonságos alsó becslés található. Bizonyos esetekben azonban, főleg kváziállandó

és állandó teherszintnél, számítással ennél jóval kedvezőbb (akár 2-szeres) teherarány is adódhat, amennyiben az állandó teherhez képest az esetleges teher aránya jelentős, illetve kicsi az esetleges teher kvázi állandó hányada. Ilyen az 5. fejezet számpéldája is.

A táblázatban szereplőktől jelentősen eltérő teherszintek mellett elvégzett vizsgálatokra is szükség lehet például a 4.4 pontban szereplő összetettebb problémánál.

### 3. táblázat: Alsó becslés $\beta$ néhány értékére

| fontosabb teherszintek | a tervezési teher és a vizsgált teherszint $\beta$ hányadosa |
|------------------------|--------------------------------------------------------------|
| ritka                  | 1,4                                                          |
| gyakori                | 1,5                                                          |
| kváziállandó           | 1,55                                                         |
| állandó                | 1,6                                                          |

## 4.3 Rövid idejű hatások vizsgálata

Egyes merevségi vizsgálatoknál a módszer eredeti felhasználási területével ellentétben rövid idejű, vagy annak tekintett terhek hatását kell figyelembe venni, ahol a beton kúszása nem játszik szerepet. Emiatt a megengedhető tartókarcsúság alapértékeinek táblázata (1. táblázat) egy külön, rövid idejű terhekre vonatkozó oszlopot is tartalmaz.

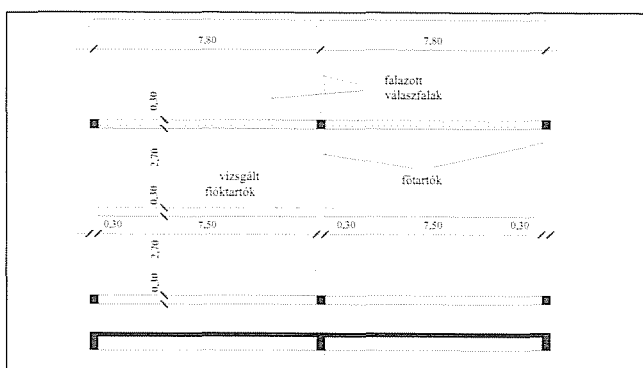
## 4.4 Összetett feladatok megoldása

Gyakoriak az olyan feladatok, amelyeknél összetett (részben tartós, részben rövid idejű) teher hatására bekövetkező deformációt vagy egy rövid idő alatt létrejött, és egy hosszú idő alatt bekövetkező állapot közötti deformáció-növekményt vizsgálunk. Az előbbi egy tartós és egy rövid idejű rész-deformáció összegét, utóbbi pedig különbségüket jelenti. Ennek megfelelően kell a vizsgált módszernél is eljárni. A két összegzendő deformációnak megfelelő két fiktív karcsúságot kell meghatározni, és ezeket a következő képlet szerint, megfelelő előjellel összegezni:

$$1/\lambda = 1/\lambda_1 \pm 1/\lambda_2. \quad (2)$$

Tipikus alkalmazása lehet ennek egy szerkezethez csatlakozó válaszfal, mely a beépítése utáni lehajlásnövekményre érzékeny, tehát a teljes és a beépítéséig bekövetkező lehajlás különbségére. Itt meg kell határozni egy  $\lambda_1$  karcsúságot értéket a ritka teherszintnek megfelelő  $k_2$  tényezővel (a terhet az egyszerűség kedvéért tartósnak feltételezve, mivel jelentős része ténylegesen az), valamint egy  $\lambda_2$ -t a fal beépítésekor a födém terhelő teherszint (feltehetően az állandó teherszint) mellett, és azt rövid idejűnek tekintve (feltéve, hogy újonnan készült szerkezetbe építik be a válaszfalat, ahol a kúszás nagy része még nem játszódtott le). A két értéket a képlet szerint negatív előjellel összegezve megkapható a tartó tényleges megengedett karcsúsága. Konkrét példa található erre az 5.1 pontban.

Negatív előjellel figyelembevett karcsúságtértekeknek fontos megjegyezni, hogy az eredmény biztonságát az általános esettel ellentétben az szolgálja, ha ezekre felső becslést adunk, nem pedig alsót. Célszerű ezért a  $k_1$  tényezőre az 1. táblázatban zárójelben megadott felső értéket figyelembe venni, a  $k_2$  tényezőt pedig számítással, és nem táblázatból becsülni.



1. ábra: A tervezendő szerkezet

## 5. PÉLDA A MÓDSZER ALKALMAZÁSÁRA

Az 1. ábrán látható tornaterem alatti alulbordás födém fióktartóit kell megtervezni. A tartók statikai modellje háromtámaszú tartó. A terem határoló válaszfal alatti borda is vizsgálandó. A födém anyaga C25 beton, vasalása B 60.50 acélból ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ) készül. A födémre ható hasznos teher alapértéke  $p = 5 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.1 A tartómagasság meghatározása egyszerűsített módszerrel

A tartó megjelenése miatt a megengedett legnagyobb karcsúság a 3. fejezetben leírtaknak megfelelően

$$\lambda_{\max} = \lambda_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 = 25 \cdot 1,2 \cdot (400/500) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 = 18$$

lehet. A tartó hasznos magassága így legalább  $d = 780 \text{ cm}/18 = 43,3 \text{ cm}$  kell legyen. ( $k_4$ -et számolással meghatározva ennél mintegy 15%-kal kisebb magasság adódna)

A tánc- és tornatermek alatti födémek sajátfrekvenciája a vonatkozó MSZ szerint legalább 3 Hz kell legyen, ez (1) szerint  $32/3^2 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}$ -es lehajlásnak felel meg, azaz  $3,6/780 = 1/217$  relatív lehajlásnak. Az 1. táblázat rövid idejű terhekhez tartozó oszlopából  $\lambda_0 = 31$  olvasható le. A  $k_1$  tényező a 4.1 pontnak megfelelően 1-nek, a  $k_4$  tényező pedig, gyakori teherszintet feltételezve, a 4.2 pont szerint számolás nélkül 1,5/1,55-nek vehető fel. A megengedett karcsúság így

$$\lambda_{\max} = \lambda_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 = 31 \cdot 1 \cdot (400/500) \cdot 1 \cdot (1,5/1,55) \cdot (250/217) \cdot 0,75 = 20,8 > 18.$$

