

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Dr. Farkas János — Németh Imre — Korpás Rudolf — Kovács Tamás

Nagy teljesítő-képességű beton-hidak tervezése

102

Dr. Lublói Éva —

Dr. Balázs L. György

Vasbetonszerkezetek viselkedése magas hőmérsékleten

113

Dr. Kisbán Sándor

Az M0 környűri északi Duna-hídja

6. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd. Merevítőtartó, ferdekábelek, a híd szabad szerelése

119

Dr. Visnovitz György —

Erdélyi Tamás — Ther Tamás

Földrengés vagy szélvihar: Melyik a mértékadó?

124

Személyi hírek

Dr. Tariczky Zsuzsánna köszöntése

Szabó István köszöntése

Dr. Kausay Tibor köszöntése

129

2009/4

XI. évfolyam, 4. szám

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektori testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia
Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlap:

A Megyeri híd éjjel és ködben

Fotó: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

102 Dr. Farkas János – Németh Imre – Korpás Rudolf –
Kovács Tamás

Nagy teljesítőképességű betonhidak tervezése

113 Dr. Lublőy Éva – Dr. Balázs L. György

Vasbetonszerkezetek viselkedése magas hőmérsékleten

119 Dr. Kisbán Sándor

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja

6. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd.

Merevítőtartó, ferdekábelek, a híd szabad szerelése

124 Dr. Visnovitz György – Erdélyi Tamás – Ther Tamás

Földrengés vagy szélvihar:

Melyik a mértékadó?

129 Személyi hírek

Dr. Tariczky Zsuzsánna köszöntése

Szabó István köszöntése

Dr. Kausay Tibor köszöntése

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
Hídépítő Zrt., Holcim Hungária Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Taná-
csadó Kft., Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky
Építő Kft., Uvater Zrt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet
Kft., Stabil Plan Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft.,
DCB Mérnöki Iroda Kft., BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

NAGY TELJESÍTŐKÉPESSÉGŰ BETONHIDAK TERVEZÉSE



Dr. Farkas János – Németh Imre – Korpás Rudolf – Kovács Tamás

Az alábbi cikkben összefoglaljuk a nagy teljesítőképességű betonból készülő hidak tervezésével kapcsolatos ismereteinket, és az eddig már publikált eredményeinket kiegészítve leírunk egy numerikus, mérnöki szemléletű módszert, mely a korai beton hidratációs és zsugorodási folyamatainak számításával foglalkozik. Az általunk javasolt módszer alkalmasságát azzal igazoljuk, hogy az M7 autópálya S-65 j. hídjánál mért hőmérsékleti adatokat összehasonlítjuk az általunk javasolt modellel számított adatokkal. Módszerünk széleskörű felhasználhatóságának bizonyítására bemutatunk egy olyan mintaszámítást, melyben egy betonhid hidratációs hőfejlődésének hűtéssel való csillapítása eredményeként kiadódó, időben változó hőmérsékleti profil határozzuk meg egy általános keresztmetszet mentén.

Kulcsszavak: nagy teljesítőképességű beton, tartós betonszerkezet, hidratációs hőfejlődés, autogén zsugorodás, kúszás, numerikus módszer

1. BEVEZETÉS

1.1. Előzmények

2005-ben, az első hazai nagy teljesítőképességű (a továbbiakban: NT) betonhid tervezői- és kivitelezőiként a hazai tapasztalatok hiányában (de még a külföldi szakirodalom áttanulmányozása után is), a betonban lejátszódó, időtől függő folyamatokat csak minőségileg tudtuk leírni, hatásukat értékelni. Ezek közül a legfontosabb nehézség az volt, hogy a hidratációs folyamat és a vele időben párhuzamosan zajló autogén, majd az ezt követő száradási zsugorodás hatását a tervezés során nem tudtuk számszerűsíteni, ezért a fiatal beton e „viharos” folyamatai és azok következményei részleteiben rejtve maradtak előttünk. Természetesen a folyamatok káros következményeit megelőző beavatkozások és intézkedések optimális megtervezéséről is csak jószándékkal beszélhetünk.

Az NT betonszerkezetek tartósságát kedvezőtlenül befolyásolja az a körülmény, hogy a korai betonban lezajló hidratációt követő kihülésből és az autogén zsugorodásból származó húzófeszültségek elérhetik a korai beton húzószilárdságát, és így a szerkezetben repedések keletkezhetnek. Ennek megelőzése érdekében fontos mind a hidratációs hőfejlődés, mind az autogén zsugorodás folyamatát az adott körülmények figyelembevételével numerikusan leírni és az ebből fellépő húzófeszültség-eloszlást számítani. A fellépő húzófeszültségek mértékét csökkentő betontechnológiai intézkedések és megoldások hatását szintén számszerűsíteni kell. Ehhez a beton időtől függő folyamatainak modellezésére van szükség, majd ezen „időfüggő” modellel ki kell egészíteni a hagyományos statikai méretezés „időfüggetlen” modelljét.

1.2 Az NT betonhid-tervezés általános ismertetése

Az üzemeltetésben és a fenntartásban sok előnyös tulajdonsággal rendelkező és egyben hosszú élettartamot biztosító, ezért egy teljes életciklust tekintve végeredményben gazdaságos

nagyszilárdságú/nagy teljesítőképességű (NSZ/NT) vagy csak nagy teljesítőképességű (NT) hidak betonjai a hagyományos betonokhoz képest rengeteg többlet szakmai finomsággal és kényes tulajdonsággal rendelkeznek, ezért ezek alkalmazásakor egy sor - a tervezésben és a kivitelezésben egyaránt jelentkező - többlet nehézséggel is meg kell küzdeni. Ennek ellenére a nemzetközi tapasztalat azt mutatja, hogy ésszerű életciklus-gazdálkodás mellett mindezt beruházói oldalról is érdemes vállalni, ezért külföldön az ilyen típusú hídszerkezetek lassan már tömegesen épülnek (Farkas Gy. és társai, 2006).

A hagyományos betontól eltérő tulajdonságok zöme a megnövelt tartóssági igényhez igazított betonösszetételéből adódik, ennek elsődleges következménye a nagy hidratációs hőfejlődés és a nagy autogén zsugorodás, amely a megszokottól eltérő, karcsúbb szerkezeti kialakításokkal, formákkal egészül ki. Ezért az ilyen NT betonhidak megvalósításához különlegesen fejlett és részletes szerkezettervezésre, betontechnológiai tervezésre, építéstechnológiai tervezésre és kivitelezésre van szükség, valamint ezen egymásra ható folyamatok összehangolására is. Csak speciális számítógépes tervezésben megfelelő jártassággal és kapacitással rendelkező hídtervezők, nagy építési és betontechnológiai tapasztalattal rendelkező, fegyelmetten kivitelezők, valamint technikailag felkészült betongyarak összehangolt munkája eredményezheti az elvárt tartósságú hídszerkezetet.

Miután az NT betonhidak előnyeinek bemutatásával, a gazdaságosság indoklásával, az NT betonok folyamatainak leírásával, a keveréktervezéssel, az erőtani tervezés alapelveivel, az erőtani követelmények igazolásával, az anyagjellemzőkkel és a gyakorlati megvalósítással kapcsolatban egy sor hazai és külföldi szakirodalom és kutatási eredmény (Farkas Gy. és társai 2006, 2007a, 2007b, 2004, Betonkalender 2005, Kovács 2007, Rostásy és társai 2002, Farkas J. és társai 2006a, 2006b, 2006c, 2007, 2009, Duna-Dráva 2007, König 2001) áll rendelkezésre, ezért ezen alapvető kérdéseket itt nem tárgyaljuk. Különválasztjuk a hídfelszerkezetek tervezését és az egyéb pl. alépítményi szerkezetek tervezését, és a továbbiakban

csak a hídfelszerkezetek tervezésével foglalkozunk. Amit azonban megállapítunk a felszerkezetre, azt értelemszerűen kiterjeszthetjük az alépitményi szerkezetekre is.

Szabályzati szinten Magyarországon jelenleg nincs fiatal korú (néhány napos) NT betonra vonatkozó erőtan (feszültségi) és azt kiegészítő hőmérsékleti kritérium. Az NT betonok kutatásában élenjáró nemzetek is sokféleképpen határozzák meg az ilyenfajta kritériumokat (Rostásy és társai, 2002). Ezekre alapozva, túlnyomó mértékben hajlított gerendaszerkezetek esetén repedésmentességi feltételként elfogadhatjuk azt a feszültségkorlátozási kritériumot, mely szerint a σ számított főhúzófeszültség a szerkezet minden pontjában az NT beton hajlító-húzószilárdságának $f_{ctm,fi}$ várható értéke alatt marad. A fenti feszültségi kritérium betartásával azt tudjuk bizonyítani, hogy a felszerkezet friss betonjában nem jönnek létre a tartósságot csökkentő repedések.

Az NT beton híd-felszerkezetek megfelelő tartósságának biztosításához a tervezés során technológiai-tervezési fázisokat javasolunk végrehajtani. A betontechnológussal karöltve a keverőtelepen, a laborban és próbabeépítésen szerzett adatokkal mint tervezési alapadatokkal kell a pusztán statikus értelemben kész kiviteli szerkezetterveket aktualizálni. Ez a konkrét betongyár és az építési időszak figyelembevételével betontechnológiai keveréktervezést, az optimális keverék kiválasztását, helyszíni próbabeépítések elvégzését, a beton hidratációs hőmérsékletének és a levegő hőmérsékletének a mérését, a mért adatok kiértékelését stb. jelenti. Az így nyert adatokkal lehet a megbízó, a mérnök, a kivitelező és a tervező közös döntését alátámasztani a végleges technológia alkalmazhatóságával kapcsolatban. Ezután a véglegesített technológiának megfelelő hidratációs-zugorodási számítási modullal a szerkezetterveket ellenőrizni kell, kimutatni a korai betonban a kötési-szilárdulási folyamat során fellépő feszültségeket, összehasonlítani a megengedett húzófeszültségekkel, és a szükséges további betontechnológiai korrekciókat megtenni. Természetesen az építés során a fenti előkészítő fázisban elvégzett méréseket a megvalósuló szerkezeten újra el kell végezni, majd a mért és a tervezési folyamat során számított adatokat össze kell hasonlítani, az eltéréseket értékelni, dokumentálni, a hatóságot, a mérnököt és a megbízót tájékoztatni kell, hogy valóban az általuk elképzelt minőségben (tartóssággal) és a jóváhagyott terveknek megfelelően került megépítésre a felszerkezet. Végül a „hagyományos” megvalósulási (szerkezet) tervet egy technológiai megvalósulási tervvel is ki kell egészíteni. Ezzel biztosítjuk a folytonos és a teljes információáramlást a kivitelezés összes résztvevője és a hídfenntartó között.

Az NT betonból készült szerkezetek esetében a „hagyományos” szerkezet-tervezési folyamat sem problémamentes (Farkas J. és társai 2006a, 2006b), hiszen:

- kidolgozás alatt van ugyan egy NT beton híd-szabvány (Farkas J. és társai 2009), de jelenleg még az NT betonból tervezett szerkezetekhez felmentést kell kérni,
- az NT beton hidakat már ma is lényegében az Eurocode (EC) alapján kell tervezni, 2010-től pedig az EC szabványok kizárólagossá válnak Magyarországon, így csak erre felkészült mérnök tervezhet,
- a vízszigetelés és aszfaltburkolat nélküli NT beton hídfelszerkezetek esetén egyedi szerkezettervezési megoldásokra van szükség, mert:
 - a monolit felszerkezeteknél gyakorlatilag mindig hossz- és/vagy keresztirányú feszítéseket kell alkalmazni,
 - a hídhöz csatlakozó betonburkolatú útpálya esetén nincs úszólemez,
 - a híd és a betonburkolatú útpálya csatlakozásának

kialakítása speciális megoldásokat igényel,

- speciális szegélyre, és hozzá csatlakozó korlátra van szükség,
- speciális vízvezetési rendszerre van szükség,
- általában vízzáró dilatációs szerkezet készül,
- a kényszerfeszültségek elkerülése miatt általában szükség van saruk beépítésére akkor is, ha ezt a hagyományos betonból készülő felszerkezetek esetén nem terveznénk és építenénk be,
- az NT frissbeton viselkedése hasonlít az öntömörödő betonéhoz, folyós, mézszerű, ezért nagy eredő esésű hidakon a betonozást közel vízszintes pozícióban kell végrehajtani, majd a megszilárdult felszerkezetet a tervezett helyére kell bilitteni. Ennek technológiáját részletesen ki kell dolgozni és felszerkezetre gyakorolt hatását figyelembe kell venni (a szükséges többletvasalásokat be kell tervezni).
- további kiegészítő dinamikai számításokra lehet szükség az NT beton és a hagyományos beton duktilitása közötti különbség és az NT beton szerkezetek nagyobb karcsúsága miatt,
- a magas szilárdsági kihasználtság miatt fáradási számításokat kell végezni,
- bizonyos szerkezetek esetén az NT beton tűzállóságát kiemelten kell vizsgálni,
- a szakaszos építés (pl. szakaszos alátámasztás, betolás, szabadszerelés, vagy függőleges szerkezetek szakaszos betonozása pilonok, tornyok stb. esetén) ütemezését az NT beton időtől függő tulajdonságainak figyelembevételével kell megtervezni.

A fenti, nem rutin jellegű szerkezettervezés esetén a hagyományos betonszerkezetekhez képest igényes számítási megoldásokra van szükség, ezért az NT beton híd tervezését kiterjedt végelelemes szoftverháttérrel és hardverkapacitással kell végezni. Ez a tervezés során jelentős többletárfordítást igényel. A fent felsorolt témakörökkel és az első hazai NT beton hídfelszerkezetnél alkalmazott megoldásokkal kapcsolatban lásd Farkas J. és társai 2006a-t és 2006b-t.

1.3 Az NT betonhíd-tervezéshez alkalmazott szoftver

Korábbi tervezési és építési tapasztalatainkra, az NT betonok gyártása és alkalmazása témában 2007 és 2008 folyamán a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén a Magyar Közút Kht. és az Épitem Kht. támogatásával elvégzett kutatások tapasztalataira, továbbá a betontechnológia legújabb eredményeire és a tárgykörben megjelent nemzetközi szakirodalomra támaszkodva mára összeállítottunk egy kezelhető és egyben mérnöki szemléletű tervezői csomagot. A csomag teljes mértékben számítógépes tervezésre épül, ennek összeállításához szükség volt a kereskedelmben kapható szoftverek e feladatra való alkalmasságának megvizsgálására és a kezelésükben egy bizonyos szintű jártasság megszerzésére.

Ez a teljes mértékben Eurocode-ra épülő programcsomag mind a hagyományos, mind az NT betonból készülő szerkezeti megoldásokat végelelemes modellekkel írja le, számolja az időben változó hőmérséklet-, alakváltozás- és igénybevétel-eloszlást, majd igazolja a vonatkozó erőtan követelményeket. A hagyományos statikus „szerkezet-tervezési” modul egy speciális végelelemes modullal egészül ki, mely (az egész tervezési folyamat most bemutatandó újdonságaként) tartalmazza a hidratáció, a zsugorodás és a kúszás időtől függő hőmérsékleti és alakváltozási folyamatait. Összességében lehetőséget teremt arra, hogy az NT beton híd komplex

viselkedését leírja, és a tervezési folyamatot teljessé, a megbízó és az engedélyező hatóság számára egyértelművé és átláthatóvá teszi.

2. AZ NT BETONSZERKEZET TARTÓSSÁGÁT MEGHATÁROZÓ FOLYAMATOK A FRISS- ÉS A FIATAL KORÚ BETONBAN

2.1 Időtől függő hőmérséklet- és térfogatváltozási folyamatok

Az NT betonszerkezet tartósságát a frissbetonban keletkező repedések alapvetően károsan befolyásolják, ezért a frissbeton lényeges tulajdonságait, az abban végbemenő, repedésképződést befolyásoló folyamatokat és azok időbeli lefolyását ismerni kell. Ezek a következők.

- **Plasztikus (képlékeny) zsugorodási folyamat**, mely a betonozástól számított első 2-6 órában a szilárdulás kezdetéig tart, a bedolgozást követően a felületi betonrétegben lévő keverővíz eltávozásának (elpárolgásának) és az ezzel járó térfogatcsökkenésnek a következménye. Tisztán fizikai folyamat eredménye, melynek mértékét a szabad felület nedvesen tartásával lehet csökkenteni. Mértéke nem függ a beton korától. A mértékére vonatkozó számítási eljárások megbízhatósága kicsi, a gyakorlatban nem alkalmazzák, mert alapvetően nem a megszilárdult beton tulajdonságáról van szó, így számottevő sajátfeszültséget nem okoz.
- **Autogén zsugorodási folyamat**, mely a szilárdulás kezdetétől kb. egy éves korig is eltarthat. A cement hidratációja során végbemenő kémiai reakciókkal járó térfogatcsökkenés eredménye. Mértéke a hidratáció során a keverékben lévő szabad víz (keverővízként a v/c tényezővel mérhető) mennyiségétől függ. Ez szokásos (0,4-0,5) v/c tényezőjű betonok esetén nem jelentős, míg a kisebb (~0,3) v/c tényezőjű (elsősorban nagyszilárdságú) betonok esetén - különösen azok belső zónáiban, ahol a hidratációhoz szükséges vízmennyiség hiánya miatt a beton „kiszárad” és ezzel együtt a térfogatcsökkenés is nagyobb - jelentőssé válik. E folyamat időbeli lefolyását leíró időfüggvényt a különböző szabályzatok általában tartalmazzák. Az ok-okozati összefüggés miatt a folyamat a hidratációs hőfejlődéssel közel azonos ütemű.
- **Hidratációs hőfejlődési és -terjedési folyamat**, mely a hidratáció során lezajló exoterm kémiai reakciók és a szerkezeten belüli hőmérséklet-eloszlást befolyásoló tényezők következménye. A hőfejlődés mértéke a beton korától és a keverék összetételétől függ, a szerkezeten belüli hőmérséklet-eloszlást az időjárási viszonyokon túlmenően (ha nincs „sokkos” terhelés) elsősorban a következők befolyásolják:
 - a keresztmetszet terület/kerület aránya,
 - a zsaluzat hővezetése, hőszigetelő képessége,
 - a külső hőmérséklet ingadozása,
 - a betonkeverék keverési hőmérséklete,
 - a szabad felületeket terhelő napsugárzás,
 - a kizsaluzás szakaszolása, üteme stb.

A hidratációs hőtermelési folyamat a szilárdulás időpontjától indul és kb. 14-28 napig tarthat (amit betontechnológiai beavatkozásokkal csökkenthetünk is, növelhetünk is). A hőfejlődés a szerkezetben kezdetben felmelegedést és ebből származó hőtágulást eredményez (amely az

autogén zsugorodás hatását kedvezően befolyásolja), melyet a hőfejlődés mértékének csökkenésével, ill. megszűnésével a szerkezet lehűlése és az ezzel járó összehúzódás követ. Az e folyamatból származó repedések megelőzésének kulcskérdése e hőmérséklet-változások szerkezeten belüli egyenletessége, ill. az ezekkel járó térfogatváltozások gátlásának a mértéke. A hőfejlődés mértékének és időbeli lefolyásának leírására kísérleti alapon meghatározott időfüggvények állnak rendelkezésre. Szokásos körülmények esetén egy viszonylag vastag hídfelszerkezet-keresztmetszeten belül a hidratációs hőtermelés beindulásával a belső mezőkből általában kifelé (alsó fenék- ill. oldalzsaluzatok és szabad felső felület esetén általában alulról fölfelé) megindul egy hőáramlási folyamat. E hőáramlási folyamat lesz a „motorja” a vele párhuzamosan zajló vízmozgási folyamatnak is. A hőmérsékleti gradiens irányában „érlik” a beton, melynek eredményeként a keresztmetszetben koncentrikus, azonos érettségű mezők alakulnak ki. Az azonos érettségű mezők „hatásos” vagy „effektív” kora azonos. Ha a v/c tényező egy bizonyos értéknél kisebb, akkor vastag szerkezetek esetén az a veszély léphet fel, hogy a fenti hőmérséklet-eloszlás és az azzal összefüggő vízmozgási folyamat miatt a keresztmetszet belsejéből a hidratáció során elvándorol a víz, a növekvő vízhiány miatt a belső mezők homogenitása (és természetesen szilárdsága) csökken, melynek eredményeként kialakul egy külső kemény kéreg és egy belső, „túlérlet”, vagy „elégett” gyengébb mag. Ezt mindenképpen el kell kerülni.

- **Száradási zsugorodási folyamat**, mely a szilárdulás kezdetétől az egyensúlyi nedvességtartalom beálltáig tartó, akár néhány éves folyamat. A hidratációhoz fel nem használt víz szerkezetből való eltávozásával függ össze, tisztán fizikai folyamat eredménye. Az autogén zsugorodási folyamathoz képest időeltolódással lép fel és azzal összegződik, mértéke függ a beton korától. A szokásos betonokra ugyanúgy jellemző, mint az NT betonokra, mivel azonban a hidratációt követő szabad víz mennyisége nagyobb szilárdságú betonok esetén általában kisebb, ezért mértéke az NT betonok esetén kisebb. Az időbeli lefolyás leírására időfüggvények állnak rendelkezésre, melyek általában a szabályzatokban is megtalálhatók. A fenti folyamatok modellezésekor tett alapfeltevés az, hogy a keresztmetszet végelemekkel modellezett bármely pontjának pillanatnyi hidratációs foka, hőmérséklete, zsugorodása, rugalmassági modulusa (merevsége), kúszása (melynek figyelembevétele a csökkentett értékű rövididejű rugalmassági modulussal történik, mely a csúcshőfeszültségek leépülését eredményezi, így figyelembevétele célszerű), feszültségi és alakváltozási állapota az ún. „effektív” vagy „hatásos” kor függvénye. A Poisson-tényezőt a kis terhelések miatt állandónak tekintjük. A „hatásos” kor Saul szerint (Betonkalender, 2005)

$$\tau_w = \frac{\sum_{i=1}^n (T_i + 10) \Delta t_i}{30},$$

ahol T_i [°C] az adott pontban Δt_i [nap] időintervallumon keresztül érvényes hőmérséklet. Mivel az „effektív kor”-okat meghatározó hőmérsékleti mezők az időben folyamatosan változnak, ezért a keresztmetszet mind a hely, mind az idő tekintetében inhomogén lesz. Az ilyen módon inhomogén keresztmetszeteket inhomogén merevségi mátrixok írják le. Számítástechnikailag ezt a folyamatos, de szakaszosan állandónak feltételezett inhomogenitást kell megfelelően leírni és modellezni. Tehát olyan szoftverre van szükség, amely a beton

hidratációjának mértékével és az effektív korával összefüggő inhomogenitást időben szakaszosan változó merevségi mátrixokkal képes leírni és ez alapján a keresztmetszetben (térbeli modell esetén a teljes szerkezetben) a feszültség- és alakváltozás-eloszlást időlépéses algoritmus alkalmazásával képes kezelni. Esetünkben e célra a Sofistik szoftvert alkalmaztuk, melybe a hidratációs hőfejlődés hatását, a zsugorodást (autogén és száradási), valamint a kúszást leíró időfüggvényeket programoztuk be. Az e folyamatokból származó alakváltozásokat és feszültségeket minden időlépésben egymásra halmoztuk.

2.2 Húzószilárdság

A beton húzószilárdsága (melyet a következőkben vizsgált hajlított szerkezetek miatt a hajlító-húzószilárdsággal vesszünk figyelembe), kezdetben nincs egyértelmű kapcsolatban a nyomószilárdsággal. Függ a v/c tényezőtől, a cement és az adalékanyagok típusától, a hidratáció fokától és az utókezeléstől (az aktuális víztelítettségtől), várható értékét általában a nyomószilárdság várható értéke függvényében (pl. Betonkalender 2005 szerint) lehet felvenni. Az Eurocode 28 napnál fiatalabb betonok esetén a húzószilárdság kifejlődését ugyanazon időfüggvénnyel írja le, mint a nyomószilárdságot. A korai nyomószilárdság várható értékét a végszilárdság adott korhoz tartozó hányadaként lehet felvenni a rendelkezésre álló szakirodalom (Farkas Gy. és társai 2006, CEB-FIB Model Code 90, Eurocode, stb.) alapján. Az általunk alkalmazott, kereskedelembe kapható Sofistik program a beton hajlító-húzó szilárdságának és nyomószilárdságának kortól függő $f_{ctm}(t)$ és $f_{cm}(t)$ várható értékeit beépített modulként tartalmazta.

2.3 A fiatal korú beton sajátfeszültségi állapota

A betonozást követő 28 nap után az időben párhuzamosan zajló fenti folyamatok „zűrzavara” lecseng, ekkor a hidratáció és az autogén zsugorodás hatása már nem jelentős, a hőmérséklet és a vízmozgás szempontjából beáll egy megközelítőleg egyensúlyi állapot, mely erőtan szempontból egy, a szerkezetben addig lezajlott folyamatok eredményeként kialakult sajátfeszültségi állapothoz tartozik. E sajátfeszültségi állapot az eddig eltelt időszakra alkalmazott, időlépéses algoritmus eredményeként adódik. Feltételezve, hogy ez a sajátfeszültségi állapot az azt létrehozó folyamatok intenzitásának jelentős csökkenése miatt a továbbiakban érdemben már nem változik, ezért az erre ráakódó további feszültségek és alakváltozások számítása innentől kezdve a végszilárdságot elért betonra hagyományos módon (állandó merevségi mátrix alapján), de a tovább folytatódó, időtől függő folyamatok (pl. száradási zsugorodás, kúszás) figyelembevételével történhet. Az „egyensúlyi állapot” eléréséig tartó időszakban ki kell mutatni, hogy a szerkezet bármely pontjában a fenti folyamatok eredményeként keletkező összegzett húzófeszültség kisebb, mint az f_{ctm} húzószilárdság. Különösen fontos követelmény ez például szigetelés és aszfaltburkolat nélküli hídfelszerkezetek útpálya-felületein.

3. A FIATAL KORÚ NT BETON JELLEMZŐ FOLYAMATOK MATEMATIKAI LEÍRÁSA ÉS SZOFTVERES MODELLEZÉSE

3.1 A hidratáció modellezése

A hidratációs hőfejlődés folyamata rendkívül bonyolult, melyet

kísérleti eredmények alapján különböző szerzők megpróbáltak egyszerű, jól használható összefüggésekkel leírni. A Sofistik a hidratációs folyamat számításakor a síkbeli vagy térbeli végeselemes potenciálfeladatot oldja meg, adiabatikus, és általában instacionárius (időfüggetlen) folyamat feltételezésével.

Az egyes elméletek alapja az α hidratációs fok használata (itt α a hidratációs folyamatban a vizsgált időpontig keletkezett hőmennyiség ($Q(\tau_w)$) és a teljes folyamat során keletkező hőmennyiség ($Q(\infty)$) hányadosa), azaz

$$\alpha = \frac{Q(\tau_w)}{Q(\infty)},$$

ahol τ_w , a beton vizsgált időpontban érvényes „hatásos” kora. A Sofistik (Sofistik 2007) többféle hidratációs modellt tartalmaz (Saul modellje 50°C-ig, Freiesleben modellje 80°C-ig, Jonasson modellje 80°C-ig, Wesche modellje 80°C-ig érvényes). Az első hazai NT hidnál (Farkas J. és társai 2006a) mért 60°C feletti hőmérsékletek miatt a Jonasson-féle modellt ajánljuk. Eszerint:

$$\alpha = \exp[b \times \ln(1 + \tau_w / \tau_k)]^a.$$

A b , a , és τ_k paraméterek javasolt értéke rendre 1,0, 1,15 és 15, azonban ezek kísérletek (pl. próbabeépítések során nyert mérési eredmények) alapján is meghatározhatók. A „hatásos” kor számítása a következő:

$$\tau_w = \int \exp \left[5300 \left(\frac{T + T_{ref}}{20 + T_{ref}} \right)^{-0,45} \right] \times \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) dt \quad \text{és} \quad T_{ref} = 15^\circ\text{C},$$

ahol T a dt időintervallumban érvényes hőmérséklet.

A fenti összefüggésekben lévő paraméterek megváltoztatásával lehet a hidratációs modell finomhangolását elvégezni. Az első tervezési fázisban a javasolt paraméterek jól használhatóak, de a kötelezően elvégezendő próbabeépítésekénél mért hőmérsékletek birtokában e paramétereket módosítani kell.

A beton rövididejű rugalmassági modulusa a „Braunschweigi iskola anyagmodellje” (Sofistik (2007) szerint

$$E = E_{28} \frac{(\alpha - \alpha_0)^{-0,45}}{1 - \alpha_0}$$

ahol E_{28} a 28 napos korú beton rövididejű rugalmassági modulusa, α_0 pedig egy kezdeti korrekciós tényező, amely a finomabb számításokhoz használható, értékét a Sofistik egyéb adatok hiányában 0,001-re javasolja felvenni.

A fentiekén túlmenően még a következő adatok megadásra van szükség: az NT beton és a felhasználandó zsaluzó- és szigetelőanyagok fajhője, fajlagos hőkapacitása, a vizsgálati, vagy építési szakaszoknak megfelelő zsaluzási, szigetelési, hűtési és párazárási ütemek, a beton lineáris hőtágulási együtthatója, a napsugárzás mértéke (modellszakaszonként állandó), a betonkeverék hőmérséklete (modellszakaszonként állandó), a külső léghőmérséklet (modell szakaszonként állandó), a betonra jellemző és a hidratáció fokának megfelelően időben változó (szakaszonként linearizálható) hidratációs hőmennyiség. Meg kell adni továbbá a szakaszosan változó felületi peremfeltételeket is.

A Sofistik a potenciálfeladat megoldása során a külső hőmérsékletek és napsugárzási emissziós értékek függvényében számítja a szerkezeten belüli hőmérséklet-eloszlást, megadja az elemek „hatásos” korát, a hidratációs fokot, a párányomás-eloszlást és az effektív merevséget (az aktuális merevségi mátrixot) figyelembevételével számítja a feszültség- és alakváltozás-eloszlást. Mindegyik időlépésben a megelőző lépés adatait használja fel kiindulási állapotnak, és az

aktuális hőmérsékleti és egyéb időjárási peremfeltételeknek megfelelően számítja a felsorolt adatokat

3.2 A zsugorodás és a kúszás modellezése

Az autogén zsugorodás, a száradási zsugorodás és a kúszás időbeli lefolyását a Sofistikba programozva adjuk meg (az időlépések hossza és szakaszolása értelemsszerűen azonos a hidratációs hőfejlődés-számítás szakaszaival). A szakirodalomban és a meglévő modern előírásokban és szabályzatokban (pl. Model Code MC 90, Eurocode) a zsugorodásra vonatkozó időfüggvények zárt alakban rendelkezésre állnak, ezeket kell a programba beépíteni.

Esetünkben a (Farkas Gy. és társai 2006) szerinti modellt használtuk fel a fiatal beton zsugorodásának leírásához, mely az autogén zsugorodás és a száradási zsugorodás összegeként állítható elő a következő összefüggések alapján:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{c,as}(t) + \varepsilon_{c,ds}(t, t_s)$$

$$\varepsilon_{c,as}(t) = \varepsilon_{c,as0}(f_{cm}) \beta_{as}(t)$$

$$\varepsilon_{c,ds}(t, t_s) = \varepsilon_{c,ds0}(f_{cm}) \beta_{RH} \beta_{ds}(t, t_s)$$

$$\varepsilon_{c,as0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left(\frac{f_{ctm}/f_{cm}}{6 + f_{cm}/f_{cm0}} \right)^{2,5} \times 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$$

$$\varepsilon_{c,ds0}(f_{cm}) = (220 + 110 \alpha_{ds1} \exp(-\alpha_{ds2} f_{cm}/f_{cm0})) \times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = -1,55(1 - RH^2) \quad \text{ha } 40 < RH < 0,99\beta_{s1}$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \quad \text{ha } RH > 0,99\beta_{s1}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left(\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right)^{0,5}$$

$$\beta_{s1} = (3,5f_{cm0}/f_{cm})^{0,1}$$

ahol:

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$ a beton nyomószilárdságának várható értéke 28 napos korban,

$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$,
 t idő [nap]

α_{as} cement típusától függő tényező,

RH a levegő relatív páratartalma,

$h = 2A/u$ elméleti vastagság, ahol A a keresztmetszet területe u pedig a száradási kerülete,

$h_0 = 100 \text{ mm}$,

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ cementtől függő tényezők,

β_{s1} a beton belső kiszáradását figyelembevevő tényező.

A kúszás hatását azért érdemes figyelembe venni, mert a fellépő feszültségcsúcsokat leépíti. Számítástechnikailag fiktív merevség (rugalmassági modulus) csökkentéssel vehető figyelembe. Ha a kúszási függvény feszültségtől való függését is figyelembe vennénk, akkor végeredményben arra jutnánk, hogy a kúszás a hely függvénye is lesz, ami rendkívül bonyolult számítást eredményezne. Ehelyett egy csak időtől függő, lineáris kúszási függvényt alkalmaztunk (Betonkalender, 2005), a következő feltételezésekkel:

- a betonban keletkező feszültségek kisebbek, mint $0,45f_{ck}(t_0)$, ahol t_0 a beton kora a terheléskor, azaz a lineáris kúszási elmélet érvényes,

- a feszültség-változások elegendően kicsik, tehát a kúszás jellemezhető egy állandó terhelés hatására létrejövő alakváltozással.

Az aktuális kúszási tényező ($\varphi(t, t_0)$) meghatározásánál a (Betonkalender, 2005) és (Farkas Gy. és társai, 2004) szerinti, következő összefüggéseket alkalmaztuk:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{(t - t_0)/t}{\beta_H + (t - t_0)/t} \right)^{0,3}$$

$$\beta_H = 150 [1 + (1,2 RH)^{18}] h/h_0 + 250\alpha_3 < 1500\alpha_3,$$

$$\alpha_3 = [3,5f_{cm0}/f_{cm}]^{0,5}$$

ahol φ_0 a kúszási tényező végértéke a (Farkas Gy. és társai, 2004) szerint, a többi változó az előzőek szerint.

3.3 A vasalás modellezése

A hidratációs számításnál a vasalás a hidratáció következményeként fellépő beton-alakváltozásoknak ellenáll, ezért módosítja a betonelemek feszültségi és alakváltozási állapotát, miközben benne a körülvevő betonnal azonos alakváltozás és a merevségkülönbség miatt a betontól eltérő feszültség keletkezik. Tehát a részletes számításoknál olyan végelemes modellt célszerű alkalmazni, amely a vasalás figyelembevételére is alkalmas.

A zsugorodási számításnál feltételezzük, hogy a vasalás a betontól eltérően nem zsugorodik, emiatt közöttük kényszer lép fel.

Így a fentiek figyelembevételére a vasalást olyan rúdelemekkel modelleztük, amely a csomópontokban a betonmátrixszal együtt mozog, így például a beton térfogatcsökkenésekor az acélbetétekben értelemsszerűen nyomás keletkezik.

4. MINTAPÉLDA A HIDRATÁCIÓS HŐFEJLŐDÉS SZÁMÍTÁSÁRA

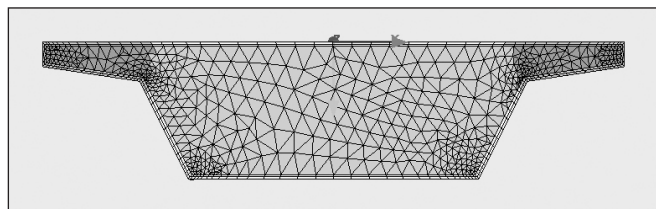
A számításhoz fiktív, kéttámaszú, 22 m nyílású, feszített, NT betonhid felszerkezetének keresztmetszetét vettük alapul, ahol a hid-felszerkezet szélessége 6,0 m, magassága 1,40 m. A hid teljes aláállványozással épül. A feltételezés szerint a hidat kénytelenek téli időszakban betonozni, a nappali átlaghőmérséklet 2°C , mely éjszakára átlag -4°C -ra csökken. Napsütés a folyamatos felhősödés miatt nincs. A felső felületet fehér párazáró réteggel és nádszövet borítással láttuk el, ennek a hőtechnikai adatait a réteges lemez zsalutáblákéval egyenlőnek vettük fel. A jelen példában szereplő szerkezetben a vasalást nem vettük figyelembe.

A valós építésnek és a felvett 12 órás időszakaszoknak megfelelően a beton szilárdulásától induló, 4,5 nap időtartamú vizsgálat során naponta két, azaz összesen $4,5 \times 2 = 9$ időlépésből álló hidratációs számítást készítettünk.

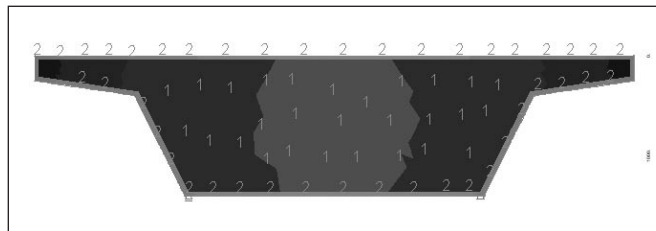
Az NT beton szilárdsági jele C50/60, a felhasznált cement CEM II/A-S 42,5 N kohósalak portlandcement (Duna-Dráva Cement Kft., Vác), adagolása 460 kg/m^3 , a beton testsűrűsége 2420 kg/m^3 , a v/c tényező 0,35. Az NT beton hővezetési tényezője $2,1 \text{ W/(Km)}$, a vékony zsaluzaté ennek kb. $1/100$ -a. Az NT beton hidratációkor felszabaduló hőmennyiségét időben állandónak feltételeztük. A cement átlagos hidratációs hője (Betonkalender, 2005) szerint $Q_{\max} = (220 + 362)/2 = 281 \text{ kJ/kg}$, ami 460 kg/m^3 cementadagolás esetén $281 \times 460 = 129260 \text{ kJ/m}^3$ hőmennyiséget jelent.

Időszakaszok a beton átlagos külső léghőmér-
hőmérséklete [15°C] séklet [°C]
(előzetes futtatások után)

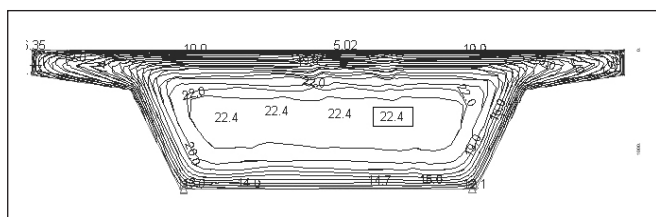
0-12 h	programból	2
12-24 h	programból	-4
24-36 h	programból	2
36-48 h	programból	-4
48-60 h	programból	2
60-72 h	programból	-4
72-84 h	programból	2
84-96 h	programból	-4
96-108 h	programból	2



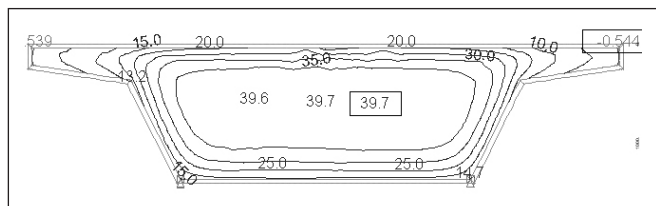
1. ábra: Az optimalizált végeleemes háló



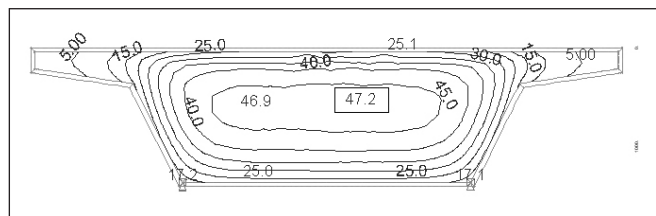
2. ábra: Az NT beton (1) és a zsaluzatok (2, felül párazáró réteg és nádszövet borítás)



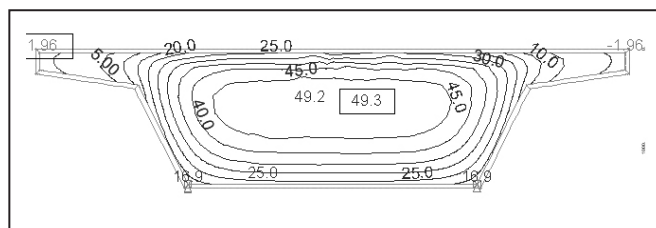
3. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 12. óra végén



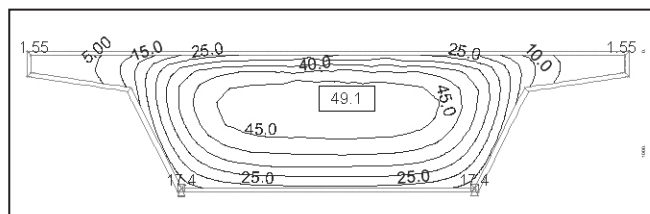
4. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 24. óra végén



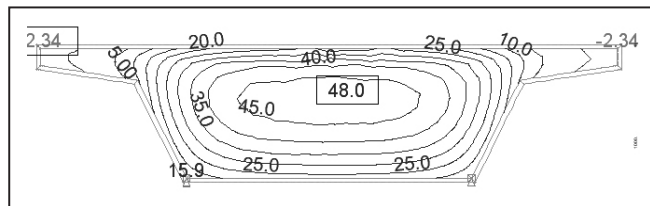
5. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 36. óra végén



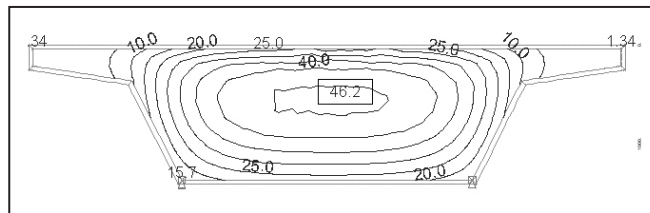
6. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 48. óra végén



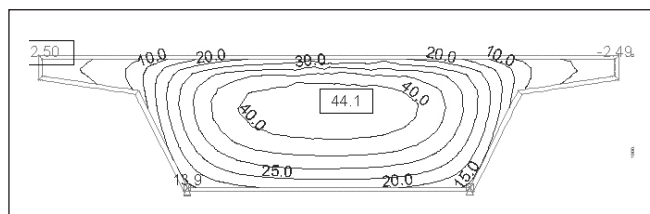
7. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 60. óra végén



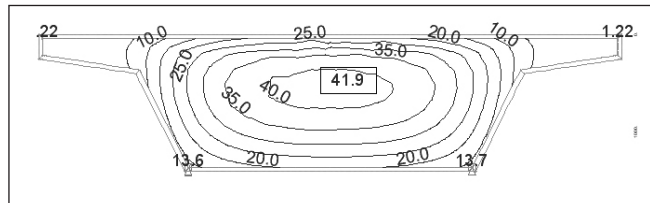
8. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 72. óra végén



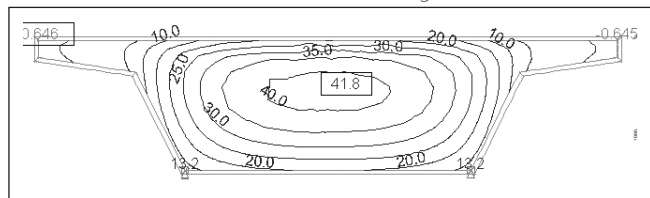
9. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 84. óra végén



10. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 96. óra végén



11. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 108. óra végén



12. ábra: A hőmérséklet-eloszlás a 108. óra végén, ha a 0-108 órás időszakot egy ütemben és -1°C fokos állandó külső hőmérséklet feltételével vizsgáljuk

5. AZ M7 AUTÓPÁLYA S-65 SZÁMÚ ALULJÁRÓ VIZSGÁLATA

Az NT betonok első magyarországi alkalmazásáról, az M7 autópálya S-65 j. hidjának (13. ábra) tervezéséről, kivitelezéséről részletesen beszámoltunk (Farkas J és társai 2006a, 2006b, 2007). A tervező és a kivitelező a Vegyépster Zrt. hidépítési leányvállalata, a Mahid 2000 Zrt. volt. A továbbiakban az e híd NT beton felszerkezetéhez alkalmazott beton főbb tulajdonságait, a betonozás körülményeit ismertetjük, majd e felszerkezet fentiek szerinti hidratációs számításával foglalkozunk, ahol a számítási eredményeket összehasonlítjuk a kivitelezés során mért hőmérsékleti értékekkel.