A falazott válaszfal által elviselt lehajlás Nemestóthy-Visnovitz (1986) szerint 15 mm, ami 1/520-os relatív lehajlásnak felel meg. A 4.4 pontban leírtaknak megfelelően ritka teherszintet feltételezve, és azt az egyszerűség kedvéért tartósnak tekintve, a végleges állapothoz tartozó fiktív karcsúság

$$\lambda_1 = \lambda_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 = 25 \cdot 1,2 \cdot (400/500) \cdot 1 \cdot (1,4/1,55) \cdot (250/520) \cdot 0,75 = 7,8.$$

A válaszfal beépítése utáni állapothoz tartozó fiktív karcsúság meghatározásakor  $k_4$ -et a 4.4 pontban leírtaknak megfelelően célszerű számítással megbeccsülni, ehhez pedig szükség van a  $\beta$  tényezőre. A kb. 15 cm-es födém + 5 cm aljzatbetonból származó önsúly a 3 m-enként elhelyezkedő kb. 45 cm magas és 30 cm széles bordák adta többlettel együtt

$$g = (0,2\text{m}\cdot 3\text{m} + 0,25\text{m}\cdot 0,3\text{m})\cdot 24\text{kN/m}^3 = 16,2\text{ kN/m}^2,$$

ezzel pedig

$$\beta = (g_d + p_d)/g = (1,35\cdot 16,2 + 1,5\cdot 15)/16,2 = 2,74.$$

A fiktív karcsúság így

$$\lambda_2 = 31\cdot 1,4\cdot (400/500)\cdot 1\cdot (2,74/1,55)\cdot (250/520)\cdot 0,75 = 22,1$$

a tényleges megengedett karcsúság pedig (2)-nek megfelelően

$$\lambda_{\max} = 1/(1/7,8 - 1/22,1) = 12,1.$$

A kapott érték meglehetősen magas (65 cm-es) gerendát jelent, ezért célszerű inkább a válaszfalat úgy kialakítani, hogy a tartó deformációi ne tegyenek benne kárt.

A hasznos tartómagasság tehát a vizsgálatok alapján 43,3 cm, így a teljes magasság mintegy 45 cm kell legyen.

## 5.2 Összehasonlítás a részletes számítással

A tartómagasság ismeretében megtervezhető a tartó vasalása, amely után összehasonlításként részletes lehajlásszámítás végezhető. Ha a tartó görbület alakját körvekkel közelítjük (az "ismert alakváltozások elve" szerint), a lehajlás nagysága a következőre adódik:

- a terhek kváziállandó szintjén 2,1 cm
- a ritka teherszint hatására 2,6 cm
- az állandó terhek hatására, de azokat rövid idejüként kezelve 0,8 cm

Eszerint a válaszfalat veszélyeztető lehajlászövekmény nagysága  $2,6\text{ cm} - 0,8\text{ cm} = 1,8\text{ cm}$  (a megengedett érték 1,5 cm lenne), míg a vizuális szempontból mértékadó lehajlás 2,1 cm (a megengedett érték 3,1 cm). A válaszfal esetében a várt eredmény született (mintegy 20%-os tévedéssel a biztonság javára, ha figyelembe vesszük a 65 helyett 45 cm-esre választott tartómagasságot). A vizuális követelmény esetében a hiba mintegy 50%, ennek három fő oka a következő:

- a húzott acélhányad a feltételezett 0,05-nél jóval kisebb,
- a  $k_3$  tényező a húzott betonöv csökkent hatását túlzott mértékben figyelembe veszi,
- a  $k_4$  tényező meghatározásakor a táblázatból becsült teherszint az adott tartó esetében jelentős hibát tartalmazott a biztonság javára.

A lehajlások meghatározhatóak a leggyakrabban alkalmazott közelítéssel, a tartó inerciáját a hossz mentén állandónak tekintve is. Ekkor mintegy 20%-kal kisebb lehajlásértékek adódnak.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A cikkben leírtak szerint kibővített vizsgálati módszer a szerkezetekkel szemben támasztott gyakori merevségi követelmények egy jelentős részénél alkalmazható, és a részletes számításhoz képest jóval kisebb a munka- és adatigénye. Ez utóbbi különösen alkalmassá teszi tartók méretének felvételére, ahol a pontos teheradatok a vizsgálat elvégzésekor még nem állnak rendelkezésre (mivel annak eredményétől is függnék).

Az eredeti felhasználási területhez képest jelentős többletmunkát csak a vizsgált teherszint nagyságának esetleges becslése vagy számítása jelent, melyre azonban a megadott közelítések miatt sok esetben nincs szükség.

A viszonylag kevés számítási munka mérsékelt pontossággal párosul, ami meghatározza a módszer alkalmazási területét: alkalmas tervezésre és ellenőrzésre olyan követelményeknél, ahol megengedhető jelentősebb pontatlanság is, más esetekben pedig előtervezésre, a tartómagasság előzetes becslésére használható. Ezeknél az eredményeket később pontosabb módszerrel ellenőrizni kell.