A szerkezet teljes aláállványozással és együtemű betonozással épült.

1. táblázat: Az M7 autópálya S65 jelű. híd felszerkezet-betonjának tervezett összetétele (1 m³-re)

Megnevezés	Tömeg %	Térfogat %	Sűrűség kg/dm ³	Térfogat dm ³	Tömeg kg
OH 0/4 Hejőpapi	39,4	40	2,64	278,40	735
UKZ 5/12 Uzsa	19,2	18	2,85	125,28	357
OK 8/16 Gyékényes	41,4	42	2,64	292,32	772
Adalékanyag összesen:				696	1864
Cement CEM II/A-S 42,5 N Hejőcsaba			3,10	135,5	420
Szilika szuszpenzió Centrilit Fume SX (MC Bauchemie)	5,95		1,38	36,23	50
Víz			1,00	114,50	114,50
Adalékszer Muraplast FK 62.30 folyósító (MC Bauchemie)	1,7		1,11	6,43	7,14
Adalékszer Centrament Retard 310 kötéskésleltető (MC Bauchemie)	0,3		1,18	1,07	1,26
Levegő				10,30	
Összesen				1000	2457

5.1 A felszerkezet betonjának összetétele és a betonozás körülményei

Az NT betonból készülő utófeszített vasbeton felszerkezet betonjának összetételét az 1. táblázat mutatja. Az összetételt laboratóriumi kísérletek, a keverőtelepi próbakeverések és próbabeépítések vizsgálati eredményei alapozták meg. A v/c tényező értéke 0,35 volt.

Az építés helyszínén a mixerben lévő betonkeverékhez 0,9 kg/m³ FIBRIN 1832 polipropilén szálat adagoltunk. A betont a Danubiusbeton Marcali Kft., a Holcim Hungária Rt. Marcali és a Holcim Hungária Rt. Fonyód betonüzemekből szállítottuk. Az összesen 512 m³ megkevert betonból 484 m³ került beépítésre, a többi nem volt megfelelő.

A betonüzemekben és az építés helyszínén minden mixergépkocsiból vett mintán terüléssel mértük a beton konzisztenciáját és hőmérsékletét. A betonüzemekben mértük a friss beton testsűrűségét és víztartalmát is. A beton konzisztenciájának és hőmérsékletének, valamint a környezeti léghőmérsékletnek a változása a 14. ábrán látható.

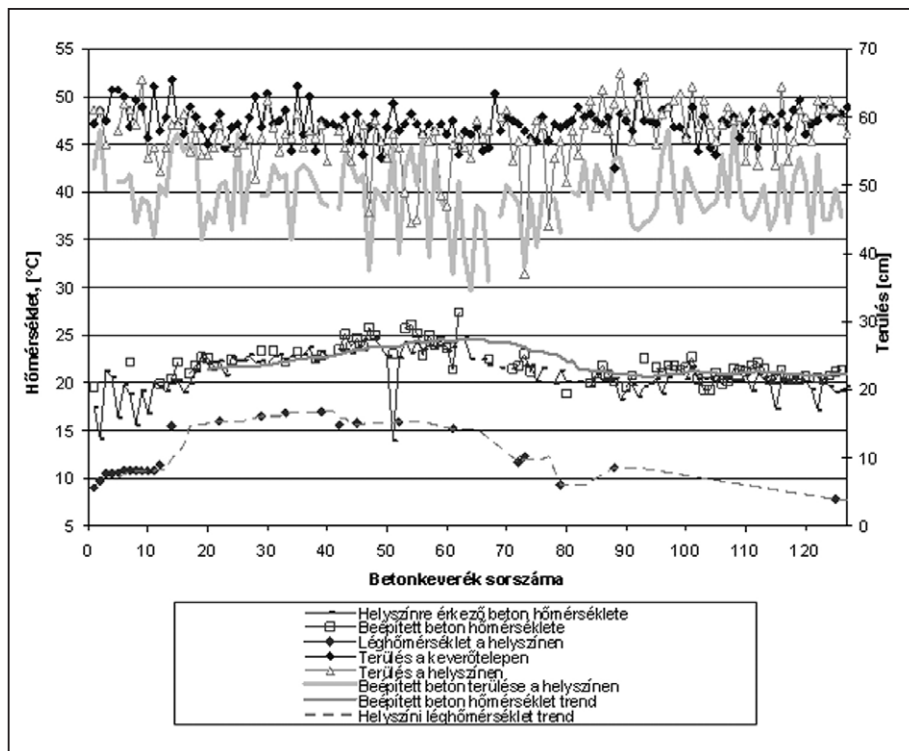
5.2 Az M7 autópálya S-65 jelű hídfelszerkezetének hidratációs számítása

A 3.1. szakasz szerinti hidratációs számításhoz a felszerkezet egy szakaszának térbeli végeeselemes modelljét használtuk (15. ábra).

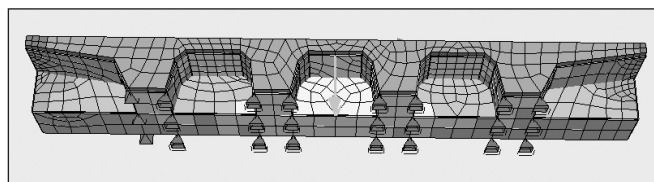
A végkeresztartót és a végkeresztartóba becsatlakozó főtartók egy részét modelleztük. A főtartócsonkok felszerkezet felőli felületeit a modellben erősen leszigeteltük, hogy ezen a felületen hőveszteség ne léphessen fel. A felszerkezet (és ezért a vizsgált modell is) körbe volt zsaluezva, a pályalemez fölülről hőszigetelést nem, hanem csak párazáró bevonatot kapott. A rétegelt lemezes zsaluezatot és a szigetelést felületelemként definiáltuk. E modellbe vasalást nem építettünk be, hiszen a cél az volt, hogy a számított és a mért hőmérsékleti értékeket hasonlítsuk össze.

Az állványzatra való felfekvést a modellben a főtartók alatt elhelyezett egy darab, vízszintes értelemben fix támasszal és további, vízszintes értelemben mozgó támaszokkal modelleztük. Mivel gravitációs terhekkkel (mint pl. önsúly és hasznos teher) jelen esetben nem számoltunk, ezért az ilyen

13. ábra: Az M7 autópálya elkészült S65 jelű hídja



14. ábra: A beton hőfejlődése és konzisztencia változása



15. ábra: Az M7 autópálya S65 jelű hídjának alkalmazott térbeli végelemes modellje

peremfeltételekkel felvett modell megfelelőnek bizonyult.

A külső léghőmérséklet értékeit a 16. ábra alapján vettük fel. A betonozás során folyamatosan felhős idő volt, ezért a napsugárzás hatását nem vettük figyelembe.

Az NT beton C50/60 szil. jelű, a felhasznált cement CEM II/A-S 42,5 N kohósalak portlandcement (Duna-Dráva Cement, Vác), adagolása 460 kg/m^3 , a beton testsűrűsége 2420 kg/m^3 , a v/c tényező 0,35 volt. Az NT beton hidratációs hőmennyiségét időben állandónak feltételeztük. További, alkalmazott hőtechnikai adatok:

a szigetelőanyag hővezetése: $k = 0,21 \text{ W/Km}$, hőkapacitása 300000 J/(Km) ,

A zsaluzat hővezetése $k = 0,51 \text{ W/Km}$, hőkapacitása 890000 J/(Km) ,

Az NT beton hővezetése $k = 2,10 \text{ W/Km}$, hőkapacitása 1250000 J/(Km) , teljes hőtermelése $Q_{\max} = 145000 \text{ kJ/m}^3$.

Az $\alpha = \exp[b \times \ln(1 + \tau_w/\tau_k)]^a$ Jonasson függvény alkalmazott paraméterei $\alpha = -0,95$; $b = -0,4$; $\tau_k = 40,0$ voltak.

5.3 A mért és a számított eredmények összehasonlítása

Az I. mérési hely 2. mérőpontja 82 cm magasságban a nagykanizsai oldali szélső gerenda belsejében volt elhelyezve. Az itt mért hőmérsékleti értékek (téglalap pontsorozat) és a modell ugyanezen helyén a betontestben számított (rombusz pontsorozat) hőmérsékleti adatok a 16. ábrán láthatók. Miután a leolvasások 12 óránál gyakoribb időpontokban történtek, a számítások pedig csak 12 óránként, ezért a

jobb összehasonlíthatóság érdekében a számított értékeknek megfelelő (rombusz pontsorozat) grafikonon a számított értékek közötti pontokat lineáris interpolálással határoztuk meg.

6. A HŐTERMELÉS HATÁSÁNAK CSÖKKENTÉSE HŰTÉSSEL

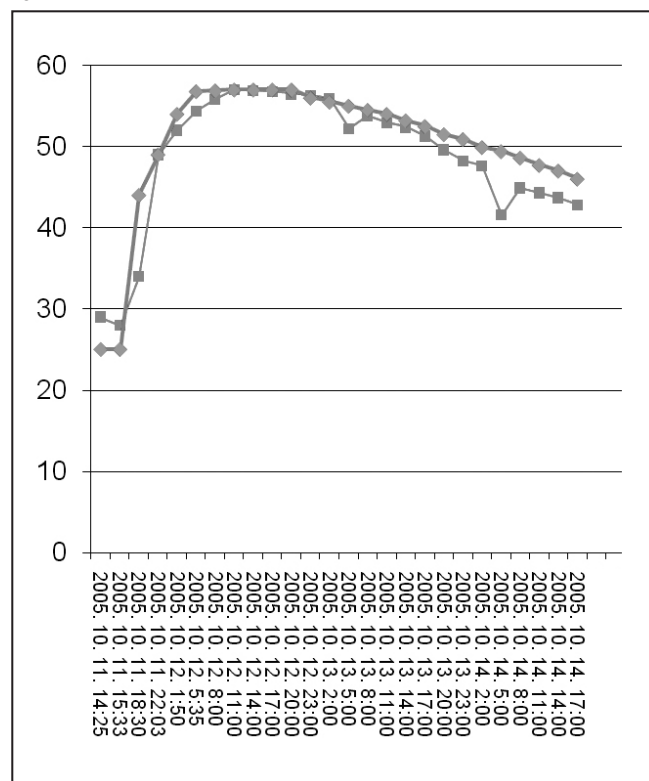
6.1 A túlzott hőtermelés veszélyei

Az NT betonok megfelelő hidratációjának feltétele, hogy a végbemenő kémiai reakciók során elegendő víz álljon rendelkezésre a szerkezet belsejében. Ennek a korrekt igazolását számításokkal egyelőre nem tudtuk megoldani, ugyanakkor pl. a (Lösching, 1966) szerint feltételezhető, hogy a tartósság kritériumaként meghatározott max. 25%-os kapilláris pórustérfogatnál több és

egybefüggő kapilláris 0,35-nál nagyobb v/c tényező értékek esetén alakul ki, miközben a hidratáció is 100%-ban lezajlik. Az alkalmazott program megadja a telítettség párányomás-változást, amiből látszik, hogy a hőmérséklet emelkedésével párhuzamosan nő a párányomás, és ahol nagyobb a hőmérséklet, ott magasabb a párányomás is. A magas párányomás tágitja és növeli a kapillárisokat, e belső nyomás következtében azok össze is kapcsolódhatnak. Az összefüggő kapilláris-rendszer tartóssági szempontból nem kívánatos.

A hidegebb oldal felé, tehát a belülről kifelé mutatóan tapasztalható nagy hőmérséklet-különbségnél fellépő nagy párányomás-különbség a kezdeti közel homogén állapotból a

16. ábra: A mért és a számított hőmérsékletek összehasonlítása 3 óránként



vizet a kapillárisokon át belülről kifelé nyomja. Minél nagyobb a párányomás- és a hőmérséklet-különbség, annál nagyobb a belső magok környezetéből az eltávozó víz miatt a „túlérés” veszélye. Tehát a v/c tényező 0,35 értéken való tartása mellett arra is oda kell figyelni, hogy minél kisebb legyen a beton hőtermelése, az lehetőleg egyenletes legyen, továbbá az ennek hatására kialakuló párányomás mértéke legyen minél kisebb, és minél egyenletesebben változzon. Ezt elsősorban a szerkezetek külső oldalai szigetelésével és a belső térfogatelemek (pl. a beton) hűtésével vagy belső szellőzés kialakításával lehet elérni.

Az NT betonok nagytömegű alkalmazásához e témában további kutatásokra van szükség.

6.2 A hűtés hatásának vizsgálata számpéldán

E szakaszban a hidratációs hőfejlődés hatásának csökkentése céljából alkalmazott hűtés hatását modellezzük a 4. szakasz szerinti mintapéldában alkalmazott keresztmetszeti modellen.

A beton, a cement, a cementadagolás és a v/c tényező értékei azonosak az 5.2. szakaszban leírtakkal. A betonkeverék kezdő hőmérséklete 15°C, a számításokat 12 óránként végezzük 4 és fél napon keresztül, azaz 9 időlépést alkalmaztunk. A feltételezések szerint a külső léghőmérséklet 12°C és 8°C között változik, napsugárzás nincs. A keresztmetszet teljesen körül van szigetelve,

a szigetelőanyag hővezetése $k = 0,0021 \text{ W/(Km)}$, hőkapacitása 2500 J/(Km) ,

a zsaluzat hővezetése $k = 0,0021 \text{ W/(Km)}$, hőkapacitása 2500 J/(Km) ,

Az NT beton hővezetése $k = 2,10 \text{ W/(Km)}$, hőkapacitása 2500000 J/(Km) , teljes hőtermelése $Q_{\max} = 129000 \text{ kJ/m}^3$.

Az $\alpha = \exp[b \times \ln(1 + \tau_w/\tau_k)]^a$ Jonasson függvény alkalmazott paraméterei $\alpha = -1,15$; $b = -1,0$; $\tau_k = 15$ voltak. A nyírási vasalás $\phi 12 \text{ mm}$ átmérőjű, a kengyelkiosztás ritmusa 20 cm. A zsugorodás és a kúszás folyamatát a 3.2. szakaszban leírtak szerint programoztuk be.

A nem hűtött („sima”) és a hűtött keresztmetszetek a 17. ábrán láthatók. A hűtött hídkeresztmetszet közepén három $\phi 40 \text{ cm}$ átmérőjű körűreg van, amelyben folyamatosan 1°C hőmérsékletű, tömeg nélküli közeget (pl. levegőt) áramoltatnak (ennek gyakorlati megvalósíthatóságával most nem foglalkozunk). Ez eléggé drasztikus mértékű hűtésnek felel meg, ugyanakkor a mintapéldában a hűtés hatását markánsan bemutatja.

A hűtés nélküli és a hűtött szerkezetek összehasonlítására a kétféle modellen 12 óránként számított hőmérséklet eloszlásokat (18a-18. ábrák) egymás mellett adjuk meg.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az előzőekben elvégzett vizsgálatok alapján a következő megállapítások tehetők:

1. Az NT beton hidakra kidolgoztunk egy olyan numerikus módszert, mely a beton hidratációjának és további, időtől

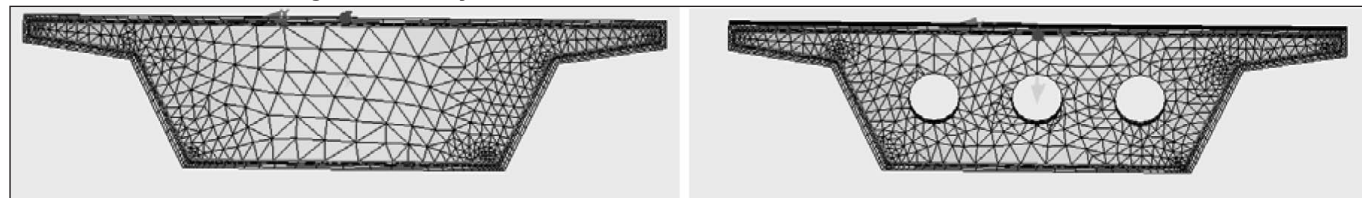
függő térfogatváltozási folyamatainak (zsugorodás és kúszás) modellezésére alkalmas, illetve az ezekből keletkező alakváltozásokat és feszültségeket a külső léghőmérséklet, az alkalmazott anyagok és építéstechnológiai megoldások stb. függvényében számítani képes. A módszer alapja a Sofistik általános végeleemes programrendszer.

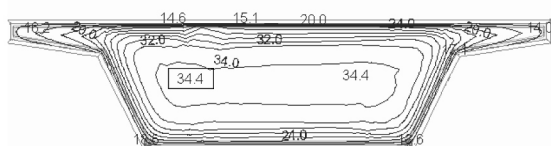
2. A bemutatott eljárás NT beton hidak hagyományos statikai szerkezettervezési modulját bővíti ki a fiatal betonkorban keletkező feszültségi-alakváltozási állapot vizsgálatával. Ennek keretében számszerűsítve vizsgálhatóak azok a folyamatok és hatások: külső léghőmérséklet-változás, napsugárzás, beton- és építéstechnológiai beavatkozások (szakaszos kizsaluzás, zsaluzatok szigetelése, hűtés stb.), melyekre a hagyományos tervezési módszerek eddig nem terjedtek ki, elfedve ezzel bizonyos, fiatal beton korban keletkező, majd tartósságcsökkenéshez vezető problémák (pl. korai repedezettség) okait. E módszer jelentős előrelépést jelenthet az NT betonok korai repedezettség miatti tartóssági problémáinak kiküszöbölésében azáltal, hogy a fiatal beton korban fellépő húzófeszültségek korlátozását számszerűen is el tudjuk végezni, jelentősen csökkentve ezzel a korai repedések megjelenésének valószínűségét.
3. Mintapéldán mutattuk be egy fiktív hídkeresztmetszet hidratációs hőmérsékleti mezőinek kifejlődését a betonozástól számított első 108 órában 12 óránkénti időlépések alkalmazásával, illetve egy 108 órás szakaszban.
4. Az M7 autópálya S-65 j. hidjánál mért hőmérsékleti adatokra támaszkodva igazoltuk, hogy a hidratációs modellben alkalmazott paraméterek finomításával (az egyébként a külső peremfeltételek tekintetében azonos) végeleemes modellen számított és a valóságban mért hőmérsékletek meglepően jó egyezőséget mutatnak.
5. Az általunk javasolt végeleemes módszer sokoldalúságát egy fiktív, hűtéssel kombinált felszerkezet-építési feladaton keresztül is demonstráltuk.
6. A kifejlesztett módszer alkalmas további hagyományos és NT beton szerkezetek hidratációs, zsugorodási és kúszási folyamatainak analízisére. Alkalmazásuk elsősorban nagy tömegű betonozás esetén tűnik rendkívül előnyösnek (pl. vastag alaplemezek, alagút pálya- és alaplemezek, nagyméretű vízepítési műtárgyak, vastag falú tornyok és tartályok stb.).

8. HIVATKOZÁSOK

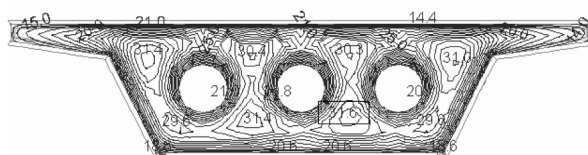
- Balázs Gy., Balázs L. Gy.: *Betonszerkezetek tartóssága*, konferencia kiadvány, Műegyetemi Kiadó, 2008/6
- Betonkalender Teil 2. (2005)
- Duna-Dráva Cement (2007) *Cement –Beton Zsebkönyv*
- Farkas J., Farkas Gy., Keleti I., Kovács T., Sitku L., Szalai K. (2009) „ÚT 2-3.423 Szigetelés és aszfaltburkolat nélküli NT betonból készülő híd-felszerkezetek tervezése és építése – tervezet”, (2009)
- Farkas J., Kocsis I., Németh I., Bodor J., Bán L. (2006a), Nagyszilárdságú-nagyteljesítményű betonok alkalmazása az M-7 ap. S-65-ös aluljárója felszerkezetének építésénél, *Közüti és Mélyépítési Szemle*, 2006/3, pp.2-13.
- Farkas, J., Kocsis, I., Németh, I., Bodor, J., Bán, L. (2006b),

17. ábra: A híd keresztmetszetek végeleemes modelljei

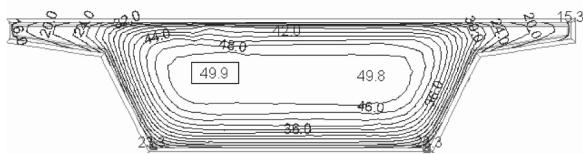




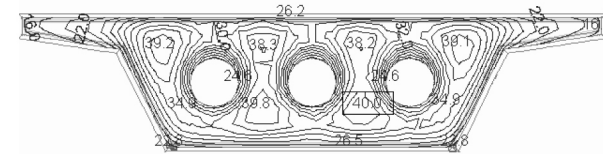
18a ábra: A hőmérséklet eloszlás 12 óra múlva, maximumok 34,4°C és 31,6°C



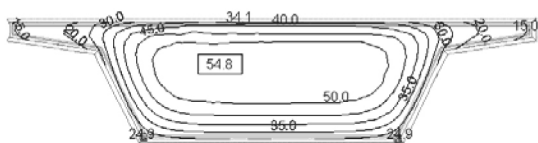
18b ábra: A hőmérséklet eloszlás 24 óra múlva, maximumok 49,9°C és 40,7°C



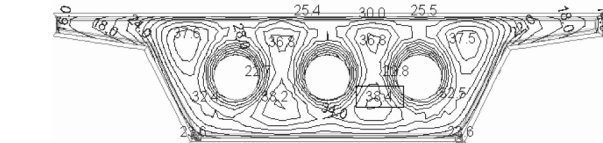
18c ábra: A hőmérséklet eloszlás 36 óra múlva, maximumok 54,8°C és 38,4°C



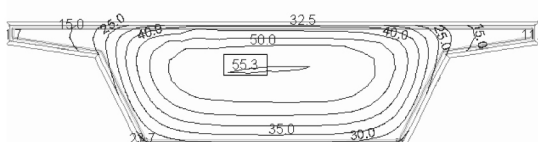
18d ábra: A hőmérséklet eloszlás 48 óra múlva, maximumok 55,9°C és 34,3°C