## 7. ALKALMAZOTT JELÖLÉSEK

|                      |                                                              |
|----------------------|--------------------------------------------------------------|
| $L$                  | a tartó támaszköze                                           |
| $a, (a/L)$           | a tartó lehajlása, relatív lehajlása                         |
| $v$                  | a tartó elfordulása                                          |
| $f$                  | a tartó sajátfrekvenciája                                    |
| $d$                  | a keresztmetszet hasznos magassága                           |
| $\lambda, \lambda_0$ | a megengedhető karcsúság ( $=L/d$ ), a karcsúság alapértéke  |
| $k_1, \dots, k_6$    | a megengedett karcsúságot módosító tényezők                  |
| $\rho$               | a keresztmetszet húzott acélhányada                          |
| $f_{yk}$             | a húzott acélbetétek folyáshatárának karakterisztikus értéke |
| $g, p$               | állandó és esetleges teher                                   |
| $g_d, p_d$           | a terhek tervezési értéke                                    |
| $\mu$                | az acélbetétek kihasználtságának foka                        |
| $\beta$              | a tervezési teher és a vizsgált teherszint hányadosa         |

## 8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A téma megismerésében és a cikk megalkotásában végig segítségemre volt tanárom, Dr. Deák György. Folyamatos támogatását ezúton is szeretném megköszönni.

## 9. HIVATKOZÁSOK

- Geistfeldt, H. (1997), "Improved slenderness control of slabs based on Eurocode 2" The concrete way to development, *Proceedings, FIP Symposium, Johannesburg*, Vol. 1, pp. 133-140.
- MSZ ENV 1992-1-1: 1999 Eurocode 2 "Beton szerkezetek tervezése" 1-1 rész, "Általános és épületekre vonatkozó szabályok"
- Müller, F. P. (1978), "Baudynamik", *Sonderdruck aus dem Betonkalender*, 1978
- Nemestóthy É., Visnovitz Gy. (1986), "Tartószerkezetek alakváltozásainak hatása a csatlakozó válaszfalakra és burkolatokra" *ÉMGÉ Építővilág* 1986/8., pp. 76-81.
- Várkonyi P. (2000), "Hajlított vasbeton elemek merevségi vizsgálata a karcsúság alapján" *Tudományos Diákköri Dolgozat*, BME Építészmérnöki kar, 2000

Várkonyi Péter (1979) a BME Építészmérnöki karának 5. évfolyamos szerkezettervező szakirányos hallgatója. Fő érdeklődési területei: vasbeton szerkezetek használhatósága és deformációi, képlékeny igénybevétel számítás.

## APPLICABILITY OF THE SLENDERNESS CONTROL OF FLEXURAL MEMBERS

Although, limiting the slenderness of reinforced concrete structures is a simple and useful way of controlling deformations under axial load, Eurocode 2 and other standards recommend this method only in one case: to guarantee that the ratio of the deflection to the span does not exceed  $1/250$ , which ensures the appropriate appearance of the structure. In this paper, the possibilities of using this technique for the analysis of other service conditions are introduced. The deflection, the rotation, and the eigen-frequency of structures considering various load levels can be limited by the slenderness control. Long and short term effects as well as their combination can also be considered. The procedure makes possible to limit the difference of the deformation between the two states, as well. The method can advantageously be used for estimating the size of structures and for design them, however the precision of the slenderness control is not satisfactory at the analysis of certain requirements. In these cases, the method should be combined with more exact calculations.

# BESZÁMOLÓ A FIB 2001. ÉVI BERLINI SZIMPÓZIUMÁRÓL

**Dr. Balázs L. György – Dr. Tassi Géza**

A CEB+FIP egyesülése óta immár harmadik szimpóziumát tartotta a *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Berlinben 2001. október 3-5. között. A szimpózium mottója: „*A beton és a környezet*” volt. Lényegében valamennyi előadás e gondolatkörbe tartozott.

A szimpóziumot a *fib* német tagozata, a DBV (Német Beton- és Építés-műszaki Egyesülés) és a DAfStb (Német Vasbeton Bizottság a DIN keretében) szervezte. A helyszín az 50-es évek végén „Kongresszusi csarnok” néven épített, s a 80-as években újjáépített, ma „A világkultúrák háza” néven ismert épület volt.

A szimpózium résztvevői öt világrész 40 országából több mint 300-an sereglettek össze. A küldöttek összetételét meghatározta, hogy kereken egyharmadukat a vendéglátó ország szakemberei tették ki, további mintegy ötödük Japánból érkezett. A résztvevők másik feléből mindössze nyolcan voltak az Atlanti Óceán nyugati partjáról, ami nyilvánvalóan a szeptember 11-én bekövetkezett tragédiával függött össze.

Hazánkat négyen képviseltük, akik a *fib* MT ülésén a szimpóziumról beszámoltunk (lásd jelen beszámoló végén).

A szimpóziumot a szokásos kiállítás kísérte, amely az átlagosnál kevésbé volt gazdag. A mindössze nyolc kiállító egyike a *fib* titkársága volt. Egy német könyvkiadó mellett Németországból három építő ill. építőanyagipari cég, Franciaországból kettő, Dániából egy állított ki.

A szimpózium előtti napon Műszaki Tevékenység (Technical Activity Workshop) elnevezésű szekcióülés volt. Ennek első részén Joost Walraven, a *fib* elnökének vezetésével három új *fib* bulletint tárgyaltak meg a résztvevők. A továbbiakban Balázs L. György elnökölt, s a *fib* egy új színfoltját mutatta be, és az ehhez kapcsolódó ülést vezette le. Ő volt annak a bizottságnak a vezetője, amely fiatal mérnökök pályázata alapján ítelt oda díjakat és okleveleket, egyet-egyet két kategóriában, és pedig a kutatás és a gyakorlati építés terén. A pályázatnak holland, svájci, portugál és japán kitüntettjei voltak. Értékes munkával vett részt a pályázaton Magyarországról Magyar János, a Hídepítő Rt. munkatársa.

A szimpózium három napjának mindegyike plenáris ülésen elhangzott bevezető előadásokkal kezdődött és szekció-ülésekkel folytatódott. Ezeknek az üléseknek az egyikén is elnökölt Balázs L. György.

E rövid beszámolóban nehéz lenne a szimpózium mondanivalójáról, megállapításairól részletesen referálni. A programot nem szigorúan követve elmondjuk, hogy az előadott és megvitatott fő témák a következők voltak.