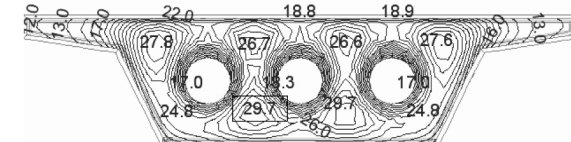
18e ábra: A hőmérséklet eloszlás 60 óra múlva, maximumok 55,3°C és 29,7 °C



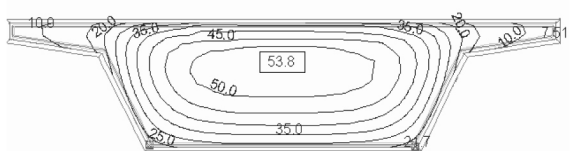
18f ábra: A hőmérséklet eloszlás 72 óra múlva, maximumok 53,8°C és 25,8°C



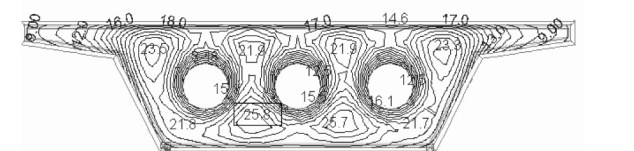
18g ábra: A hőmérséklet eloszlás 84 óra múlva, maximumok 51,9°C és 22,5°C



18h ábra: A hőmérséklet eloszlás 96 óra múlva, maximumok 49,8°C és 19,7 °C



18i ábra: A hőmérséklet eloszlás 108 óra múlva, maximumok 47,6°C és 17,4 °C



Concrete Structures: Motorway flyover constructed of HSC/HPC, Vasbetonépítés, 2006/7

- Farkas J., Kocsis I., Németh I., Bodor J., Bán L. (2007) *Az S65-ös aluljáró felszerkezete nagy teljesítőképességű betonból I.*, Beton 2007/3, pp. 4-8.
- Farkas J., Németh I., Korpás R. (2006c), *Nagyszilárdságú beton alkalmazása kosárfülves gyalogos híd pályalemezében*, Vasbetonépítés 2006/3, pp. 88-93.
- Farkas Gy., Kovács T., Keleti I., Kiss R., Gács S., Bán L., Farkas J. (2006), „A 2007-08. évi útügyi kutatás-fejlesztési programot megalapozó tanulmány 2006”. *Hidak (építési technológia)*, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke
- Farkas Gy., Kovács T., Spráncz F. (2007b), „A 2007-08. évi útügyi kutatás-fejlesztési program: Hidak (építési technológia) – NSZ-NT betonok alkalmazásával kapcsolatos gyártási és kivitelezési kérdések 2007-2009. (I. és II. részjelentés)”, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke
- Farkas Gy., Kovács T., Szalai K. (2007a), „A 2007-08. évi útügyi kutatás-fejlesztési program: Hidak (építési technológia) – Az erőtani tervezés kereteinek megteremtése NSZ-NT betonok alkalmazása esetén”, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke
- Farkas Gy., Szalai K., Huszár Zs., Kovács T. (2004), „Építőipari műszaki engedély merev útpályaszerkezethez illeszkedő hídfelszerkezet közútépítési célú felhasználására”, 5/2004
- Kovács T. (2007), „A nagyteljesítményű betonok alkalmazási lehetőségei hidakban”, Közúti és Mélyépítési Szemle 2007/12, pp.1-6.
- König, G., Tue, G., Zilk, N.G.M. (2001) *Hochleistungsbeton* Ernst&Sohn, 2001.
- Löschig, P.(1966) „A beton tartósságának javítása betonadalek szerekekkel. „Stabiment” előadása a Betonszerkezetek tartóssága konferencián Budapesten”, 1996
- Rostásy, F., Krauss, M., Budelmann, H. (2002) Planungswerkzeug zur Risskontrolle Teil 1-6, *Bautechnik*, 2002, No. 7-12
- Sofistik GmbH *Sofistik FEM programme* (2007)

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

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

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

Kovács Tamás (1974) okl. építőmérnök, a Budapesti Műszaki és gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszék adjunktusa. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton

hídszerkezetek, NSZ/NT betonok, hidépítési technológiák statikája, hidak dinamikai kérdései, szabványosítás. A *fib* Magyar Tagozat titkára, a Magyar Útügyi Társaság és a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

DESIGN OF HPC BRIDGES

János Farkas, Imre Németh, Rudolf Korpás, Tamás Kovács

In 2005 when the Mahid 2000 Co. designed and constructed the first high-performance concrete (HPC) bridge superstructure in Hungary, we could only quantitatively describe the effects of any time-dependent (hydration, hardening, shrinkage, etc.) as well as the resulting temperature process in concrete and evaluate their consequences because of missing such kind of domestic and foreign experiences.

Durability of HPC is considerably influenced by early-age cracking caused by excessive tension, which comes from the superposition of the intensive cooling in the closing part of the hydration process as well as the autogenous shrinkage of the early-age concrete. Therefore it is important to follow numerically both the generation of hydration heat and the autogenous shrinkage process, and to limit the resulting tensile stresses by concrete technological means.

Leaning on our design and construction experiences as well as the latest results of the research on the production of HPC and its application for bridges, which was carried out in the Department of Structural Engineering at the Budapest University of Technology and Economics in 2007 and 2008 with the financial support of the Hungarian Roads Management Co. and the Épitem Co., by studying the new developments in the concrete technological field and the relevant literature that has been published, analysing the available commercial computer softwares and checking their suitability for this work as well as increasing our skill in using them, we have compiled a manageable and engineer-approached design package. This package, which is fully based on the Eurocode, is able to analyse the new structural solutions, that are made of both normal- and high-performance concrete, by the finite element technique and to verify the relevant design requirements. This package, which of course includes the traditional means of the structural design, is completed by a newly developed calculation module that is able to follow the changing temperature and strain distribution in the early-age concrete as a result of the hydration and shrinkage processes. Actually, this package makes possible to describe the complex behaviour of a HPC bridge from structural point of view, and to make the design process more complete, unambiguous and transparent for the employer and the authorities.

In this paper we summarize our present knowledge on HPC bridge design, and as a supplement to our achievements already published we describe a numerical, engineer-approached procedure dealing with the analysis of the hydration and the shrinkage processes in the early-age concrete. The efficiency of the proposed method was tested and then verified by the comparison of the temperature data measured on the S-65 bridge on the M7 motorway during construction with that calculated by our finite element analysis. In order to prove the wide applicability of this method, we describe the analysis of the temperature distribution along a cross-section of a typical concrete bridge superstructure where the reduction of the hydration-induced temperature is made by external, artificial cooling.

VASBETONSZERKEZETEK VISELKEDÉSE MAGAS HŐMÉRSÉKLETEN



Dr. Lublőy Éva – Dr. Balázs L. György

Nagyon fontos, hogy minden mérnök ismerje a tűz hatására bekövetkező anyagszerkezeti változásokat, illetve hogy azok milyen további következményekkel járnak az adott szerkezet viselkedése szempontjából. A témakörrel kapcsolatos előző cikkünkben „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” már részletesen tárgyaltuk az anyagszerkezeti változások hatását a szilárdsági tulajdonságokra. Jelen cikkben a hőmérséklet emelkedésének a szerkezeti viselkedésre gyakorolt hatását ismertetjük, beleértve a magas hőmérséklet hatására bekövetkező többlet alakváltozást, a hővezetési tényező változását, a betonacél tapadásának változását és a betonfelületek réteges leválását.

Kulcsszavak: magas hőmérséklet, vasbeton szerkezetek, hőtágulás, tapadás, teherbírás csökkenés, réteges leválás

1. BEVEZETÉS, JELLEGZETES TÖNKREMENTELI MÓDOK

Előző cikkünkben (Balázs, Lublőy, 2009) a magas hőmérséklet hatását vizsgáltuk a vasbetonszerkezetek anyagaira. Jelen cikkünk elsősorban a magas hőmérsékletnek a szerkezeti viselkedésre kifejtett hatását igyekszik bemutatni, ezt követő cikkben a modellezési kérdésekkel fogunk foglalkozni.

Tűz hatására a vasbeton, illetve a feszített vasbeton szerkezetek számos változáson mennek keresztül, melyeknek hatása lesz a szerkezet viselkedésére és teherbírására. A hőmérséklet emelkedése, majd lehűlése során a következő okok vezethetnek a szerkezet használhatóságának és teherbírásának megváltozásához:

- túlzott lehajlás (beleértve a hő hatására bekövetkező kúszás és fajlagos alakváltozás növekményt),
- túlzott repedezettség,
- a keresztmetszeten belüli, illetve az elem menti eltérő hőmérsékletek,
- a cement és az adalékanyag eltérő hőtágulása,
- a beton és a betonacél közötti tapadás és lehorgonyzó képesség leromlása,
- belső víz-gőznyomás,

1. ábra: Feszített vasbetongerendák több deciméter nagyságrendű maradó lehajlást szenvedtek (feszítáv 18 m, tűzeset 1985, Masped raktár, Csepel)



- betonfedés réteges leválása,
- stabilitás vesztes és átszűrődés.

Az 1. ábrán bemutatott 18 m feszítávolságú csarnok előregyártott, előfeszített földmgerendái tűz hatására több deciméter nagyságú lehajlást szenvedtek. A földmgerendák olyan mértékű károsodást szenvedtek, hogy cseréjükre volt szükség. Megállapítható azonban, hogy a nagyon jelentős alakváltozások ellenére a tűz kioltásáig nem szakadtak le.

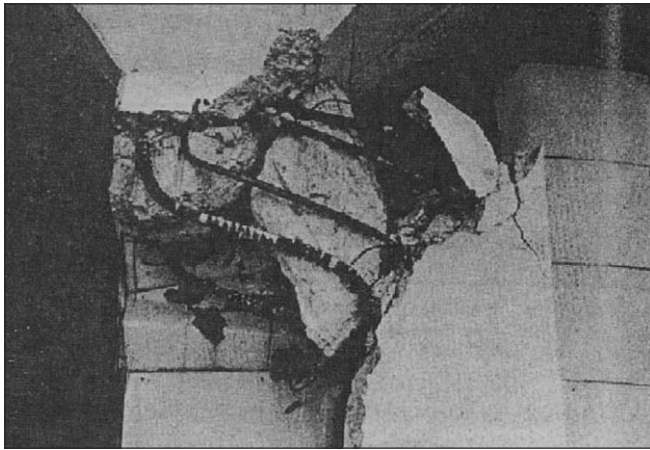
A hőmérséklet emelkedésének hatására a szerkezeti elemek méretei megnövekednek. Az alakváltozás növekedés mértéke olyan nagy is lehet, hogy a szerkezet olyan részei is károsodhatnak, melyek nem voltak közvetlenül a hőhatásnak kitéve. Például a földm hőtágulásából származó igénybevételek miatt egy oszlop nyírási tönkremenetele is bekövetkezhet (2.a ábra, Gambarova, 2004). Az oszlopok nyírási tönkremenetele pedig az egész szerkezet összeomlásához vezethet (2.b ábra).

A hőtágulás mértéke olyan nagy lehet, hogy a tűzfészektől több tíz méter távolságban is jelentős repedések keletkezhetnek (3. ábra).

2. A BETON TÖBBLET-ALAKVÁLTOZÁSA A HŐMÉRSÉKLET HATÁSÁRA

A levegőhőmérséklet emelkedésének hatására a vasbeton keresztmetszet egyes pontjai különböző mértékben melegszenek át. Az átmelegedés mértékét modellezhetjük, illetve a szabványokban megtalálható izoterma vonalak figyelembevételével határozhatjuk meg. A 4. ábrán egy három oldalról melegített, 16 cm széles 30 cm magas három oldali hőtehelésnek kitett vasbetongerenda izotermavonalait szemléltetjük. Látható, hogy a 60 perces tűzterhelés következtében (ami maximum 1200°C-os tűztéri hőmérsékletet jelentet), gyakorlatilag a teljes keresztmetszet átmelegedett. Az izoterma vonalak távolsága (vagyis az azonos hőmérsékletű pontok vonalainak) távolsága a keresztmetszet szélei felé egyre

2. ábra: Tűzkárosult áruház (tűzeset 1974)



a) Oszlop nyírási tönkremenetele a genti áruházak ért tűz esetén (Gambarova, 2004)



b) A genti áruház összeomlása tűz hatására, (fib, 2008)

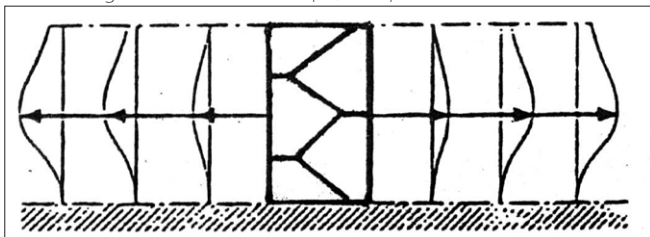
sűrűsödött. Az 5. ábrán egy gerenda különböző pontjaiban láthatjuk a hőmérséklet alakulását a hőterhelés alatt és után. A vizsgálat során a szerkezetet 120 percig érte hőterhelés, majd a szerkezet hőmérsékletének alakulását ezt követően 120 percig követték nyomon a lehűlési fázisban (fib, 2008).

A keresztmetszet átmelegedésének mértékét a beton hővezetési tényezője jelentősen befolyásolja. A beton hővezetési tényezőjét elsősorban a betonhoz használt adalékanyag határozza meg. Például egy mészkő adalékanyaggal készült beton átmelegedése lassabban fog bekövetkezni, mint egy kvarckavics adalékanyagú betoné. A hőmérséklet emelkedésének hatására a beton hővezetési tényezője megváltozik. A 6. ábrán jól látható hogy a beton hővezetési tényezője kezdetben nő, majd csökken (fib, 2007).

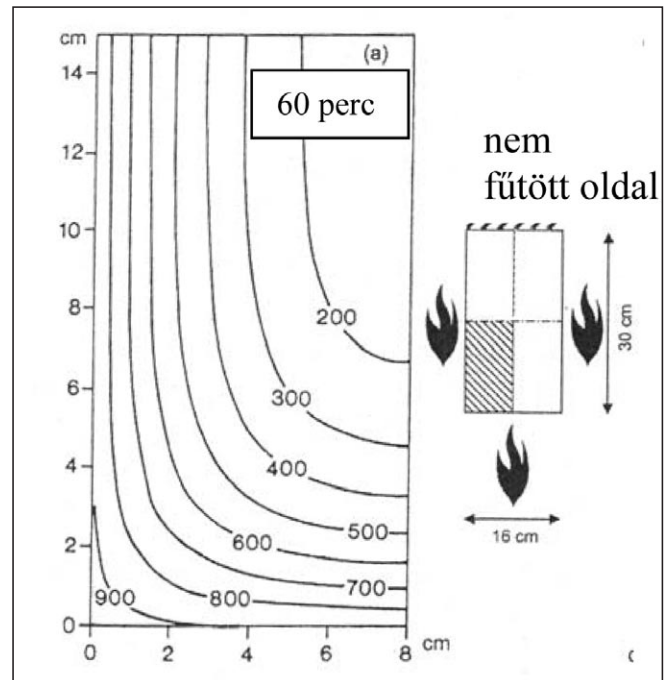
Az alakváltozás mértékét meghatározza, hogy az átmelegedés teher alatt vagy teher nélkül történt.

A hőtágulás mértékét az elért maximális hőmérséklet és az adalékanyag típusa, illetve mennyisége jelentősen befolyásolják. A beton adalékanyag hatását a hőtágulásra Schneider (1986) 1200°C-ig vizsgálta különböző adalékanyagú betonok esetén. A különböző adalékanyagú betonok lineáris hőtágulási együtthatójának alakulását a 7. ábrán láthatjuk. A hőtágulás nagyságát csupán kis mértékben befolyásolja a

3. ábra: Az alakváltozások halmozódása az épület hosszirányú traktusai mentén magas hőmérséklet esetén (fib, 2008)



4. ábra: Az izotermák alakulása a 60 perces hőterhelést követően egy három oldalról melegített vasbeton gerendán (fib, 2007)



cement típusa, a felfűtés sebessége és a beton nedvességtartalma (fib, 2008).

A beton magas hőmérséklet hatására bekövetkező alakváltozása nem írható le lineáris függvénnyel (8. ábra). A 8. ábra alapján megállapíthatjuk:

- a többlet alakváltozás szempontjából a bazalt adalékanyagok betonok a legkedvezőbbek
- a kvarckavics adalékanyagú betonok esetén az alakváltozás 573°C felett a kvarc átkristályosodása miatt jelentősen megnő.

Az alakváltozások megváltoznak, ha terhelt elemeken vizsgáljuk a magas hőmérséklet hatására. A 9. ábráról jól leolvasható, hogy az alakváltozások mértékét az előteher nagysága befolyásolja (Khouri, 2006).

Egyidejű terhelés és magas hőmérséklet hatása alatt az alakváltozások számítása bonyolult feladat. A teljes alakváltozás nagyságát 5 komponens segítségével számíthatjuk ki (fib, 2008):

$$\varepsilon_{tr,tot}^{T,\sigma,d} = \varepsilon_{co,el-pl,i}^{T,0,d} + \varepsilon_{tr,th}^{T,0,d} + \varepsilon_{tr,sh}^{T,0,d} + \varepsilon_{tr,lits}^{T,\sigma,d} + \varepsilon_{tr,crack}^{T,\sigma,d}$$

ahol

$\varepsilon_{tr,tot}^{T,\sigma,d}$ a teljes alakváltozás

$\varepsilon_{co,el-pl,i}^{T,0,d}$ a hőterhelés hatására bekövetkező kezdeti elasztikus-plasztikus alakváltozás

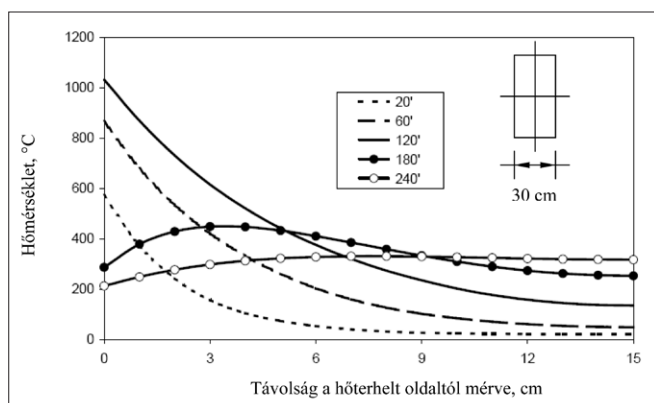
$\varepsilon_{tr,lits}^{T,\sigma,d}$ a terheléstől függő alakváltozás (lits=load induced thermal strain)

$\varepsilon_{tr,th}^{T,0,d}$ a hőterhelésből származó alakváltozás (thermal strain)

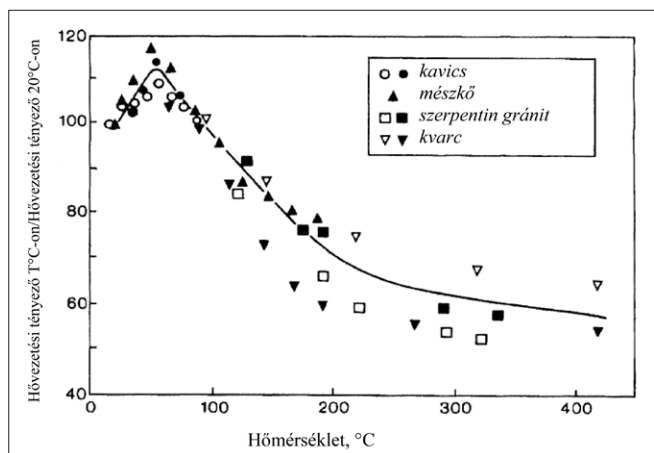
$\varepsilon_{tr,sh}^{T,0,d}$ a hőterhelésből származó zsugorodási alakváltozás

$\varepsilon_{tr,crack}^{T,\sigma,d}$ a repedések miatt keletkező alakváltozás (crack induced expansive strain).

Tehermentes elemekben $\varepsilon_{tr,lits}^{T,\sigma,d}$ és $\varepsilon_{co,el-pl,i}^{T,0,d}$ taggal nem kell számolni.



5. ábra: A hőmérséklet alakulása a hőterhelés során és után 30 cm széles gerenda különböző pontjaiban. Az első 120 perc a felfűtést (az ISO görbe szerint) míg a 120-240 perc időtartam a labor levegőn való kihűlést jelenti (fib, 2008).



6. ábra: A hővezetési tényező alakulása a hőmérséklet függvényében

Meg kell jegyezni, hogy a zsugorodásból származó alakváltozást alacsonyabb hőmérsékleti tartományokban a beton száradása okozza, magasabb hőmérsékleti tartományban azonban kémiai változások (kálciumszilikát-hidrátok, kalcium-hidroxid, mészkő átalakulása). A repedések miatti alakváltozás a cementkő és az adalékanyag eltérő hőtágulása miatt következik be.

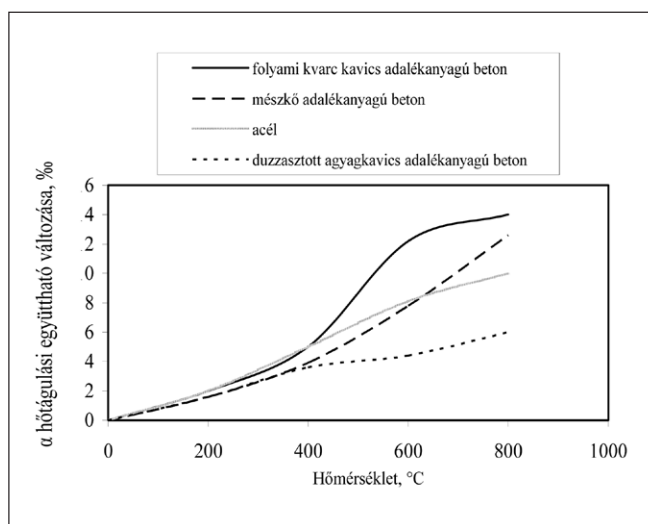
3. AZ ACÉL SZILÁRDSÁGI ÉS ALAKVÁLTOZÁSI JELLEMZŐI MAGAS HŐMÉRSÉKLETEN

Az acél viselkedése magas hőmérséklet mintegy 300°C-tól megváltozik, az elasztikus tartományból fokozatosan átalakul a képlékeny tartományba (Kordina, 1997). 300°C felett megnő a kontrakció és a szakadó nyúlás, csökken a szakítószilárdság és a folyáshatár (10. ábra).