- Vasbeton szerkezetek esztétikai kérdései.
- Fenntarthatóság és élettartam.
- Környezetünk védelmére szolgáló szerkezetek.
- Használati élettartamra való tervezés. Az élettartam meghosszabbítása. Megerősítés.
- Anyagtani kérdések.
- Tartósság, a tartósság becslése.
- Újrahasznosítás.
- Környezeti hatások. Az egészséggel és a munkakörülményekkel kapcsolatos kérdések.
- Bontás, szétszedhető szerkezetek.

A beszámolók szinte mind a környezeti témakörrel foglalkoztak. Az érdeklődés középpontjában ezen belül nem a környezetnek a vasbeton építményre gyakorolt hatása állt.

Több előadás hangzott el új, németországi építményekről, valamennyi esetben csatlakozva a szimpózium fő témájához. Berlinben, az újraegyesített Németország fővárosában több kereskedelmi-kulturális-igazgatási központ épült, ill. épül. Ezek közül kiemelkedik a Potsdamer Platz épületegyüttese, valamint a szövetségi kancellár hivatala. A Berlinben járó küldötteknek volt alkalmuk ezekre egy-egy pillantást vetni. A szimpózium szervezői sajnos nem iktattak be szakmai kirándulást, látogatást.

A szimpóziumon végigvonult az építmények tervezésekor megjelenő igény, *a teljes élettartamra kiterjedő optimális, elsősorban a komplex energia-minimumra való törekvés*. A német szövetségi közlekedési, építési és lakásügyi minisztériumnak – mint megtudtuk – van már olyan részletes tervezési programja, amely elősegíti az építmény tervezett élettartamára valamennyi szempontból való legkedvezőbb megoldás megtalálását. Az előadásokban sokszor találkoztunk a „Sustainable, Sustainability” kifejezésekkel. Talán a legjobb magyar megfelelője e szavaknak „fenntartható, fenntarthatóság” lenne. Ezek a magyar változatok azonban többször nem illelnek a szövegek környezetbe. Minthogy e fogalmak igen rövid időn belül előtérbe fognak kerülni a hazai építőipari tervezésben is, érdemes elgondolkodni rajta és megvitatni, milyen szak kifejezést alkalmazzunk.

A szimpózium kiadványa az előadások legfeljebb két oldalas kivonatát tartalmazza összesen 136 oldalon (DBV, 2001). A közlemények teljes anyagát a küldöttek CD-ROM-on kapták meg. A kötet egy magyar szerző – és amerikai társszerzője – cikkét tartalmazza (Bódi, Bruce 2001). Az előadás a szerzőknek a közbejött események miatti távolmaradása folytán nem hangzott el.

A szimpóziumhoz kapcsolódott a *fib* tanácsának ülése, amely sok időszerű kérdés mellett az elkövetkező *fib* rendezvények tervét is megtárgyalta. A *fib* MT elnökének előterjesztése alapján van esélyünk arra, hogy 2005-ben hazánkban rendezzünk *fib* szimpóziumot.

Ugyancsak a szimpóziumhoz kapcsolódott több *fib*-bizottság ülése. A 4.1. sz. bizottság „A szerkezetek használati határállapotbeli viselkedésének modellezése” Balázs L. György elnökletével ülésezett a szimpózium záróülése utáni napon.

A *fib* Magyar Tagozata 2001. október 18-án ülést tartott az ÉMI-TÜV Bayern új újpesti székhelyén. Ennek alkalmából szokásaink szerint elhangzottak a magyar résztvevők referátumai, és pedig a következők:

*Dr. Balázs L. György:* A szimpózium célkitűzése, fontossága.

A beton helye a természetben. Építőanyagok körforgamata.

*Dr. Madaras Gábor:* Tartósság. Használati élettartam. Használati élettartamra való tervezés.

*Magyar János:* A beton újrafelhasználása. Egészséges környezet. Öntömörödő beton (munkakörülmények javítása).

DBV szerkesztésében (2001): *Proceedings, fib Symposium. Concrete and Environment*, Berlin, 3-5 October 2001.

Bódi I. – Bruce, R.N. (2001): „HPC – American Practice, European Perspective”, *Proceedings, Concrete and Environment*, Berlin 3-5 October 2001, pp. 93-94

## EUROTERVEZÉSI SZAKMÉRNÖKI TANFOLYAM

A 2002. év februárjában induló, önköltséges tanfolyam feladata a gyakorló (tervező, kivitelező vagy kutató) építő- és építésmérnökök szintemelő szakirányú továbbképzése abból a célból, hogy a sikeresen államvizsgázott új szakmérnök a teherhordó szerkezetek Eurocode-jai szerint a tervezés, kivitelezés és kutatás feladatait euromérnöki követelmények színvonalán tudja teljesíteni.

**Jelentkezés:** BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén Stubán Ferencnél  
Tel.: (463-1751).

2001. szeptemberében Pozsonyban rendezték meg a "BETON-SZERKEZETI HIBÁK" című konferenciát. A Konferencia fő szervezője az időközben elhunyt Jávor Tibor, a pozsonyi és kassai egyetemek professzora volt. A szervezésben végzett munkáját a professzor halálát követően mérnök felesége, Jávor Eleonóra vitte tovább.

A konferencia fő témái voltak:

- betonhibák megállapítása szemrevételezéssel és monitoring rendszerrel,
- a betonhibák vizsgálata, diagnózisa,
- betonszerkezetek tartóssága,
- betonszerkezetek javítása és új anyagok alkalmazási lehetőségei.

A magyar előadások közül nagy sikert aratott a magyar-szlovén vasútvonal nagyrákosi völgyhidjának építéséről készült film bemutatása.

A *fib* magyarországi tagozatának elnöke, Dr. Balázs L. György posztumusz elismerésként Palotás László-díjat nyújtott át Jávor professzor özvegyének.

*Nyolcvan évvel ezelőtt*, 1921. szeptemberében készült el Mihailich Győző *Vasbetonszerkezetek I.* című könyvének kézirat. „Amíg a betonnak és a vasnak együttes fölhasználása majdnem a múlt század közepe óta ismeretes és főleg Monier szabadalmi révén tág teret is hódít, addig az igazi haladás az 1900. évi párisi világkiállítástól számítható, miután a tudományos kutatásnak, valamint a tervező mérnökök mélyreható mechanikai tudásának sikerül a fejlődés számára szilárd alapot létesítenie.” olvasható a szerző előszavában. A könyv fejezetei foglalkoznak a beton alapanyagaival, a vasbetonból készült szerkezeti elemek kialakításával és a szilárdsági számítás kérdéseivel.

*Negyven évvel ezelőtt* épült a Metallochemia nagytéynyí gyáregységében az első gépi mozgatású csúszó zsalus technológiával készített vasbeton víztorony. A torony tervezője Thoma Frigyes, a MÉLYÉPTRV tervezőmérnöke volt. A kivitelezési munkákat a Hidépítő Vállalat végezte. Ugyanebben az időben alkalmazták hazánkban először a pneumatikus betonszállítást a szőnyi vízkivételi mű Dunába süllyesztett vasbetonszekrényének víz alatti kibetonozásánál.

*Harminc évvel ezelőtt* készült el a millenniumi földalatti vasútvonalának a meghosszabítása. A nagyszabású építkezés célja az volt, hogy újabb lakóterületeket vonjanak be a gyorsabb felszín alatti közlekedésbe. Az akkor hetvenöt éves földalatti vasút vonalának meghosszabítása során épült 1,3 km hosszú új vonalszakasz a Városligeti-tó alatt vezetve érinti a Széchenyi-fürdő bejáratát, majd áthalad a Hungária körút és a Budapest-Szolnok-Debrecen vasúti fővonal vágányai alatt. A vonalalagút építését Siemens dúcolás mellett, nyíltvíztartással, helyenként talajvízszint süllyesztéssel végezték, zsaluzatként gördülőállványt alkalmaztak.

*Tíz évvel ezelőtt* kezdtek el hazánk leghosszabb közúti feszített vasbeton hídjának, a Szolnoki Tisza-hídnak az építését. A felszerkezet építésénél szakaszosan betolt és szabadon-betonozott technológiát egyaránt alkalmaztak. A szerkezet külön érdekessége, hogy a különböző módszerrel épült szerke-

zeti részeket feszítéssel kapcsolták össze egybefüggő dilatációs egységgé. A tervet Uvater (Varga József) készítette, a kivitelezést a Hidépítő Vállalat (Németh Kálmán, Berkó Dezső) végezte.

„*A folytonosan vasalt betonburkolat*” címmel jelent meg cikk a Közúti és Mélyépítési Szemle 2001 novemberi számában. A tanulmány szerzői: Dr. habil. Gáspár László, dr. Karsainé Lukács Katalin, Kelem A. István.

*A Vasúti hidak dinamikája* és annak kihatása a felépítményre (Dynamik von Eisenbahnbrücken und deren Auswirkung auf den Oberbau) címmel olvashatunk tanulmányt az Eisenbahningenieur 2001/2 számának 41-45. oldalán. A cikk szerzője: Manfred Zacher számítástechnikai mérnök. A vasúti hidakat a szabályzati előírások alapján dinamikus tényezővel megnövelt statikus közlekedési terhelésre méretezik. A vonatáthaladások következtében a sebesség függvényében rezonancia gerjedhet a felszerkezetben, amit az *f* dinamikus tényezővel már nem lehet figyelembe venni. A cikk e jelenséggel, annak hatásaival foglalkozik. Számpéldán mutatja be egy tartóbetétes vasbetonhid méretezésénél a számítási mód alkalmazását.

*Tovább folytatódik* a vasúti vasbeton hidak fáradásának vizsgálata az UIC mérnöki szerkezetek bizottságában. A kutatási téma vezetője, Fryba professzor a 2001. szeptember 18-20. között Dublinban megtartott bizottsági ülésen beszámolt a kutatás állásáról. Ismertette a prágai egyetemen folytatott kísérletek eredményét, és a fáradásra történő méretezés fontosabb elemeit. Felhívta a figyelmet, hogy a fárasztó terhelés hatására történő nyírási tönkremenetel vizsgálatát egy későbbi kutatási programba kell beépíteni.

*Lebontották* a főváros X. kerületében az Újhegyi úti vasbeton ívhidat, ami a Budapest-Cegléd-Szolnok és a Budapest-Lajosmizse vasútvonalakat hidalta át. A több mint ötven éves, de már használaton kívül álló szerkezet speciális gépek segítségével bontották el. Az ívhid alatti vasúti pályát a villamos felső vezetékek leszerelését követően, betonlapokkal és földfeltöltéssel védték meg a bontás idejére. Ezt követően 2001.11.10-én hidraulikus betonroppantó gépek a jobboldali ívtartót az alsó bekötésnél megroppantották, ezáltal a híd 14h 30 perckor a vasúti pályán levő földfeltöltésre „feküdt”. Ezután a betonszerkezet darabolása, elszállítása, a vasúti pálya védőrétegének az elbontása és a villamos felső vezeték visszaépítése következett. A rendkívül jól szervezett munka elvégzéséhez mindössze 18 óra vágányzár volt szükség. Következő számunkban a híd bontásáról külön cikk megírását tervezük.

*2001. november 14-én* a BME disztermében mutatta be „Az oktatás és a műszaki fejlődés szolgálatában” tárgyú könyveit Dr. Balázs György Széchenyi-díjas professor emeritus, aki idén töltötte be a 75. életévét. Az ünnepséget dr. Detrekői Ákos, rektor nyitotta meg, majd ezt követően előadást tartott dr. Farkas György dékán, Tombor Sándor KöViM közigazgatási államtitkár és Dr. Kunszt György az MTA Építészettudományi Bizottság elnöke.

V.J.