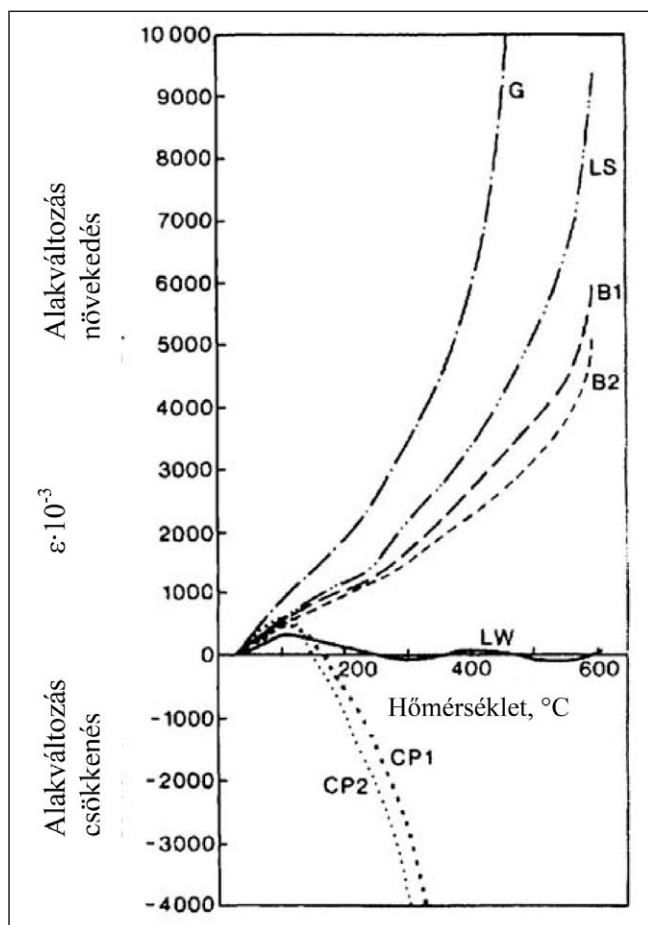
Az eltérő viselkedés miatt különbséget kell tenni a melegen hengerelt és a hidegen húzott betonacélok hőhatásra való méretezése között. Melegen hengerelt acél esetén az 500°C-ot, hidegen alakított acél esetén a 400°C-ot tartják az ún. kritikus acél hőmérsékletnek (Schneider, Lebeda, 2000).

4. A BETON ÉS A BETONACÉL EGYÜTTDOLGOZÁSÁNAK VÁLTOZÁSA A HŐTERHELÉS HATÁSÁRA

Vasbeton szerkezeteknél nagy szerepe van a beton és a betonacél együttdolgozásának. A két anyag közötti együttdolgozás



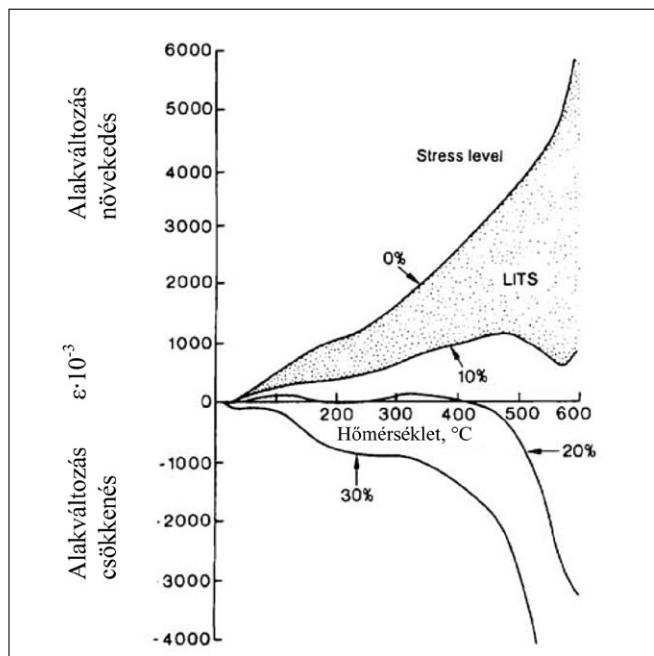
7. ábra: A hőtágulási együtthatók változása magas hőmérsékleten acél és különböző adalékanyagú betonok esetén (Schneider, Lebeda, 2000)



8. ábra: Beton alakváltozások alakulása tehermentes elemekben magas hőmérséklet hatására (G, kvarckavics; LS, mészkő, B1, B2, bazalt; LW könnyű adalékanyag, CP1, CP2, cement pép, Khoury, 2006)

megváltozása nem csak a teherbírást, hanem a repedések kialakulásának módját és jellegét is befolyásolja (fib, 2000). Labor hőmérsékleten a beton és a betonacél jó együttdolgozása a közel azonos hőtágulási együtthatók miatt kedvező. Magas hőmérsékleten a beton és az acélbetétek hőtágulási együtthatója eltérő mértékben változik, amit esetenként figyelembe kell venni.

A beton és betonacél együttdolgozásának magas hőmérsékleten való változását Diederichs vizsgálta. A kísérlet során a terhelés sebessége 0,2 mm/min, a felfűtés sebessége 1 °C/min volt. A próbatestet először a kívánt hőmérsékletre felmelegítették, majd 3 órán át az adott hőmérsékleten tartották. Az elmozdulásokat a próbatest terheletlen végén mérték. A



9. ábra: Az alakváltozás alakulása a terhelés mértékétől (%) és a hőterhelés hőmérsékletétől függően (LITS=load induced thermal strain, Khoury, 2006)

próbatestek henger alakúak voltak, melyeknek átmérője 172 mm, magassága 190 mm volt. A próbatest mindkét végén egy 75 mm hosszú bebetonozatlan szakasz készült, a tapadó rész pedig 40 mm-es volt (Diderichs, 1981).

A 11. ábrán a hőmérséklet emelkedés hatását a megváltozó relatív elmozdulás-kapcsolati feszültség összefüggés formájában adták meg. Az ábrán jól látható, hogy 500°C felett a kapcsolati feszültség jelentősen csökken, ennek magyarázata, hogy a beton és betonacél közötti relatív elmozdulás hirtelen megnő.

A 7. ábrán (Schneider, Lebeda, 2000) a két anyag eltérően változó hőtágulási együtthatóját tüntették fel a hőmérséklet függvényében. Az ábrán jól látható, hogy a betonacél és a különböző adalékanyagú betonok hőtágulása mintegy 400°C-ig alig tér el egymástól, de magasabb hőmérsékleten az eltérés egyre szignifikánsabb.

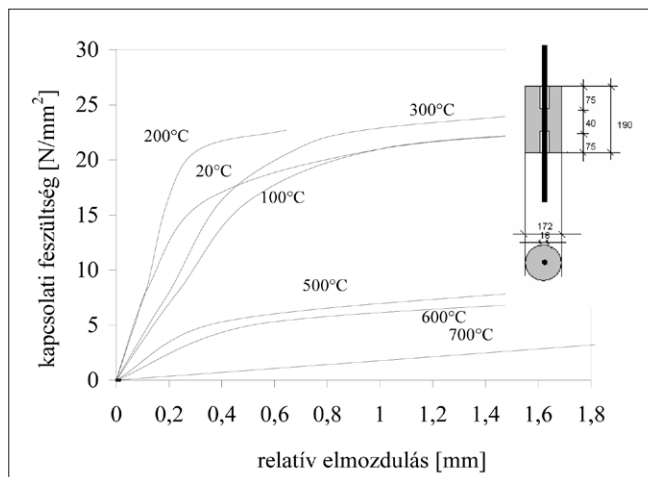
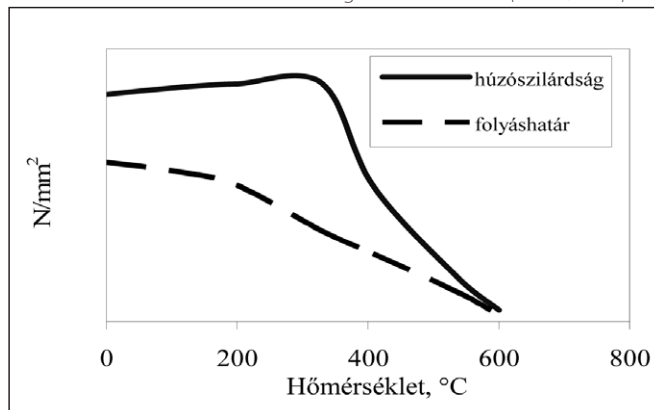
Attól függően, hogy a betonacél és a beton hőtágulása egymáshoz hogyan viszonyul, lényegében három különböző esetet különböztethetünk meg:

- 1.) A beton és a betonacél hőtágulása azonos ($\epsilon_{c,T} = \epsilon_{s,T}$)
- 2.) A beton hőtágulása nagyobb, mint a betonacélé ($\epsilon_{c,T} > \epsilon_{s,T}$)
- 3.) A beton hőtágulása kisebb, mint a betonacélé ($\epsilon_{c,T} < \epsilon_{s,T}$).

Ezt a három esetet a következőképpen jellemezhetjük.

- (1) A beton és az acélbetét hőtágulása azonos ($\epsilon_{c,T} = \epsilon_{s,T}$)

10. ábra: A betonacél viselkedése magas hőmérsékleten (Balázs, 1994)



11. ábra: A kapcsolati szilárdság változása a hőmérséklet hatására (kvarc-kavics adalékanyagú beton, Ø8 mm bordázott betonacél; Diderichs, 1981)

Az $\epsilon_{c,T} = \epsilon_{s,T}$ összefüggés természetes folyami kavics adalékanyagú betonok esetén általában 20°C és 250°C között teljesül.

A kapcsolati szilárdságra ugyanazok az összefüggések alkalmazhatók, mint szobahőmérsékleten. A kapcsolati feszültség értékét a relatív bordafelület és a beton szilárdsági értéke befolyásolják. Természetesen nem szabad figyelmen kívül hagynunk, hogy a betonszilárdság a hőmérséklet függvényében folyamatosan változik.

- (2) A beton hőtágulása nagyobb, mint az acélbetété ($\epsilon_{c,T} > \epsilon_{s,T}$)

Az $\epsilon_{c,T} > \epsilon_{s,T}$ összefüggés természetes folyami kavics adalékanyagú betonok esetén általában 300°C felett igaz.

A szobahőmérsékletitől jelentősen eltérő viselkedésre kell számítanunk, mivel az acélbetét és a beton között rés keletkezik, így az acélbetét keresztirányú hőtágulása szabadon végbemehet.

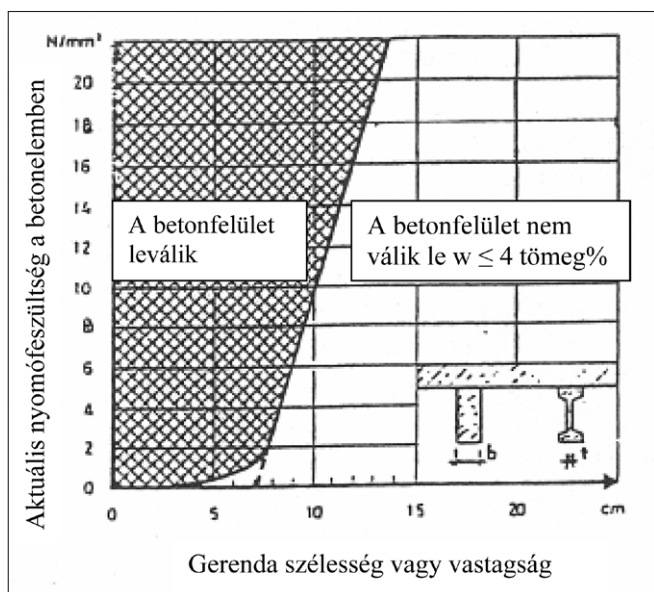
- (3) A beton hőtágulása kisebb, mint az acélbetété ($\epsilon_{c,T} < \epsilon_{s,T}$)

Az $\epsilon_{c,T} < \epsilon_{s,T}$ összefüggés a legtöbb mészkő és könnyű adalékanyagú, illetve egyes bazalt adalékanyagú betonokra 175°C felett igaz.

A kapcsolati feszültség tendenciája hasonló, mint a szobahőmérsékleten vizsgált kihúzó kísérleteknél. Ebben az esetben azonban jóval magasabb lesz a tapadásból származó erő értéke, valamint az acélbetétek keresztirányú megnyúlásából is tartalékerők keletkeznek.

5. A BETONFELÜLET RÉTEGES LEVÁLÁSA

A teherbírás megváltozását a betonfelület réteges leválása is eredményezheti. A megfelelő szerkezeti kialakítással



12. ábra: A betonfelület réteges leválásnak tartománya a gerenda minimális szélességének függvényében (EN 1992 1-2) Megjegyzés: w: a beton víztartalma, tömeg %

lényegesen csökkenthetjük a betonfelület réteges leválásának esélyét, ezért e cikkben is kitérünk erre a problémára.

A betonfelületek réteges leválásának két oka lehet:

- (1) a betonból távozó vízgőz lefeszíti a felületi rétegeket;
- (2) a terhelt zóna már nem tudja a hőtágulásból származó újabb erőket felvenni és leválik (Hoj, 2005).

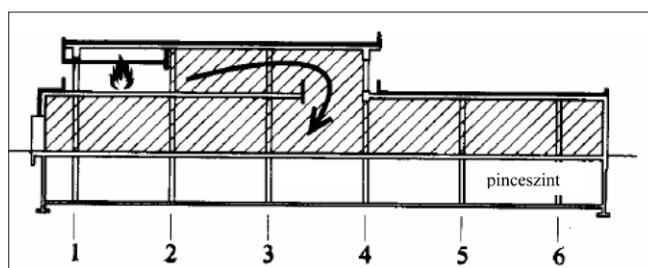
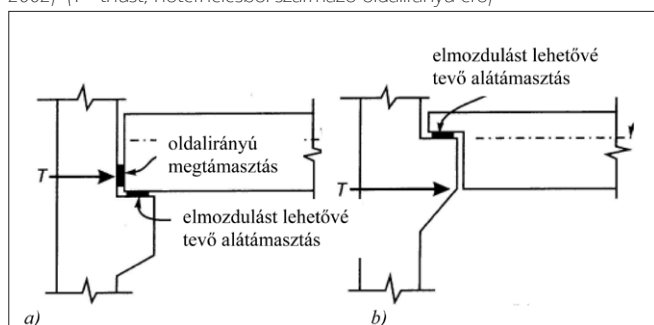
A nagyszilárdságú betonok felületének leválását általában a hőmérséklet emelkedésének hatására bekövetkező feszültségek okozzák; Hagyományos betonok esetén általában a betonból távozó vízgőz feszíti le a felületi rétegeket. A betonfelület egyik oldalát hőterhelés éri, a betonból távozó vízgőz hatására egy vízgőzzel telített réteg alakul ki, ahol a vízgőz nyomása egyre nő és lefeszíti a betonrétegeket.

A betonfelület réteges leválását a következő tényezők befolyásolják:

- *külső tényezők:* a tűz jellege, a szerkezetre ható külső terhek nagysága;
- *geometria jellemzők:* a szerkezet geometriai adatai, a betonfedés nagysága, a vasbetétek száma és elhelyezkedése;
- *a beton összetétele:* az adalékanyag mérete és típusa, a cement és a kiegészítő anyag típusa, a pórusok száma, a polipropilén száladagolás, az acél szálerősítés, a beton nedvességtartalma, áteresztőképessége és szilárdsága (Silfwerbrand, 2004).

A betonban uralkodó feszültség függvényében változik a felület réteges leválásának esélye (12. ábra). Kisebb nyomóerő esetén kisebb keresztmetszeti méret előírása is elegendő a beton felület réteges leválásának elkerülésére. A 12. ábrán

13. ábra: Oszlop gerenda kapcsolatnál javasolt kialakítások (Buchanan, 2002) (T=thrust, hőterhelésből származó oldalirányú erő)



14. ábra: A lidköpingi könyvtár keresztmetszete (Anderberg et al, 1996)

a betonfelület réteges leválásnak tartományát a gerenda minimális szélessége és a nyomófeszültség függvényében láthatjuk.

6. JAVASOLT SZERKEZETI KIALAKÍTÁSOK

A hőtágulás és a tapadás (betonacél és a beton) hőmérséklet hatására bekövetkező változása miatt a szerkezeti kialakítások tervezését körültekintően kell végezni.

A tűz terhelés alatt keletkező nagy alakváltozások miatt az oszlop gerenda kapcsolatokat nagy alakváltozó- és elforduló képességgel kell tervezni (13. ábra). A 13. a ábra olyan esetet mutat, amikor a függőleges megtámasztáson kívül oldalirányú támasz is beépítésre került, ami a hőmérséklet emelkedés során az oldalirányú erő helyét egyértelműen definiálja. A 13. b ábrán bemutatott esetben a gerenda alatti tűz hatására az alsó szál környezete fog meggyúlni leginkább, ezért az oldalirányú feltámaszkodás a nyíl magasságában a legvalószínűbb. Általában előgyártott elemek esetén ez sokkal egyszerűbben megoldható, mint a helyszíni betonozással készült szerkezeteknél. Az elemek szerelésekor, ha ez lehetséges, gondolni kell a megfelelő dilatáció kialakítására is, hogy a hőterhelés hatására táguló elemek ne okozzanak többlet igénybevételt a szerkezet számára.

A szerkezetek szempontjából lényeges szerepe van a megfelelő tűzszakaszolásnak, amennyiben nem megfelelő az épület tűzszakaszolása, az épületben a tűz terjedése felgyorsulhat, a szerkezeti elemek hőtágulása is nagyobb lehet. Ezek az épület összeomlásához vezethetnek, mint például a lidköpingi könyvtár esetén, amikor 30 perc után a nem megfelelő tűzszakaszolás vezetett az összeomlásához 1996-ban (14. ábra).

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen cikkben a hőmérséklet emelkedésének a vasbeton szerkezetre gyakorolt hatását ismertettük. A vasbeton szerkezetek viselkedésére az anyagok szilárdságának, merevségének változásán túl a hőtágulás, a betonacél tapadásának változása és a betonfelületek réteges leválása is nagy hatással van.

A hőtágulás mértéke függ a kialakult hőmérséklettől, illetve a beton adalékanyagától. Az alakváltozás mértékét meghatározza, hogy az átmelegedés teher alatt, vagy terhelés nélkül történt. A hőmérséklet emelkedésének hatására bekövetkező alakváltozás mértéke olyan nagy lehet, hogy olyan szerkezeti elemek is károsodhatnak, melyek nem voltak közvetlen hőhatásnak kitéve, például a földem hőtágulásából származó igénybevételek miatt egy oszlop nyírási tönkremenetele bekövetkezhet.

Vasbeton szerkezeteknél nagy szerepe van a beton és a betonacél együttműködésének, ami a hőmérséklet

emelkedésének hatására megváltozik. Labor hőmérsékleten a beton és az acél kedvező együttdolgozása a közel azonos hőtágulási együtthatókkal magyarázható. Magas hőmérsékleten a beton és a betonacél hőtágulási együtthatója különböző mértékben változik. Fontos kérdés, hogy a két anyag együttdolgozása, hogyan és milyen mértékben módosul magas hőmérséklet hatására.

A statikai rendszer átalakulását eredményezheti a *betonfelület réteges leválása* is. Megfelelő szerkezeti kialakítással lényegesen csökkenthetjük ennek a veszélyét.

A nagy alakváltozások és az acélbetét-beton közötti tapadás hőmérséklet hatására bekövetkező változása miatt a *szerkezeti kialakításokat* körültekintően kell elvégezni. Természetesen mindezek mellett a szerkezet *megfelelő tűzszakaszolását* is meg kell oldani.

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetüket fejezik ki a Holcim Hungaria Zrt-nek a szükséges tanulmányok anyagi támogatásához.

9. HIVATKOZÁSOK

- Anderberg, Y. and Bernander, K. (1996), "Biblioteksbranden Linköping den 21 september 1996: studium av orsaken till tidigt ras", Fire Safety Design AB (FSD), Lund
- Balázs Gy. (1994): Építőanyagok és kémia, Műegyetem Kiadó, J 94493
- Balázs L. Gy., Lublóy É. (2009), „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” *Vasbetonépítés* 2009/2, pp. 48-54
- Buchanan A. H. (2002). "Structural design for fire safety", *Dissertation*, University of Canterbury, New Zealand
- Diderichs, U. (1981), „Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen“, *Dissertation*, Braunschweig
- fib* bulletin 10, (2000), "Bond of reinforcement in concrete", Lausanne, ISBN: 2-88394-050-9
- fib* bulletin 38, (2007), "Fire design of concrete structures- materials, structures and modelling", Lausanne, ISBN: 978-2-88394-078-9
- fib* bulletin 46, (2008), "Fire design of concrete structures- materials, structural behaviour and assessment", Lausanne, ISBN: 978-2-88394-086-4
- Gambarova, G., P. (2004), "Opening Presentation Adresses on Some Key Issues Concerning R/C Fire Desing", Proceedings for Fire Design of Concrete Structures: What now?, What next?, (Eds. P.G., Gambarova, R., Felicetti, A., Meda, P., Riva), December 2-3, 2004

- Hoj, N., P. (2005), „Fire Design of Concrete Structures”, Proceedings of *fib* symposium on Keep concrete attractive, (Eds. Gy. L. Balázs, A. Borosnyói), 23-25 May 2005 Budapest, pp.: 1097-1105.
- Khoury G. A. (2006), „Strain of concrete during two thermal cycles, Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature.”, Magazine of Concrete Research, 2006, 58, No. 6, August, pp.: 367-385
- Kordina, K (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 479, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- MSZ EN 1992-1-2: Betonszerkezetek tervezése, Általános szabályok, Tervezés tűzterhelésre
- Schneider, U., Lebeda C. (2000), „Baulicher Brandschutz”, W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart ISBN 3-17-015266-1
- Schneider, U., (1986), „Properties of Materials at High Temperatures, Concrete”, RILEM Publ., 2nd Edition, Gesamthochschule Kassel, Universität Kassel, 1986
- Silfwerbrand, J. (2004), "Guidelines for preventing explosive spalling in concrete structures exposed to fire", Proceedings of Keep Concrete Attractive, (Eds. Gy. L. Balázs, A. Borosnyói), 23-25 May 2005, Budapest: 2005, pp. 1148-1156, ISBN 963 420 837 1

INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURES ON REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Éva Lublóy – György L. Balázs

It is of very importance for engineers to know the various influences of high temperatures on the structural materials as well as further influences on the structure itself. In our previous article "*Influence of high temperatures on constituents of concrete structures*" we discussed the changes of mechanical properties for both steel and concrete due to high temperatures. Present paper gives details on changes of structural properties due to high temperatures including additional deformations, change of coefficient of thermal expansion, change of bond properties between concrete and reinforcement as well as spalling of concrete cover.

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

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

6. FERDEKÁBELES NAGY DUNA-ÁG HÍD. MEREVÍTŐTARTÓ, FERDEKÁBELEK, A HÍD SZABAD SZERELÉSE



Dr. Kisbán Sándor

A cikkben összefoglaljuk az acél pályaszerkezet és a ferdekábelek jellemzőit. Ismertetjük a híd szabad szerelésének elvét, a fontosabb építési ütemeket. Bemutatjuk a szereléskezdést, az ütemezett ferdekábel feszítés előnyeit, a parti nyílásban létesített építési segéd támasz alkalmazását, a zárótag beépítésének folyamatát. Ismertetjük az alkalmazott geodéziai mérésrendszert, az elért szerelési pontosságot. Bemutatjuk a ferdekábelek beszabályozási módszerét.

Kulcsszavak: ferdekábeles híd, acél pályaszerkezet, ferdekábel, szabad szerelés

1. ÁLTALÁNOS ISMERTETÉS

Az M0 Megyeri Duna-híd 1862 méteres hosszúságával hazánk leghosszabb folyami hídja, amely öt, egymás után kapcsolódó különböző hídszerkezetből áll, áthidalva a Duna mindkét ágát és a Szentendrei-sziget déli részét. A Duna főágában ferdekábeles, háromnyílású hídszerkezet épült. A híd két pilonnal készült, a kábelek 12 m-enként legyezőszerűen, két síkban függesztik fel az acélszerkezetű merevítő tartót. A híd támaszközei 145+300+145 m, összhossza 590 m.

A híd általános bemutatását, tervezésének folyamatát, az engedélyezési terv szerkezeteit (Hunyadi, 2008) ismerteti. A ferdekábeles háromnyílású folyami híd általános kialakítását (Kisbán, 2008) mutatja be.

A ferdekábeles hídszerkezetek a XX. század utolsó harmadában terjedtek el a világban. Ez többek közt két technikai fejlesztésnek, a nagyszilárdságú kábelanyagoknak és a számítástechnikának volt köszönhető.

Az anyagfejlesztés eredményeként megbízható minőségű, nagyszilárdságú, 1770 illetve 1860 N/mm² szakítószilárdságú feszítőhuzalokból párhuzamos szálvezetésű pászmák készültek. A pászmákból kialakított kábelek szerkezeti csomópontjai, lehorgonyzásai, feszítésük a folyamatos fejlesztéssel tökéletesedtek.

A számítástechnika robbanásszerű fejlődése lehetővé tette a tervező mérnökök számára a belsőleg többszörösen határozatlan szerkezetek, így a ferdekábeles hídszerkezetek

esetén is a szerkezet erőjátékának optimalizálását. Az M0 Északi Duna-híd esetén ez 88 db belső, kezdeti feszítőerő célszerű meghatározását jelentette. A belső erőrendszert a híd önsúlyából ébredő idénybevételek optimális befolyásolására használtuk fel. A híd statikai számítását (Gál, Kisbán, Pusztai, 2009) ismerteti.

A parti közös pillérek és a mederben álló pilonok alépítményeit és a pilonszerkezeteket (Kisbán, 2009) mutatja be.

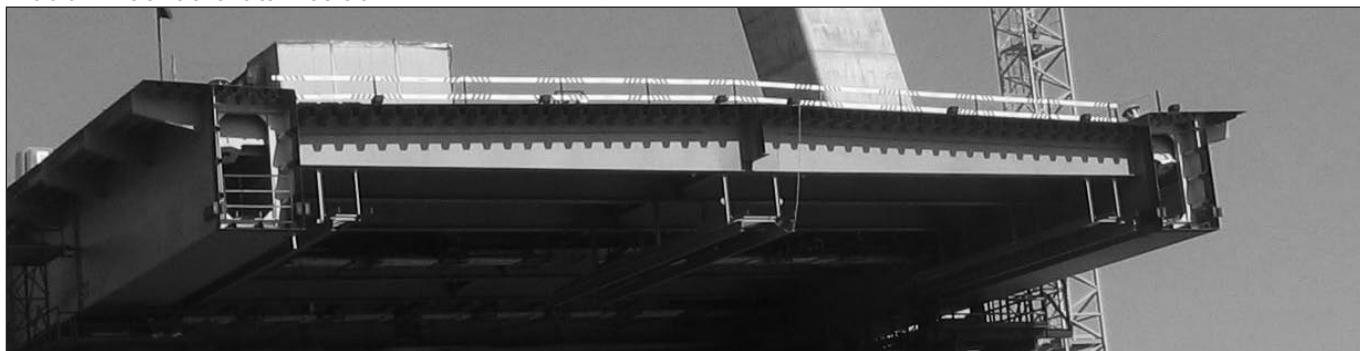
2. A MEREVÍTŐTARTÓ

A merevítő tartó nyitott, két szélén szekrényes keresztmetszettel készült a kétoldali kábel felfüggesztés miatt. A kábel lehorgonyzások tengelytávolsága a hídtengelyre merőlegesen mérve 29,80 m. A bal és a jobb pálya középen szegéllyel és korláttal van elválasztva. A felszerkezet teljes szélessége 36,83 m, szerkezeti magassága 3,63 m.

A merevítő tartó hegesztett ortotróp pályalemezű acélszerkezet, 4,0 m-enként kereszt tartókkal, a hídtengelyben egy hossz tartóval. A 14 mm vastag pályalemez trapéz alakú hossz bordái 300 mm széles és 300 mm magas befoglaló méretűek. A kétoldali 2300 mm széles szekrénytartók külső oldalán 1800 mm kinyúlású konzolok támasztják alá a járdákat.

A merevítő tartó 6,0 m, 10,0 m és 12,0 m hosszú, teljes keresztmetszetű, összesen 51 db szerelési egységből áll. Egy egység gyártási elemszáma 120-160 tonna közötti volt, a

1. ábra: A merevítő tartó keresztmetszete



másodlagos szerkezeti elemek (szegély, korlát, vizsgálójárda, ...) nélkül.

A merevítőtartó felülete 21700 m², a felhasznált acélmeny-nyiség 8455 tonna volt. Anyagminősége MSZ EN 10025 szerint a teherviselő szerkezetek esetén S355, az alárendelt szerkezetek esetén S235.

3. A FERDEKÁBELEK

A merevítőtartót kábelsíkonként 4×11 db, összesen 88 db térbeli kábel függeszti fel a pilonokra. A függesztő kábelek 7 eres pásmákból párhuzamosan kötegelve készültek. A kábelek az igénybevételeknek megfelelően 31, 37, 55 és 61 pásmából kerültek kialakításra. A kábelek mechanikai védelmét az alsó 3 m-es szakaszon acélszerkezetű vandalizmus elleni védőcső, felette műanyag kábelburkolócső biztosítja, ami a külső oldalán kettős spirál formájú, 600 mm menetemelkedésű 1,6 / 3 mm keresztmetszetű bordázattal készült. A kábelek anyaga Fp150/1860. A kábelek 56 m és 163 m közötti hosszúságúak, a beépített kábelmennyiség 460 tonna. Lehorgonyzásukat a merevítőtartóban és a pilonokban alakítottuk ki.

A kábelek feszítését az alsó, a merevítőtartó szekrényében lévő lehorgonyzásnál végezték, pásmánkénti feszítéssel. A kívánt feszítőerő beállítás az ún. „isotension” eljárással történt. Az aktuális pászmafeszítés kihat a már megelőzően megfeszített elemek megnyúlására. Az elsőnek megfeszített ún. „vezérpászma” feszültségmódosulását figyelemmel kísérve lettek meghatározva a soron következő pászmafeszítések feszítőerői, biztosítva hogy a feszítés befejezésekor a teljes kábel keresztmetszetben az előírt egyenletes feszültség ébredjen.

A pilonban kialakított felső lehorgonyzásnál a kábelfej csavaros állítási kialakításával lehetőségünk van a későbbiekben a kábelerő kismértékű változtatására, korrigálva az időben lejátszódó folyamatok hatását. Ilyen a pilon vasbeton anyagának kúszása-zsugorodása, ami kismértékben módosítja a ferdekábelek alsó és felső lehorgonyzási pontjai közötti távolságot.

A kábelek lengését, rezgését a járda felett egységesen 850 mm-re, a vandalizmus elleni védőcső belsejében elhelyezett csillapító berendezés szabályozza. A várható igénybevételeknek megfelelően alkalmazott csillapító berendezések energia elnyelése mechanikus illetve hidraulikus elven történik.

4. A HÍD SZABAD SZERELÉSE

A ferdekábeles híd szerelési ütemezése, szerelésszámítása során minden egyes építési, technológiai fázist rögzítettünk, nem csak az egymás utáni sorrendet, hanem azok időbeni

2. ábra: Az IHD (Internal Hydraulic Device) típusú hidraulikus csillapító berendezés, szerelési állapot



3. ábra: Merevítőtartó szereléskezdés indítóállványról

végrehajtását is. Ez különösen fontos volt a párhuzamosan épülő pilonszerkezet és merevítőtartó egyidejű szerelési lépései esetén.

A szerelésszámítás során összegeztük a folyamatosan változó statikai vázú szerkezetek alakváltozásait, majd az így meghatározott, ütemekben felépülő híd alakváltozását egy ellentétes, túlemelési alakba transzformálva építési fázisonként meghatároztuk a szerelési alak tervszerinti értékeit. Mivel a szerelési alak függ az építési fázisok sorrendiségétől, a híd szabadszerelések a tervezett elembeemelési és ferdekábel feszítési sorrendtől eltérni nem lehetett. Ez igen nagy kötöttséget jelentett a kivitelezők számára.

A híd szabadszerelése két - pilontámaszonként önálló - mérlegelven működő szerkezetként történt. A szerelés kezdéséhez a pilonépítéssel egyidőben acél szerkezetű indítóállvány készült a pilon alépítményekre támaszkodva. A merevítőtartó szerelésének első ütemeként az indítóállványon 5 merevítőtartó egység került összeállításra 50 m összhosszban.

A folyamatos pilonépítés mellett, már 70 m magasságú pilonszárnál elindult a merevítőtartó mérlegelven alapuló konzolos szabadszerelése. Egy építési ciklus a partoldali, majd másnap a mederoldali elem beemeléséből, a hegesztett kapcsolatok elkészítéséből, végül a konzolvégi csatlakozó ferdekábelpár ütemezett feszítéséből állt. Az úszódaruval konzolosan beemelt acélszerkezetű elemek súlya 160 tonna volt.

A ferdekábelek ütemezett feszítése az aktuális építési állapotra meghatározott tervezési kábelerő érték hozzávetőlegesen 70 – 30 %-s megosztását jelentette. Az első ütemben történt kábelfeszítés tényleges kábelerő értéke és a tervezett érték közötti különbséggel korrigáltuk a feszítés második ütemében az alkalmazandó kábelerő ráfeszítés nagyságát. Ezt az értéket az alkalmazott feszítési technológia miatt a kábelhossz változással is megadtuk, ami a kábel megnyúlásának és a kábelbelógás csökkenéséből meghatározható hosszváltozásnak az összege volt. Az ütemezett feszítési eljárás jelentősen csökkentette a ferdekábelek nemlineáris viselkedésének hatását. A feszítés második üteméhez tartozó ferdekábel alakváltozás lineáris



4. ábra: Mederoldali merevítőtartóelem beemelése úszódaruval

elven történő számítása és a mért értékek jó egyezést mutattak.

A tervezés során meghatároztuk minden egyes építési ütem esetén az aktuális részszerkezet teljes alakváltozását és erőjátékát. Az alakváltozási értékeket híd hosszirányban a 12 m-es merevítőtartó elemillesztési vonalakban adtuk meg. A már felszerelt ferdekábelekben ébredő kábelerőket teljes körűen közöltük. A tervezési értékek ismeretében ellenőrizni lehetett az aktuálisan beemelt merevítőtartó elem beállítását, majd a ferdekábelek ütemezett feszítésekor korrigáltuk az esetleges alakváltozási eltéréseket. A folyamatos ellenőrzés miatt egy építési ciklus végén a merevítőtartó konzolvégeken a hőmérsékleti korrekciót is figyelembe véve a tervezettől való magassági eltérés a 20 mm-t, míg a pályaszerkezet csavarodása miatt a befolyási és kifolyási oldal közötti magasság különbség a 15 mm-t nem haladta meg.

A merevítőtartó szabadszerelése két teljes építési ciklus után, a következő parti elem beemelésével elérte a parti nyílásban a pilontámasztól 60 m-re létesített építési segéd támasz vonalát. Mivel a hegesztett kapcsolat elkészítése a minőségbiztosítási eljárással együtt 8 munkanapot vett igénybe, és a pilonszerkezet egyoldali hajlítása kedvezőtlen kúszási alakváltozást hozott volna létre, a hegesztés idejére ballasztteherként a mederoldali elemet is beemeltük, ideiglenes rögzítéssel. Ezzel egyidőben, mint szükséges merevségi feltétel, a pilonszárak 87 m-es magasságban sarokmereven összeépítésre kerültek.

A partoldali elem hegesztési kapcsolatának elkészülte után a meder oldali ballaszttelemet eltávolítottuk, majd a partoldali elem építési segéd támaszhoz való lekötése, és a csatlakozó partoldali ferdekábelek ütemezett feszítése készült el. Ezzel az eddig csak a pilon támaszkeresztartónál és a már elkészült ferdekábel rögzítéseknél megtámasztott merevítőtartó „két-támaszú konzolos tartóvá” alakult, jelentősen csökkentve a pilonban ébredő igénybevételeket. Így elérhető volt, hogy a pilonban, építési állapotban nem keletkezett nagyobb igénybevétel, mint a végállapotú szerkezetben. A harmadik építési ciklus a mederoldali elem újbóli beemelésével, és a hegesztés utáni ferdekábelpár ütemezett feszítésével fejeződött be.

Az építési segéd támaszhoz való lekötés előtti állapotban rendelkezett a legkisebb biztonsági tartalékkal az épülő hídszerkezet, ezért a merevítőtartó partoldali konzolvégét ideiglenes drótköteles lekötéssel stabilizáltuk. A 30 kN lefeszítő erőt mindkét szekrénytartó konzolvégén alkalmaztuk, elkerülendő

egy esetleges, hirtelen fellépő szélvihar által gerjesztett rezgések kialakulását.

Pilononkénti további 8 merevítőtartó építési ciklus után, a medernyílás közepén a zárótag szerelésével elkészült a ferdekábeles híd főtartó szerkezete. A zárótag előtti mederoldali elem szerelése és a kapcsolódó ferdekábelpár feszítése ballasztteher alkalmazásával történt. A 145 m hosszú mederoldali konzol önsúlya kevés volt a terv szerinti feszítőerő beviteléhez a ferdekábelben. A ballasztteherrel biztosítani lehetett, hogy a ferdekábelek szerelési állapotban a szereléshez előírt minimum 20 kN/páaszma erővel feszíthetők legyenek.

A terv szerinti szerelési hídakat magassági értelemben a zárótag beemelését megelőzően a konzolvégi ballasztterhek kismértékű átcsoportosításával állítottuk elő. A beemeléshez szükséges hosszirányú hézagot a pesti oldali fél híd hidraulikus sajtós mozgatásával hoztuk létre. A mozgatási műveletet megelőzte a pilontámasznál lévő fix rúdtámaszok végleges hidraulikus támaszokra való cseréje. A zárótag beemelését követően az illesztési hézagot ellenkező irányú mozgattal, a szükséges varratméretnek megfelelően állítottuk be.

5. A GEODÉZIAI ELLENŐRZŐ MÉRÉSEK

A szabadszerelés minden alakváltozást okozó technológiai lépésénél geodéziai méréseket végeztünk, hogy a terv szerinti alaktól való esetleges eltéréseket megállapítsuk, és a szükséges korrekciók végrehajthatók legyenek. Így ellenőrző mérés történt minden egyes merevítőtartó elem beemelése és terv szerinti beállítása, majd az egyes ferdekábel párok első és második ütemű feszítése, valamint a statikai vázat befolyásoló támaszlekötések után.

Az ellenőrző geodéziai méréseket két, egymástól függetlenül dolgozó mérőcsoport hajtotta végre. A méréseket a kora reggeli órákban végezték el, hogy a napsütés hatására keletkező egyenletes és különösen az egyenlőtlen hőmérsékleti hatások ki legyenek küszöbölve. A pilon egyenlőtlen hőmérsékleti hatásra való alakváltozása a ferdekábelekben keresztül módosította a merevítőtartó alakját, és ehhez járult hozzá a ferdekábelek és a merevítőtartó közvetlen hőmérséklethatásra való alakváltozása. A konzolvégek napközbeni mozgása függőleges értelemben a 40-80 mm-es tartományba, míg a pályaszerkezet csavarodása miatt a befolyási és a kifolyási oldal közötti magasság változás



5. ábra: Szentendrei sziget oldali fél híd, konzolhossz = 133 m

a 15-20 mm-es tartományba esett. A merevítőtartó elemek beemelése utáni beállítása munkaszervezési okok miatt általában a kora délutáni órákra esett, amikor a napsütés hatására már jelentős egyenlőtlen hőmérsékleti hatás is érte a szerkezetet, ezért a beállítás döntően a megelőző tapasztalatokon alapuló, becsült adatok alapján történt. A másnap reggeli mérések kiértékelésekor tudtuk eldönteni, hogy a beállítás a megengedett hibahatáron belül van-e, vagy szükséges a merevítőtartó elem újbóli úszódarus megemelése és a rögzítő feszítőcsavarok tehermentes állapotban való állítása, majd az ezt követő reggelen a megismételt geodéziai méréskezelés.

A jó munkaszervezést és a gondos beemelési-beállítási munkát dicséri, hogy a 40 konzolvégi beemelésből másnapi úszódarus ráemelésre, és a korrigáló beavatkozásra csak 3 esetben volt szükség.

6. A FERDEKÁBELEK BESZABÁLYOZÁSA

A ferdekábelek finombeállítása, beszabályozása egy nagyon érzékeny technológiai művelet. Az egyik ferdekábelnél végzett

beavatkozás módosítja a környezetében beépített többi kábel erőjátékát, akár nemkívánatos irányban és mértékben is. A beszabályozás egy nemlineáris optimumkeresési eljárás. A kívánt cél, azaz hogy az összes ferdekábelben a terv szerinti kábelerő legyen és ezzel egyidőben a merevítőtartó alakja a terv szerinti hosszszelvénynek feleljen meg, maradéktalanul nem teljesíthető, az elkerülhetetlen gyártási és szerelési pontatlanságok miatt. A beszabályozást egy célszerűen összeállított feltételrendszer figyelembevételével végeztük.

Az üres (hasznos teher nélküli), végleges kialakítású hídon megmértük a merevítőtartó és a pilonok alakját, valamint az ehhez tartozó ferdekábel erőket. A merevítőtartó pályalemez geodéziai alakmérése mind az északi (befolyási), mind a déli (kifolyási) oldalon, a ferdekábel lehorgonyzások vonalában, a híd hosszirányában 12,0 m-enként felvett mérőpontokban történt. Ezek a mérőpontok a híd üzembe helyezése után is megmaradtak, és lehetőséget biztosítanak a fenntartás során további ellenőrzésekre. Az alakméréssel azonos terhelési feltételek mellett mértük meg a merevítőtartóban lévő kábel-lehorgonyzásoknál az összes ferdekábelben lévő kábelerőt.

A mért értékek tervezettől való eltéréseinek ismeretében összeállítottunk egy beszabályozási feltételrendszert, aminek kiemelt figyelemmel kísért elemei az alábbiak, fontosságuk sorrendjében:

- a fáradásra legjobban igénybe vett visszahorgonyzó kábelek (közös pillérenél lehorgonyzott kábelek) kábelerői a terv szerinti legyenek;
- a beszabályozás hatására ne csökkenjen a mértékadó teherkombinációk esetén a ferdekábelek megengedett feszültségek alapján kimutatott szilárdsági tartaléka;
- a merevítőtartó alakja legyen szimmetrikus a medernyílás hídközépre;
- azonos kábelerők ébredjenek az egy merevítőtartó keresztmetszethez tartozó északi, illetve déli ferdekábelekben.

A mérési adatok alapján csak ráfeszíteni kellett, kábelerő visszaengedésre nem volt szükség. A 45 mm-nél nagyobb kábelhossz módosítások a merevítőtartóban lévő lehorgonyzásoknál pászmánkénti ráfeszítéssel történtek. Az ennél kisebb, 20-30 mm közötti hosszmodosítások a pilonban lévő felső lehorgonyzásoknál a feszítőfej csavaros állításával a teljes ferdekábel feszítésével készültek.

A beavatkozások számát a mindenképp szükségesnek ítélt módosítások, és a befejező munkák ütemezése alapján még ren-

6. ábra: A zárótag beemelése





7. ábra: Befejező munkák a Nagy Duna-ági ferdekábeles hídszerkezeten

delkezésre álló idő szabta meg. Így összesen 26 ferdekábelnél változtattuk meg a kábeleroőt. Első ütemben a merevítőtartóban lévő lehorgonyzásoknál 18 helyen feszítettünk rá 45-90 mm közötti kábelhossz csökkentéssel. Második ütemben 8 helyen a pilon lehorgonyzásoknál a feszítőfej csavaros állítására került sor. Mindkét ütem után a ráfeszítési helyeken történt ellenőrző erőmérések igazolták a beszabályozási erőváltoztatások tervezett értékeit.

A beszabályozás az összeállított feltételrendszer minden eleménél javulást eredményezett. Így többek közt a vízszahorgonyzó kábelek kábeleroő értékei 9-12 %-kal kerültek közelebb a tervezett értékekhez, míg az egy merevítőtartó keresztmetszethez tartozó északi, illetve déli oldali kábeleroők közötti különbség 4-6 %-kal csökkent.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A cikkben ismertetjük az első magyarországi ferdekábeles nagyfeszítávú hídszerkezet merevítőtartójának mérlegelven alapuló konzolos szabadszerelését. Bemutatjuk a tervezési folyamat és a kivitelezési technológia kölcsönhatását, egymásra utaltságát.