# A KORÁNYI IMRE-DÍJ ODAÍTÉLÉSÉNEK SZABÁLYZATA

A Vasúti Hidak Alapítvány dr. Korányi Imre műegyetemi professzor úr emlékének megőrzésére Korányi Imre-díjat alapított. A névhasználatához a Korányi család, írásban hozzájárult. Korányi professzor úr több évtizedes egyetemi oktatási tevékenysége mellett a vasúti hidak tervezése és üzemeltetése területén is kiváló szakértő volt. Többek között 1945. előtt ő tervezte meg az újpesti, Északi hid erősítését, továbbá számos nagy acélszerkezetű híd forgalomba helyezési eljárásait is vezette. Ezen kívül az 1950-ben kiadott, részben ma is, használt Vasúti Hidszabályzat kidolgozását irányította.

A Korányi Imre-díjat első alkalommal 2002. évben tervezzük az arra érdemes kollégának odaítélni, és ünnepélyes keretek között átadni.

1. A Vasúti Hidak Alapítvány kuratóriuma a KORÁNYI IMRE-DÍJ elbírálásánál jelen szabályzat szerint végzi tevékenységét.
2. A kuratórium munkáját az elnök irányítja, a díj odaítélésénél a kuratórium határozatképes, ha a kuratóriumból az elnökkel együtt legalább hat tag jelen van.
3. A kuratórium döntéseit szavazattöbbséggel hozza meg, szavazategyenlőség esetén az elnök szavazata a döntő. A döntésekről jegyzőkönyv készül. A jelöléssel és a döntéssel kapcsolatos iratok és információk a döntés nyilvános kihirdetéséig bizalmasan kezelendők.
4. *A díj odaítélésére a kuratórium bármely tagja útján lehet javaslatot tenni, amelyet minden év május 15-ig kell az elnök részére írásban eljuttatni.*  
A javaslatnak tartalmaznia kell:
  - a javasolt személy adatait,
  - szakmai tevékenységét,
  - a kitüntetésre okot adó körülmény vagy alkotás leírását.
  - a javaslat indoklását.
5. Az értékelés során a kuratórium az alábbi szempontokat veszi figyelembe:
  - a javasolt személynek a vasúti hidak terén kifejtett munkájának jelentőségét,
  - munkája során az újszerűség és a fejlődés érdekében kifejtett tevékenységét,
  - a javasolt személy szakmai elismertségét, eddigi kitüntetéseit,
  - a vasúti hidakkal kapcsolatos publikációit,
  - esetleges oktatói, nevelői tevékenységét,
  - munkájának a közlekedésügy, ezen belül a vasúti hidászat területén jelentkező erkölcsi és anyagi hasznát.
6. A díj kiosztására évente egy alkalommal, maximum egy fő részére kerül sor.
7. A díj átnyújtásakor az első évben 100.000 Ft összeg és emléklapok kerül átadásra. A kifizetendő összeg nagyságát a kuratórium minden év első ülésén felülvizsgálja.
8. Jelen szabályzatot a kuratórium a 2001. március 20-i ülésén fogadta el.

#### A kuratórium elnöke:

Rege Béla, Közlekedési Főfelügyelet  
1066 Budapest Teréz krt. 38.

#### A kuratórium tagjai:

Evers Antal, Központi Közlekedési Felügyelet  
1066 Budapest Teréz krt. 62.

Hámori Ottó, MÁV Hídépítő Kft.  
1142 Budapest Mexikói út 73-75.

Dr. Iványi Miklós, BME Híd és Szerkezetek Tanszék,  
1111 Budapest Műegyetem rkp.3.

Solymossy Imre, MSc Kft.  
1143 Budapest Hungária krt.113.

(tagságának intézése folyamatban)  
Vörös József, MÁV Rt. Vezérigazgatóság  
1062 Budapest Andrássy út 73-75.

Zsigmondi András, Hídépítő Rt.  
1138 Budapest Karikás Frigyes u. 20.

*Rege Béla*

Vasúti hidak Alapítvány Kuratórium elnöke

## Dr. Béres Lajos 65 éves



Diplomáját a Műszaki Egyetem Mérnöki Karán a Híd- és Szerkezetépítő Szakon 1959-ben szerezte meg. A Michailich professzor vezette Hídépítés II. Tanszéken – demonstrátorként – már az egyetemi éve alatt megismerkedett a beton és a vasbeton tulajdonságainak vizsgálatával, kutatásával, amely szakmai munkásságának mindvégig fő területét képezte.

Az egyetemi évek után az Építéstudományi Intézetben helyezkedett el, s nyugdíjba vonulásáig ott dolgozott különböző tudományos és vezetői munkakörökben.

Munkáinak középpontjában a szerkezeti anyagok, s ezen belül elsődlegesen a betonok szilárdsági, alakváltozási tulajdonságaival és tönkremeneteli folyamataival kapcsolatos kérdések álltak. Ezek tanulmányozására számos új vizsgálati módszert is kidolgozott, vagy adaptált más tudományterületekről, s közben megteremtette a vizsgálatokhoz szükséges technikai feltételeket.

Kutatási eredményeit intézeti tanulmányokban, valamint a hazai és a külföldi szaklapokban publikálta. Közülük néhányra – mint alapvető megállapításokra – számos hivatkozás történt. Az 1988-ban megvédett „Az ismétlődő teher hatása a beton mechanikai tulajdonságaira” című kandidátusi disszertációja az e területen végzett munkái összefoglalásának tekinthető.

Alapkutatás jellegű munkái mellett vizsgálta a fejlesztések során megjelenő különböző új, betonszerű építőanyagok mechanikai viselkedését. Foglalkozott a vasbeton előregyártás

tervezésével, kísérleti elemek és prototípusok vizsgálatával, mélyépítési szerkezetek szerkezeti és technológiai fejlesztésével, a különböző típusú és korú épületszerkezetek és építmények tényleges viselkedésének és teherbírásának kérdéseivel, valamint a fenntartási építés szerkezetfejlesztési problémáival is.

Az ÉTI ügyvezető, majd műszaki igazgatójaként – szervezői, vezetői munkája mellett – is részt vállalt egyes kutatási munkákban, s nem utolsósorban a tudományos eredmények gyakorlati hasznosítási feltételeinek megteremtésében.