A szerelési alak függ az építési fázisok sorrendiségétől. A híd szabadszerelése során a tervezett elembeemelési és ferdekábel feszítési sorrendtől már nem lehet eltérni.

A többszintű ellenőrzésnek és a menet közbeni állítási lehetőséget biztosító szerelési rendszernek köszönhetően egy építési ciklus végén a merevítőtartó konzolvégeinek a tervezettől való magassági eltérése a 20 mm-t, míg a pályaszerkezet csavarodása miatt a befolyási és kifolyási oldal közötti magasság különbsége a 15 mm-t nem haladta meg.

A merevítőtartó szabadszerelése során szerzett tervezési, építési, mérési és építéstechnológiai tapasztalatok nagyban elősegíthetik további hasonló, korszerű szerkezetek megvalósítását.

E ferdekábeles híd tervezése és építése a résztvevők odaadó együttműködése nélkül nem jöhetett volna létre. A magyar hídszakma bebizonyította, hogy ha lehetőséget kap, képes a mai kor legfejlettebb hídépítési megoldásait alkalmazva nem csak korszerű, hanem igényes, látványos megjelenésű, új nagyfeszítávú folyami átkelővel gazdagítani hazánkat.

8. HIVATKOZÁSOK

- Hunyadi, M. (2008), *Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja. 1. Előtervezés, engedélyezési terv, vállalkozásba adás. Vasbetonépítés*, 2008/3. pp. 70-72.
- Kisbán, S. (2008), *Az M0 északi Duna-híd. Ferdekábeles Nagy Duna-ág-híd. Magyar Tudomány* 2008/4.
- Kisbán, S. (2009), *Az M0 körgyűrű északi hídja. 4. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd. Alépítmények, pilonszerkezet. Vasbetonépítés* 2009/2. pp. 38-43.
- Gál, A., Kisbán, S., Pusztai, P. (2009), *Az M0 körgyűrű északi hídja. 5. Ferdekábeles Nagy Duna-ág híd. Statikai számítás. Vasbetonépítés* 2009/3. pp. 85-91.

Dr. Kisbán Sándor (1949) okl. szerkezetépítő mérnök (BME, 1973). Céh Zrt. hídszakági főmérnöke, a Céh-Híd Kft ügyvezető igazgatója. Hídtervezői pályafutását 1975-ben az Uvater-vben kezdte, ahol nagyfeszítávú acélszerkezetű hidak tervezésében vett részt (Szegedi Északi Tiszahíd, Tiszapalkonyai közúti híd, Jugoszlávia - Újvidéki Ferdekábeles Duna-híd). Dr. techn. címet ferdekábeles hidak témakörben 1986-ban szerezte meg (BME- Acélszerkezetek Tanszék). 2002-től a Céh Zrt-ben végzi hídtervezői tevékenységét, számos hazai folyami és autópálya híd tervezését készítette és irányította (M0, M31, M6 autópálya- és völgyhidak, M0 Északi Duna-híd). Szakmai tevékenységének elismeréseként megkapta a Gábor Dénes díjat (2008) és a Széchenyi-díjat (2009). A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

BRIDGES ON THE M0 MOTORWAY OVER THE RIVER DANUBE NORTH OF BUDAPEST

6. Cable Stayed Great Danube Branch Bridge

Deck, stay cables, bridge assembly according to the free cantilever method

Sándor Kisbán

The paper summarizes the main characteristics of the steel deck and the stay cables. The main idea behind the free cantilever-type assembly as well as the main erection stages of the bridge will be introduced. The starting phase of the assembly, the benefits of the strictly scheduled stressing of cables, the use of the temporary, auxiliary support installed in the side span during construction as well as the lifting and fixing process of the final deck unit will be described. The applied geodetic measuring system and the achieved precision during the assembly will be treated. The adjusting method of cable forces will also be detailed.

FÖLDRENGÉS VAGY SZÉLVIHAR: MELYIK A MÉRTÉKADÓ?



Dr. Visnovitz György – Erdélyi Tamás – Ther Tamás

Cikkünk az épületek mértékadó szél- és földrengési terheinek változását ismerteti az elmúlt 20 év magyar előírásai, vagyis a vonatkozó szabványok, előírások és kamarai ajánlások, valamint a Nemzeti Mellékletekkel kiegészített Eurocode-ok alapján. A kapcsolódó számítások feltételezett mintaépülete egy 10 szintes irodaház vasbeton vázas-merevítőfalas, valamint különböző mértékben merevített acélvázvas változatokban. Bemutatjuk, hogy a szélteher csak kevésbé változó értékéhez képest a számításba veendő földrengési teher drasztikus növekedése tapasztalható, így az akár nagyságrendileg nagyobb lehet a széltehernél. Röviden értékeljük, hogy mindez milyen módszertani és szemléleti változásokkal járhat az újonnan épülő és az átalakításra kerülő régebbi épületek tartószerkezet-tervezési folyamatában.

Kulcsszavak: Földrengési teher, szélteher, helyettesítő vízszintes statikus teher, EUROCODE, összehasonlító számítások, vasbeton épület, acélvázvas épület

1. BEVEZETÉS

A magasépítési tartószerkezetek méretezésénél a függőleges terhek mellett vízszintes terhekkkel is kell számolni. Ezek néhány speciális teher kivételével elsősorban szélhatásból, továbbá a földrengésből, mint rendkívüli hatásból származnak. Mindkét teherfajta az épület rendeltetésétől közvetlenül nem függő, környezeti eredetű hatás. Figyelembevételük módjára elsősorban a vonatkozó szabványok és előírások adnak útmutatást.

Hazánkban a szélteher kezdettől fogva a statikai méretezés része volt. A földrengésállóság igazolását először az OTÉK (1997) írta elő egy rövid utalás formájában. Ezzel elvileg – a korábbi gyakorlattal ellentétben – az ország egész területén kötelezővé vált a földrengésre való méretezés. A tényleges számíthatóság lehetőségét – a nem teljes körű ajánlásokat követően – az Eurocode 8 (MSZ EN 1998, a továbbiakban EC8) hazai bevezetése teremtette meg. Elméleti alapismereteket és gyakorlati segítséget Dulácska-Joó-Kollár (2008) könyve nyújt. A kisebb méretű, leggyakrabban előforduló épületfajták esetére, amelyeknél az egyszerű módszerek is célhoz vezetnek, a Magyar Mérnöki Kamara dolgoztatott ki segédletet (Dulácska, 2009).

Ismeretes, hogy az elmúlt 20 évben a tartószerkezetek terheire vonatkozó szabályozás többször is lényegesen módosult, ami elsősorban – de nem kizárólagosan – az egységesülő új európai előírások kidolgozásával és fokozatos bevezetésével függ össze. A szerzteágazó változások hatása nehezen becsülhető.

Jelen cikkünkben egy tipikusnak mondható épület példáján keresztül keresünk választ arra, hogy a tartószerkezetek méretezésénél figyelembe veendő legfontosabb vízszintes hatások (a szélteher és a földrengésből származó teher) miképpen változtak a hazai előírások módosulásai következtében, és milyen kihatásokkal jár mindez a méretezés folyamatára.

Vizsgálataink alapja egy elképzelt 10 szintes, Budapesten épülő irodaház, egyszerű szabályos hasáb alakú, 12,0x24,0m alaprajzi és 36,0m magassági mérettel, szintenként közel

egyenletes tömegeloszlással. Alapesetként monolit vasbeton vázas, vasbeton merevítő falas épületet feltételeztünk, majd összehasonlításként háromféle, különböző mértékben merevített acélvázvas változatot is megvizsgáltunk. Az épület kialakítását minden esetben úgy képzeltük el, hogy mind a szélhatás, mind a földrengési hatás az épület szimmetria tengelyébe eső, egyenértékű vízszintes (kvázi)statikus teherrel modellezhető legyen. (A földrengési terhek kötelezően figyelembe veendő 5%-os alaprajzi külpontosságát, illetve az ebből származó csavaró igénybevételt az egyszerűbb összehasonlíthatóság érdekében figyelmen kívül hagytuk.)

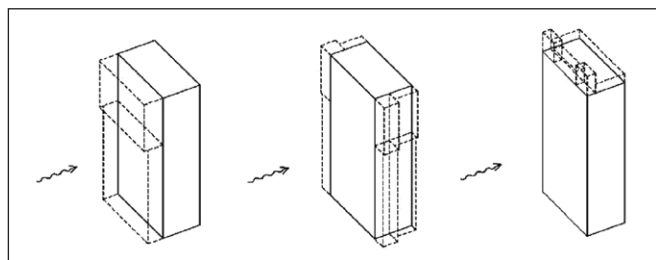
2. A SZÉLTEHER

A szélteher számítására vonatkozóan a még érvényben levő Magyar Szabvány (MSZ 15021-86, a továbbiakban MSZ) részletes szabályokat ad. Az Eurocode szélteherre vonatkozó előírásait az MSZ EN 1991-1-4 (a továbbiakban EC1) tartalmazza. Jelenleg mindkét előírás egyidejűleg hatályos, de várható, hogy 2010-től a régi MSZ-t már nem szabad alkalmazni. Az EC1 mind jelöléseiben mind terminológiájában erősen eltér az MSZ-től, de a fizikai tartalom lényegében azonos. A szélteher alapértékét (illetve az EC1-ben az ennek megfelelő karakterisztikus értéket) mindkét előírás a torlónyomás, az alaki tényező (EC1-ben nyomási tényező) és a terhelt felület (EC1-ben referencia felület) szorzataként határozza meg.

A számítás részleteiben viszont lényegesek a különbségek. A torlónyomás alapértékének meghatározásához az EC1 három helyett négy beépítési kategóriát használ, vagyis a beépítés jellegének hatását precízebben veszi figyelembe. Így a nagyvárosi beépítéshez az MSZ szerintnél kisebb torlónyomás értékek tartoznak. A magasság mentén parabolikusan növekvő torlónyomás számításba vételéhez az MSZ lehetővé tesz egy – a maximális szélnyomás értékénél kisebb – átlagos szélnyomás-értékkel történő közelítést, míg az EC1 a tényleges szélteher függvény görbét kívülről burkolja több, magassági zónánként eltérő, de konstans értékű szakaszokkal. Hasonlóképpen jelen-

tős különbség, hogy az EC1-ben a függőleges és a vízszintes felületek is zónákra vannak osztva, amelyekben belül nem azonos a figyelembe veendő alaki tényező. Mindezek mellett a szélteher biztonsági tényezője az MSZ szerinti 1,2-ről az Eurocode-ban 1,5-re nőtt.

Az összehasonlító számítás során az épület szélesebb oldalára merőlegesen fújó szelet vettük figyelembe, mivel ez adja a nagyobb igénybevételt (1. ábra). Az átlagos torlónyomás értéke az MSZ szerint $0,73 \text{ kN/m}^2$, egyenletes megoszlásban a teljes épületmagasság mentén. Ugyanezt az értéket kapjuk az EC1 alapján is, de ezt csak az épületmagasság felső harmadán kell alkalmazni, míg a homlokzatszélességgel azonos alsó 24 m-en elegendő egy $0,64 \text{ kN/m}^2$ torlónyomású zóna figyelembevétele.



1. ábra: Az EC1 szerinti szélterhek zónái (szélnyomás, oldalfelületek szélszívása, lapostető szélszívása)

Az alaki tényezők értékében nincs eltérés: az adott épületarány mellett mindkét előírás a szél támadta oldalon 0,8, míg az átellenes oldalon szélszívárra 0,6 értékű alaki tényezőt ír elő. Minőségi különbségek adódnak viszont a lapostetőn fellépő szélszívás és az oldal és tetőfelületeken ható szélsúrlódás esetében: az amúgy nem jelentős szélszívás a tetőn az EC1 szerinti több zóna miatt nem szimmetrikus, és így eredőjének nyomatóka is van. A szintén nem jelentős szélsúrlódást az EC1 szerint nem is kell figyelembe venni.

Mindezek eredményeként alapértékben az EC1 szerinti számítás adja a kisebb szélteher alapértéket, annak ellenére, hogy az MSZ-hez képest nagyobb, $23,6 \text{ m/s}$ értékű szélesebséget vettük figyelembe. Az MSZ szerint számított szélteher alapértéke mintegy 8%-kal nagyobb nyomatókát okoz az épület alsó síkján, mint az EC szerint számított szélteher. (A nyomatók-összehasonlítás alkalmazását az indokolja, hogy nemcsak a szélerők nagysága, de támadáspontja is eltérő.)

A szélhatás tervezési értéke az eltérő biztonsági tényezők miatt már a EC1 szerint nagyobb, de csak kis mértékben, és csak akkor, ha a szélesebségnek a Nemzeti Melléklet által 2008-ban lehetővé tett 0,85-szörös redukálásától – a EC1 alapszövegével teljes összhangban – eltekintünk.

3. A FÖLDRENGÉSI TEHER

A földrengésre való méretezést Magyarországon elsőként az EC8 vezette be szabványként. Az ezt megelőző – szabvány szintre nem emelt – korábbi hazai előírások az ebben foglaltakhoz hasonló elméleti alapokon nyugszanak, de jelentősek az eltérések a talajgyorsulás felvételénél, a gyakorlat igényelte egyszerűsítésekben, valamint az elérni kívánt biztonság szintjében.

3.1 Az 1981-es Műszaki Irányelv

Az 1981-ben megjelent *Méretezési irányelvek földrengési hatásokra* c. műszaki irányelv (Csák-Csomor-Györffy- Hunyadi-Pajer-Pernes-Vértes, 1981., a továbbiakban MI) a földrengési méretezés szempontjából hasonló elveken alapszik, mint a jelenlegi EC8. A földrengési teher meghatározásához figyelembe

veszi az épület tömegét, az épület fontossági osztályát, az adott területre tartozó talajgyorsulási értéket, az épület alapozását, a lengésidőt, valamint az épület viselkedési tényezőjét.

A két leglényegesebb eltérést a teherfüggvény felvett alakja és az alkalmazott talajgyorsulási értékek jelentik. Az épület egyes tömegpontjaira ható földrengési erőket a lengésalaknak megfelelő függvény szerint határozza meg, és számol a további lengésalakokkal is. Ez a pontossági igény a későbbi előírásokban csak a nem statikus módszereknél marad meg.

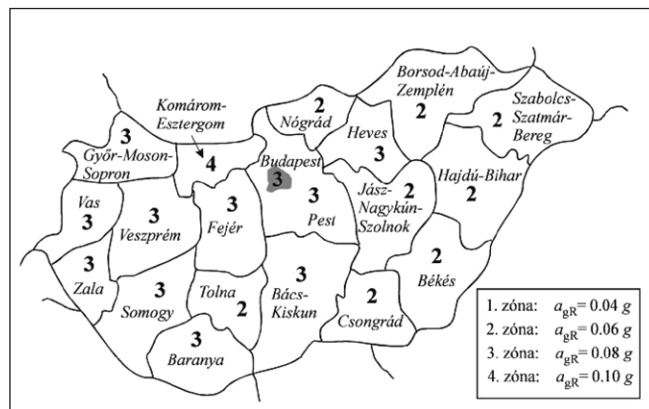
A MI az elmúlt kb. 1000 év feljegyzett nagy földrengéseihez igazította Magyarország földrengés-veszélyességi térképét. Az ezek által érintett területeken viszonylag magas talajgyorsulási értékek figyelembe vételét írta elő, míg az ország legnagyobb részét nem sorolta földrengési zónába, vagyis a földrengésből származó terheket nem kellett számításba venni. Ez lényegében annak elfogadását jelentette, hogy a szélteherre megfelelően méretezett épületek – az akkor még igen ritka magasházak kivételével – a földrengésállóság megkívánta biztonsági szintet is kielégítik.

3.2 A 2003-as kamarai ajánlás

Dulácska és Kollár (2003) *Méretezés földrengésre az európai elvek figyelembevételével* c. munkája egyfajta átmenetet képez az MI és az EC8 között. Ez a javaslat már figyelembe veszi az EC8 1998-es előszabványában (MSZ ENV 1998, a továbbiakban ENV8) foglaltakat is. 2003-ban a Mérnöki Kamara önálló kiadványként is megjelent.

A földrengési teher egyenlete nagyban hasonlít a MI-nél megismertekhez. Újdonságot leginkább az jelentett, hogy tovább egyszerűsítette a teherfüggvény alakját lineáris függvényre.

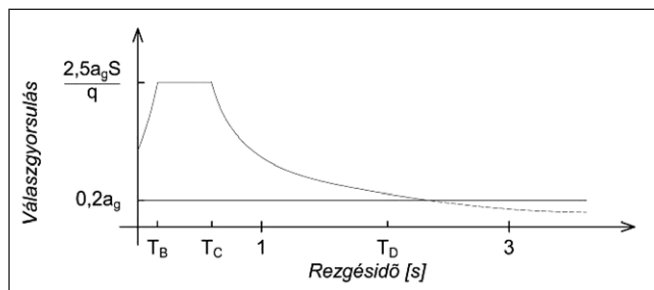
Az ENV8 Nemzeti Alkalmazási Dokumentum (NAD) megyehatárokhöz igazodó földrengési térképet és az MI-hez képest megnövelt talajgyorsulási értékeket használt (2. ábra). Eltérő értékekkel ugyan, de az ország teljes területére talajgyorsulási értékeket adott meg, mindenütt elvárva a földrengésállóság igazolását.



2. ábra: Az ENV8 NAD közigazgatási határokhöz igazodó földrengés-veszélyeztetettségi térképe (1999)

3.3 Az Eurocode 8 előírásai

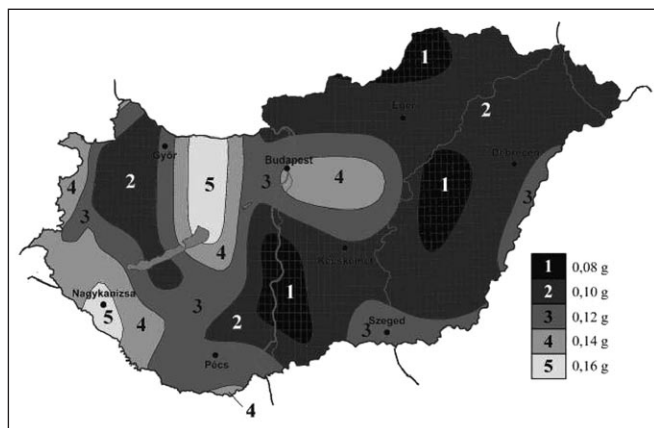
A 2004-ben elfogadott EC8 jelöléseiben és alkalmazott összefüggéseiben mást mutat, mint az eddig említett két módszer. Egyértelműen megadja azokat a képleteket, amelyekkel a rezgésidő (T), a sziklára vonatkoztatott talajgyorsulás (a_g), az épület fontossági osztálya (γ_1), a talajosztály (S) és az épület képlékeny viselkedési képessége (q) alapján meghatározható az épület vízszintes válaszyorsulása. Ez az úgynevezett tervezési gyorsulási válaszspektrum, amely a 3. ábrán látható. (Magyarország területén épületekre függőleges földrengési gyorsulást nem kell figyelembe venni.) A gyorsulás és a meg-



3. ábra: A tervezési gyorsulási válaszspektrum függvénye

felelő gyorsuló tömeg ismeretében az épületre ható helyettesítő földrengési erő számítható.

Az EC8 legújabb, 2008-as magyar nyelvű kiadásának Nemzeti Melléklete (EC8+NA) a szeizmikus zónákat és a talajgyorsulási értékeket – az MI-hez hasonlóan – megyehatároktól független, geológiai megalapozottságú térképen adja meg. (4. ábra). Ebben a geofizikusok által összeállított anyagban az



4. ábra: Magyarország földrengés-veszélyeztettségi térképe az EC8 Nemzeti Melléklete szerint (2008)

50 évre 10% meghaladási valószínűséggel (475 éves átlagos visszatérési gyakorisággal) fellépő vízszintes talajgyorsulások szerepelnek alapközetben.

A talajgyorsulási értékek a korábbiakhoz képest közel másfélszeresére növekedtek.

Ez a térkép azonban szakmai konszenzus hiányában nem kötelező erejű, így a szabványba is csak tájékoztató jelleggel, mint a Nemzeti Melléklet kiegészítése került. Ugyanez a melléklet egy redukáló tényező alkalmazásának lehetőségét is felkínálja, amikor közli, hogy a 30%-os túllépési valószínűséghez a fenti értékek mintegy 0,7-szerese tartozik. Ez utóbbi szint áll közel a szomszédos Ausztria Nemzeti Mellékletében elfogadott értékekhez. Ily módon a Magyar Nemzeti Melléklet bizonyos fokig a tervezőre vagy a beruházóra bízta a biztonsági szint felvételét is.

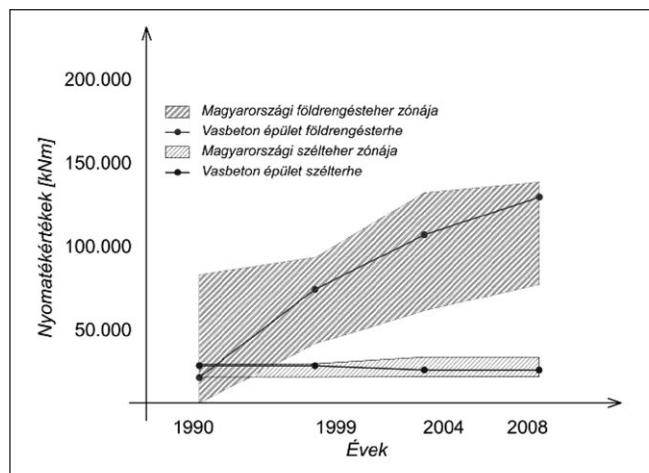
4. AZ ÖSSZEHAISONLÍTÓ SZÁMÍTÁSOK EREDMÉNYEI

A következő összehasonlító vizsgálatokban a földrengési előírásoknak csak azokat a – statikus tervező számára fontos – egyszerűsített módszereket használtuk, amelyek a dinamikus jellegű földrengésterheket egy egyenértékű statikus erővel helyettesítik (HSM módszer).