Oktatott a Műszaki Egyetemen, előadásokat tartott a Mérnöktovábbképző Intézetben. Részt vett a CEB Effets Structuraux des Déformations Différentes du Béton bizottsága, a CIB Maintenance and Renovation munkabizottsága, a RILEM Concrete Permanent Committee és a Coordinating Committee of Concrete Technology munkájában. Dolgozott több ágazati célprogram bizottságban, az MTA és az OMFB munkabizottságaiban.

A kilencvenes évek elejétől a tudományos életben szerzett tapasztalatait, valamint a közgazdasági egyetemen szerzett ismereteit elsősorban a rendszerváltás hatására dinamikus beinduló nagy építési beruházások előkészítésében, megvalósításában hasznosítja, de építési és igazságügyi szakértőként is tevékenykedik.

*Tisztelettel köszöntjük 65 éves kora alkalmából.*

## Dr. Imre Lajos 65 éves



Hidász mérnök kollegánk 1936. december 31-én született Hódmezővásárhelyen. Középiskolát a helybeli Bethlen Gimnáziumban végzett, majd a Műegyetemen tanult 1960-ig.

Első munkahelye a Ganz-Mávag Hidgyára volt, itt szerezte meg alapfokú ismereteit az acélszerkezetek gyártása és szerelése terén (1960-1967). Részt vett többek közt az első magyar feszítőcsavaros acélhíd, a Dunaújvárosi Hideghengermű, a Borsodi Ércelőkészítőmű gyártás-előkészítő munkáiban és építésvezetője volt az Algyői Vasúti Tisza-híd mederszerkezet cseréjének.

Tervezési gyakorlatát az Intranszmas Acélszerkezeti Osztályának irányító tervezőjeként bővítette 1967-1972 között. Ott elsősorban ipari csarnokok, daruk és darupályák, illetve egyéb anyagmozgató berendezések (szalaghidak, konveyorpályák, magasraktári felrakók) tartószerkezetét tervezte.

A szerkezetépítés és ennek ellenőrzése terén az ÉMI Tartószerkezeti Osztályán szerzett további ismereteket, ahol tíz évig dolgozott. Eközben szerzett egyetemi doktori címet 1980-ban. Doktori dolgozata a lyukasított acélelemek statikus és dinamikus teherbírását tárgyalta, de az ÉMI-ben már kapcsolatba került vasbeton és feszített beton szerkezetekkel is.

Leghosszabb idejű szakmai tevékenysége a Közlekedéstudományi Intézethez kapcsolódik, ahol 1982-1999. között az

Acélhíd laboratóriumot vezette. Itt nyílt bővebb lehetősége a kutató munkára is: a hazai és import betonacélok a feszítőpázmák minőségi kérdéseivel, az ortotróp hídpályák fáradási tulajdonságainak kísérleti vizsgálatával, az acélszerkezetek tartó- és kötőelemeinek magnetostrikciós alapú feszültségvizsgálatával, majd nagykorú (80-120 éves) acélszerkezetek teherbírasi és fáradás tűrési kérdéseivel foglalkozott. Napi munkája az acélhíd építésekhez kapcsolódó anyagvizsgálat, a közlekedésépítés újszerű anyagai és technológiai során szükséges vizsgálatok és megépült szerkezetek (elsősorban hidak) ellenőrző vizsgálata volt.

Két éve újra az építésügy területén, az ÉMI Kht-ban dolgozik, elsősorban a szerkezetvizsgálat, kisebb részben az anyagvizsgálat terén.

Főhivatása mellett, mintegy „szellemi biztonsági szelepként” grafikusként az Alkotóművészek Országos Egyesületének 24 éve tagja. Eddig tizennyolc önálló kiállítása volt, művei hazánkon kívül négy ország egy-egy közgyűjteményében találhatók meg.

A ffb Magyar Tagozat tagja elsősorban a feszítőpázmák minőségellenőrzésében kifejtett anyagvizsgáló tevékenysége folytán lett.

*Tisztelettel köszöntjük 65 éves kora alkalmából.*

# Megrendelem a negyedévente megjelenő VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Név: .....

Cím: .....

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

## **A Nyomtatott folyóirat**

(előfizetési díj: 2002 évre:

4000 Ft)

☐

## **B Internet elérés**

(előfizetési díj 2002 évre:

5000 Ft)

☐

Az eléréshez szükséges kódszám megküldéséhez  
kérjük az előfizető e-mail címének megadását

**Fizetési mód** (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

☐

Átutalom a fib Magyar Tagozat (címe: 1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.)  
10560000-29423501-01010303 számú számlájára.

☐

Számlát kérek eljuttatni a fenti címre

☐

Kérem az alábbi hitelkártyáról kiegyenlíteni:

Kártyaszám: ..... Kártya típusa: .....

Kártya érvényessége: ..... Átutalt összeg: .....

Dátum: ..... Aláírás: .....

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

VASBETONÉPÍTÉS folyóirat szerkesztősége  
c/o BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék  
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.  
Telefon: 463-4068 Fax: 463-3450

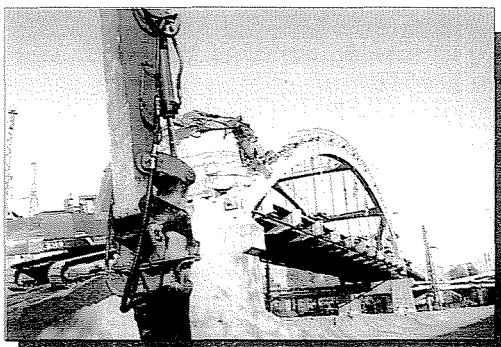
(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

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@freemail.hu

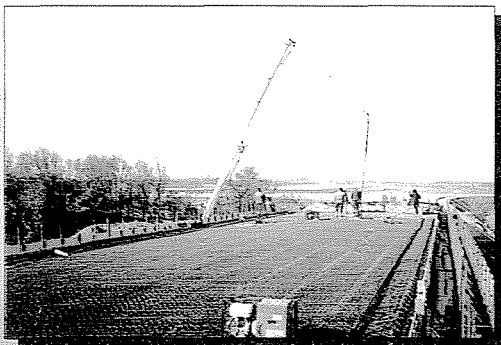
KORÁBBI SZÁMBAN TÖRTÉNT BEMUTATKOZÁSUNK ÓTA, A PIACI IGÉNYEK BŐVÜLÉSE MAGÁVAL HOZTA CÉGÜNK TEVÉKENYSÉGI KÖRÉNEK TOVÁBBI SOKSZÍNŰSÍTÉSÉT, MELY MOSTANRA AZ ÚJ HÍDSZERKEZETEK ÉPÍTÉSÉN, HÍDFELÚJÍTÁSI MUNKÁK VÉGBEJÁRÁSÁN, INJEKTÁLÁSOKON, LÖTT BETON KÉSZÍTÉSÉN, SÓVÉDELMI BEVONATOK KÉSZÍTÉSÉN TÚL RÉGI HIDAK BONTÁSÁVAL, MAGASÉPÍTÉSI SZERKEZETEK REHABILITÁCIÓJÁVAL, DILATÁCIÓK BEÉPÍTÉSÉVEL, VALAMINT IPARI PADLÓK KÉSZÍTÉSÉVEL EGÉSZÜLT KI, MELYEKBŐL AZ ALÁBBI, KÉPEKKEL ILLUSZTRÁLT MUNKÁKAT EMELJÜK KI.

FENTI MUNKÁK MINDEGYIKÉRE VONATKOZÓAN RENDELKEZÜNK MEGFELELŐ GÉPI, TECHNIKAI ÉS MUNKAERŐ KAPACITÁSSAL.

*Bp. Újhegyi úti felüljáró  
roppantásos technológiával  
történő bontása*

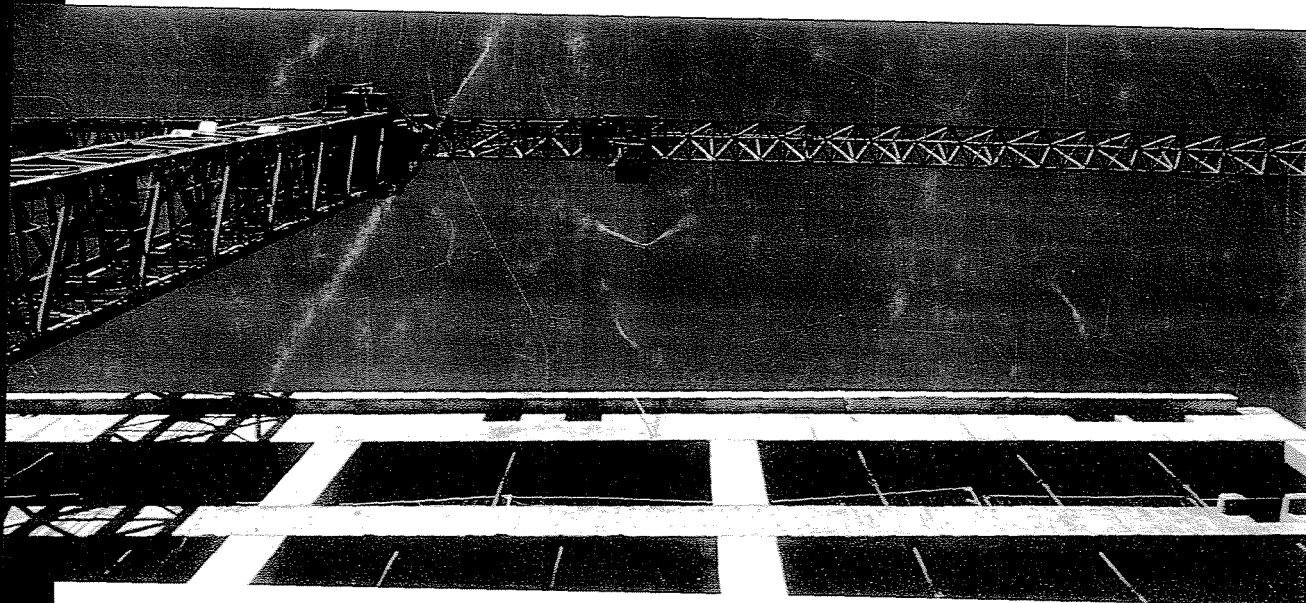


*Pusztazámori M7 autópálya  
csomóponti híd*



*8.sz. főút Öskű római gáti  
boltozat erősítése*





**Vizsgálat, minősítés, tanúsítás, szakvéleményezés,  
folyamatos minőségellenőrzés.  
A jó minőség és a biztonság szolgálatában.**

Felvonók, mozgólépcsők,  
színpadtechnikai  
berendezések,  
épületgépészet,  
építő-, emelő- és  
anyagmozgató gépek,  
nyomástartó edények,  
kazánok,  
gázpalackok,  
hegesztési technológiák,

hegesztők, tartószerkezetek,  
épületek és szaki-  
pari szerkezetek, építőanyagok,  
szórakoztató- és szabadidő-  
berendezések,  
környezetvédelem,  
akusztika,  
nukleáris létesítmények,  
minőségbiztosítási és  
menedzsment-rendszerek.



Központ:  
2000 Szentendre,  
Dózsa György út 26.  
Tel.: 26/501-120  
Fax: 26/501-150  
e-mail: [emituv@mail.mtav.hu](mailto:emituv@mail.mtav.hu)  
[www.tuv-bayern.hu](http://www.tuv-bayern.hu)

Budapesti iroda:  
1043 Budapest,  
Dugonics utca 11.  
Telefon: 399-3600  
Fax: 399-3603  
e-mail: [gmadaras@mail.emi.hu](mailto:gmadaras@mail.emi.hu)

**ÉMI-TÜV Bayern**

Minőségügyi és Biztonságtechnikai Kft.  
A TÜV Süddeutschland Holding AG és az ÉMI Kht. vegyesvállalata

Ügyvezetők:  
Dr. Madaras Gábor  
(szóvivő)  
Dipl.-Kfm. Andreas Nolte