4.1 Vasbeton szerkezetű minta-épület vizsgálata

Az elemzés tárgyát képező vasbeton épület vízszintes terhek változását a 3. fejezetben említett négy eljárás, valamint

az ezekkel egy időben érvényes szélteher-előírások alapján számítottuk. Az eredményeket az 5. ábra grafikonjai mutatják. Látható, hogy a számításba veendő szélteher, illetve annak nyomtérki hatása 1990. óta alig változott, miközben a földrengési terhet minden újabb előírás-változás folyamatosan növelte. Míg a '90-es évekig az elképzelt budapesti irodaház esetében a szélteher volt a mértékadó, addig az EC8+NA2008 szerinti földrengésterhe a széltehernek már hatszorosa.



5. ábra: A vízszintes terhek változásának tartománya a vasbeton minta-épületnél

Az épület országon belüli helyzetének megítélésében is komoly változások figyelhetők meg: nem elég, hogy ma már Magyarország teljes területén kötelező a földrengésre való méretezés, de ráadásul a legkedvezőbb szeizmikus zónához tartozó, legalacsonyabb földrengési terhe mértéke is messze meghaladja az egykori MI alapján számított legmagasabb értéket.

Budapest esetében külön is szembevetendő, hogy egy mérsékelt földrengés-veszélyesnek számító helyről egy igen veszélyeztetett földrengési zónába sorolták.

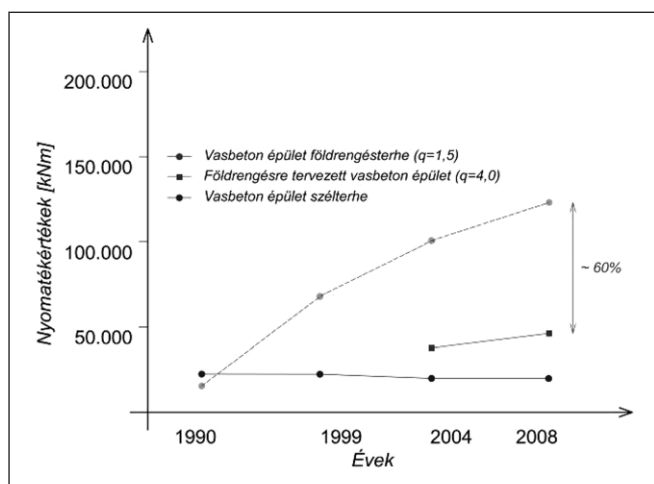
Mindeközben a szélteher értéke a beépítési kategóriától függően alig nőtt, vagy akár csökkenhetett is. Szélsőséges szempontjából Budapest beépítési kategóriája inkább kedvezően változott.

Amennyiben az adott geometriával rendelkező vasbeton épület szerkezetét nagy duktilitású épületként, a bonyolult kapacitástervezés módszerével tervezik, csomópontjait úgy alakítják ki, hogy azokban a földrengés hatására képlékeny csuklók alakulhatnak ki, a kritikus zónákban betartják a vonatkozó szigorú szerkesztési szabályokat stb., akkor egy magasabb, legfeljebb $q=4,0$ viselkedési tényezővel számolhatunk. Ebből jóval kisebb földrengési terhek adódnak (45.200 kNm). A mintegy 60%-os csökkenést jól mutatja a 6. ábra.

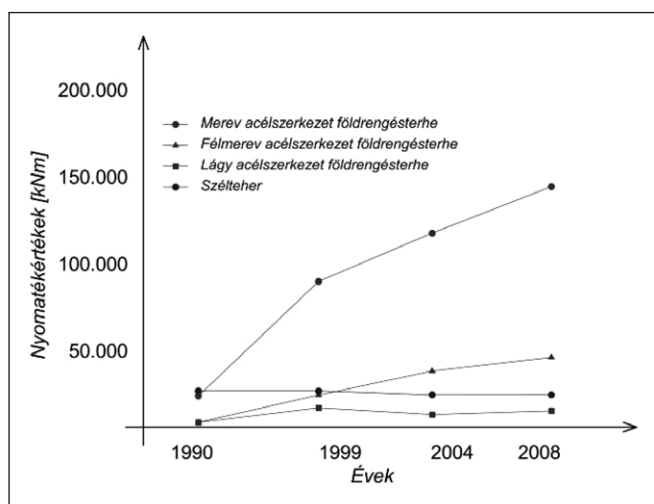
4.2 Acélszerkezetű mintaépületek vizsgálata

A további összehasonlításokban a mintaépület acélszerkezetes változataira ható vízszintes terheket határoztuk meg. (7. ábra) Az épület kubusa megegyezik az előzőekben vizsgált vasbeton épülettel, de tömege annak csak harmada. Az ilyen módon kialakított acélvázaz épületet háromféle merevítési megoldással is vizsgáltuk.

Elsőként egy olyan „lágy” szerkezetet tételeztünk fel, amelynél a tervezési válaszgyorsulás előírt alsó küszöbértékét kell alkalmazni ($0,2a_g$, 3. ábra). Ebben a speciális esetben az épület földrengésterhéből származó nyomtérki még a jelenlegi előírások szerint is kisebb, mint a mértékadó szélteher, bár megjegyzendő, hogy az EC8-ban szintén előírt korlátozott



6. ábra: A földrengésre tervezett vasbeton épület vízszintes terheiből származó nyomatókértékek



7. ábra: A számítható vízszintes terhek alakulása különbözően merevített acélszerkezetű épületeknél

károk követelménye miatt egy ilyen lágy épület gyakorlatilag nem hozható létre, a túlzottan nagy alakváltozások miatt.

A második feltételezett változat egy olyan erősen merevített acélvázás épület, amelynél a válaszgyorsulás EC8 szerinti felső küszöbértékét kell figyelembe venni (a 3. ábra szerinti válaszspektrum „platója”, vagyis felső vízszintes szakasza). Ebben a valós szerkezeteken is lehetséges határesetben, amely még vasbeton mintaépületünkénél is merevebb kialakítást jelent, a földrengésterhekből származó nyomatók a szélteherének már több mint hétszerese.

A harmadik változatban az épület egy köztes, félmerev szerkezet, ahol a feltételezett lengéside $T=1,2$ s. Ebben az esetben is a földrengési teher okozta igénybevétel magasán a szélteheré felett van, annak kb. háromszorosa.

5. KÖVETKEZTETÉSEK

Összefoglalva vizsgálataink eredményeit, azt tapasztaljuk, hogy a méretezési előírások változásának hatása a két vizsgált vízszintes teherfajtánál markánsan eltér:

- A szélteher mértékének változása nem tendenciózus, mivel a biztonsági tényező és a szélsőbesség alapértékének módosulása, a beépítési kategóriák számának bővülése és a teher függőleges felületen történő zónázása egymással ellentétes hatásúak is lehetnek. A szélteher egyes változatokban kissé növekszik, másoknál viszont csökkenés is lehetséges. Ha valaki a korábbi MSZ alapján meghatározott értéket csak a biztonsági tényező és az átlagos szélsőbesség változása szerint korrigálja, súlyos hibát követhet el.

- A földrengési hatásból számítható vízszintes terhek 20 év alatt a többszörösére nőttek, emiatt az épületek mind nagyobb hányadánál haladják meg a szélteher értékét: mintaépületünkénél mintegy ötszörös, más, alacsonyabb épületfajtákra végzett számítások szerint akár 10-12-szeres mértékű is lehet a többlet. Ennek oka természetesen nem a magyarországi szeizmikus aktivitás hirtelen növekedése, hanem a földrengés-állósági követelmények szigorodása, illetve a nemzetközi trendekhez való pontosabb igazodás kényszere, szinte tekintet nélkül annak gazdasági következményeire.

A cikkünk címében feltett kérdésre – bármennyire is kézenfekvőnek látszik – mindezek ellenére sincs egyértelmű válasz. Csak annyi jelenthető ki teljes bizonyossággal, hogy ha a statikus tervezés hagyományos módon, a szélteher, mint kiemelt esetleges teher figyelembe vételével felvett hatáskombináció alapján történik, ez nem feltétlenül biztosítja a megfelelő földrengésállóságot is, Erre a vizsgálatra, illetve a szeizmikus tervezési helyzet szerinti tervezésre feltétlenül szükség van.

Felvethető a kérdés úgy is, hogy ilyen mértékű vízszintes terhek mellett miért nem mindig a szeizmikus tervezési helyzet a mértékadó? Ennek oka az, hogy a kétféle méretezés kétféle tervezési helyzetet jelent, ahol mind a teherkombinációban figyelembe veendő terhek nagyságát, mind a szerkezeti ellenállást másképpen kell meghatározni.

Szeizmikus tervezési helyzetben – a tartós tervezési helyzettől eltérően – az állandó terheket karakterisztikus (biztonsági tényező nélküli) értékükkel, a hasznos terheket tartós részükkel (közelítőleg 60%) kell csak figyelembe venni. A rövididejűnek számító meteorológiai terheket Magyarországon egyáltalán nem kell a földrengési hatással összegezni. Az erre vonatkozó információkat a tervezés alapjait ismertető MSZ EN 1990:2005 tartalmazza, vagy a számításaink során felhasznált, terhekkel kapcsolatos Eurocode előírásokkal együtt a Terhek és hatások c. kiadványban találhatók meg (Deák-Erdélyi-Fernezeyi-Kollár-Visnovitz, 2006).

Ami a vasbeton szerkezeteket illeti, ezeknél a szeizmikus tervezési helyzet mértékadó szerepe jóval valószínűbb, mint más szerkezetfajták esetén (a hagyományos falazott szerkezeteket kivéve). Ennek fő okai:

- A vasbetonszerkezetek jellemzően nagy fajlagos tömegűek, így a földrengésből származó vízszintes eltoló erő is nagy.
- A monolit, falvázás vagy sűrű falpilléres rendszerű vasbeton épületek igen merevek, lengésük periódusideje kicsi, emiatt válaszgyorsulásuk nagy (a válaszspektrum platójának megfelelő vagy ahhoz közeli).
- A szintén tipikusnak mondható, alsó szintjein építészeti okokból többszörösen kiváltott épületeknél a földrengés vízszintes eltoló ereje csak kis mértékben csökken, viszont a meggyengített merevítő rendszert precízen méretezni kell.
- A vasbeton szerkezetek betonanyaga viszonylag alacsony teherszinten reped, ezért fokozottan érzékeny az alternáló terhekre. Emiatt az Eurocode szerint – más anyagokkal ellentétben – a beton mechanikai jellemzőit földrengési vizsgálatnál is biztonsági tényezővel csökkentett értékkel kell számításba venni.

Vizsgálataink eredményeiből általánosabb következtetések is levonhatók. A hagyományos méretezési folyamatban a vízszintes terhek felvételéhez elegendő volt a tervezett épület geometriáját ismerni, majd a szerkezeti rendszert és a merevítést a már ismert terhek alapján lehetett megtervezni. A földrengési hatás számításba vételéhez azonban már a tervezés elején szükség van az épület szerkezeti rendszerének ismeretére, és meg kell tudni becsülni a tervezett épület vízszintes irányú

merevségét is. Gyakorlatilag csak a komplett, megtervezett épületből lehet kiindulni.

Mindezek szokatlan következményeként az épület vízszintes merevségének indokolatlan mértékű növelése nemcsak fölösleges, de tovább növeli a földrengési teher mértékét. Ezért a teherbírás emelése helyett a szerkezet képlékeny energiaelnyelő képességének (duktilitás) növelésére kell törekedni, mivel a gyorsulási válaszspektrumot befolyásoló viselkedési tényező (q) elsősorban ettől függ.

A korábbi gyakorlat szerint a földrengésből származó vízszintes teherrel csak viszonylag magas épületek tervezésénél kellett számolni. Az eddig elmondottak alapján most számos más épületfajta esetén is a szeizmikus hatás válik mértékadóvá, vagyis a tervezést és a méretezést a szeizmikus tervezési helyzet szerint kell elvégezni!

A földrengésre legérzékenyebb szerkezeti rendszerek esetén az eddigi gyakorlathoz képest csak jóval alacsonyabb vagy robosztusabb épületek tervezhetők, ami például a két szintnél magasabb falazott rendszerek látványos visszaszorulását eredményezheti.

Komoly építésügyi problémát jelenthet a jövőben, hogyha egy meglévő épületet – például funkcióváltás miatt – az új előírások szerint kell felülvizsgálni. Ekkor olyan mértékű többlet vízszintes terhekkel kell számolni, melyekre megerősítés nélkül az épület tartószerkezetei nem felelnek meg. Ez számos történeti épülettípus és műemlék esetén közvetlenül befolyásolhatja az épület további sorsát.

Az épületeinket érő vízszintes hatásokra vonatkozó előírások változásai tehát egyaránt komoly kihívások elé állítják a tartószerkezetek tervezőit, az építésztaársadalmat, sőt a várható széleskörű gyakorlati problémák miatt a jogalkotókat is.

6. HIVATKOZÁSOK

- Csák B. - Csomor D. - Györffy J. - Hunyadi F. - Pajer I. - Pernes P. - Vértess Gy.(1981): Méretezési irányelvek földrengési hatásokra. MI-04.133-81 ÉTK, Budapest
- Deák Gy. - Erdélyi T. - Fernezy S. - Kollár L. - Visnovitz Gy.(2006): Terhek és hatások – Tervezés az Eurocode alapján. Springer Media Magyarország Kft
- Dulácska E. - Kollár L.(2003): Méretezés földrengésre az európai elvek figyelembevételével. Tervezési segédlet, TT-TS 4, MMK Tartószerkezeti Tagozat.
- Dulácska E. - Joó A. L. - Kollár L.(2008): Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra az Eurocode alapján. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Dulácska E.(2009): Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az EUROCODE-8 szerint. Tervezési segédlet. MMK Tartószerkezeti Tagozat kiadványa. PI Innovációs Kft, Bp.
- MSZ 15021/1-86 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtantervezése. Magasépítési szerkezetek terhei.

MSZ EN 1990:2005 Eurocode 0: A tartószerkezeti tervezés alapjai
MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1-4. rész: Szélhatás

MSZ EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése. 1.rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok (angol nyelven)

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok (Nemzeti Melléklettel, magyar nyelven)

MSZ ENV 1998:1998 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezési előírásai

OTÉK(1997): 253/1997(XII.20) Kormányrendelet az Országos Településrendezési és Építési Követelményekről. 50§(5b).

Dr. Visnovitz György (1954) okl. építészmérnök, PhD, egyetemi docens a BME Építészmérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén. A *fiB* Magyar Tagozatának tagja.

Erdélyi Tamás (1973) okl. építészmérnök, egyetemi tanársegéd (BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék). Tartószerkezeti tervező.

Ther Tamás (1985) A BME V. évfolyamos építészmérnök hallgatója. A cikk témájában OTDK 3. helyezett (2009). Tanszéki demonstrátor.

EARTHQUAKE OR WIND STORM: WHICH OF THEM REPRESENTS THE BIGGER DESIGN LOAD?

György Visnovitz –Tamás Erdélyi – Tamás Ther

This paper presents the alternations of the definitive wind loads and earthquake loads based on the Hungarian standards published in the past 20 years. These loads are defined by the related Hungarian norms and regulations as well as the Eurocode including the National Appendices. The examined building is a simple prismatic 10 storey office-building. It has either a concrete skeleton with bracing walls or some variously propped steel framed structures.

The characteristic value of the wind load and the moment induced in the building changed in a small amount only as the regulations altered. In some building-in areas (e.g.: in Budapest) the decrease of the definitive effect is demonstrable. In value of the earthquake load a drastic increase is observed. On the same building, which was designed only to wind load 20 years ago, the earthquake load could be tenfold.

The size of the design earthquake load depends heavily on the structure type. In case of the reinforced concrete buildings with big specific mass the goal should be to increase the energy absorbing ability of the structure, while in case of the steel framed buildings with smaller mass the selection of the propping system is the most important.

In contrast with the former practice designing for earthquake load is required in the whole country. This means a new task for the engineers regarding the measuring as well as the structural designing. The designing of structures which can bear an earthquake demands novel attitude and methods.

Dr. Tariczky Zsuzsanna köszöntése



1939. december 13-án Budapesten született. 1958-ban jeles eredménnyel érettségizett a Budapesti Fazekas Mihály Gimnáziumban. Matematika-fizika tanár szeretett volna lenni, de nem vették fel az egyetemre. Ennek ellenére diplomát szerzett a Budapesti Műszaki Egyetem Építészmérnöki Karának esti tagozatán 1969-ben, majd 1978-ban az egyetem Építőipari Minőségvizsgáló szakán. A nagyszilárdságú helyszíni betonok technológiai kérdéseiről 1982-ben védte meg disszertációját.

Tanulmányai mellett tevékenyen dolgozott az Építéstudományi Intézet minősítő tagozatán, majd jogutódjánál az Építőipari Minőségvizsgáló Intézet Anyagvizsgáló Osztályán mint kutatási segédként, majd vizsgáló mérnök. Ebben az időben a gyakorlat az volt, hogy a méréseket, vizsgálatokat maguk végezték. Megtapasztalták, hogy milyen eltérések, hibák fordulhatnak elő az anyagban és a vizsgálatoknál. Ezt a gyakorlatot hasznosította a későbbiekben, amikor néhány évig a NAT auditoraként tevékenykedett, de hasznos volt a kivitelezésben végzett munkája során is.

Az építőipari kivitelezéssel a Vízügyi Építő Vállalat Tisza II. Építkezésén ismerkedett meg. A laboratóriumi munkánál, a betontechnológia tervezésekor, illetve a betongyárak üzemeltetése során ismeretei tovább bővültek. Fontosak voltak a pontos mérések, vizsgálatok.

1972 augusztusában került a Hidépítő Vállalathoz, hogy megszervezze a vállalat minőségellenőrző rendszerét. A hídépítés területén a technológia tervezése, a munkák vizsgálatok alapján történő minősítése ekkor vált igénnyé.

A hídépítés helyszínen előregyártott hídtartóinak (1972-1980), a szabadon szerelt, a szabadon betonozott (1975-1992), és betolt technológiájú hídjainak (1989-1999) betontechnológiáját gondos kísérleti munkával készítette elő. Ez nem volt könnyű feladat, mert az első helyszíni előregyártású feszített szerkezetek építésénél az alapanyagok kiválasztása igen szűk választékból történt. A korlátozott lehetőségek azonban sokféle tapasztalatot eredményeztek, melyekre a későbbiekben építeni lehetett.

Mivel igen fontos volt a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek építésének minősége, a technológiák mellett kidolgozott több segédletet a minőségbiztosítás érdekében. Ilyen volt a betonüzemek alkalmasságának felméréséhez, a próbakeveréshez készített adatlap, a minőségellenőrzési tevékenységet segítő minőségellenőrzési tervgyűjtemény.

Munkája során fontos szerepet játszott az oktatás. Oktatta a hídépítő szakmunkásokat, művezetőket, minőségellenőröket a betontechnológia-, a feszítés rejtjelmeire, a szükséges

vizsgálatok szakszerű elvégzésére, vezetőit az új előírások, szabályozások ismereteire.

Az alapanyaggyártók is felfigyeltek arra, hogy a hídépítésben, főleg a feszített szerkezetek betonjainál az elvárások mások, mint a vasbeton szerkezetek betonjainál, oktatta felkérésre a cementgyárak, kavicsbányák, betonüzemek, illetve betonfelhasználók dolgozóit. Ezeket az előadásokat a személyes példa, tapasztalat tette érdekessé. Mennyire voltak eredményesek? Talán az, hogy újra, meg újra volt rá igény.

Az EN 206-1: 2002 Beton szabvány megjelenését követte a hazai bevezetése. El kellett készíteni az alkalmazási dokumentumot. Mivel a Magyar Betonszövetség anyagilag támogatja elkészítését, felvállalta az új szabvány ismertetését is. Ebben a munkában tevékenyen részt vett, ill. napjainkban is részt vesz, gondosan felkészülve, tapasztalataival színesítve előadásait. A szakma egyéb kitüntetések mellett (KTE Ifjúsági díj 1980, Egyesületi ezüst jelvény 1978, 1993, Közlekedési Miniszteri Dicséret 1984, Építésügyi miniszter Kiváló munkáért jelvény 1986) munkáját Széchenyi emléklappal (2004), Magyar Betonszövetség „Dombi József” díjjal (2007), Magyar Betonszövetségért érdeméremmel és oklevéllel (2009) ismerte el.

Azon szerencsések közé tartozik, aki olyan munkát végzett élete során, ami érdekelte. A különböző elismeréseken túl, külön megtiszteltetésnek érezi, hogy *1977-ben a Kassán* rendezett *feszített beton konferencián*, német nyelven tarthatott előadást az első magyarországi szabadon szerelt híd kivitelezését megelőző kísérleti munkájáról, majd *1981-ben a VI. Nemzetközi Melment Symposiumon* Münchenben a Melment L 10 betonadalékszer alkalmazásáról az első magyarországi szabadon betonozott híd építésénél.

Közel 50 évi folyamatos, lelkes munka során az aktív tevékenységet 2008-ban a Hidépítő Zrt. műszaki főtanácsosaként befejezte. A szakma azonban igényli még munkáját, oktatást szervez, előadást tart, esetenként szakmai cikkekben közli gondolatait, mint Hidépítők, Beton, Vasbetonépítés, Magyar Építéstechnika.

Nem lett fizika tanár, de az anyagvizsgálatok, a betonkeverékek alapanyagainak kiválasztása, keverékek összeállításai pótolta a kísérleteket, és megmaradt mai napig az előadásra való felkészülés és az oktatás izgalma.

Most több idő jut dolgai rendszerezésére, olvasásra, zenehallgatásra, és természetesen a kiskertre. Fontos lelkének a zene, ezért szívesen hallgatja Andrea Bocelli, Celine Dion, Pavarotti, Kelly Family zeneszámain, vagy akár Clayderman vagy Mágá Zoltán játékát.

A **fib** Magyar Tagozata szeretettel kíván további sikeres tevékenységet és jó egészséget dr. Tariczky Zsuzsannának.

Szabó István köszöntése



Szabó István 1934. augusztus 1-jén született Mátészalkán. Középiskolai tanulmányait Nagykanizsán kezdte, majd Budapesten fejezte be 1952-ben két évig dolgozott a Villamosipari Központi Kutató Laboratóriumban, majd 1954-ben jelentkezett a Budapesti Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki kar Hid és Szerkezetépítő szakára, ahol 1959-ben szerzett diplomát. Ezt követően került a Mélyépítési

Tervező Vállalathoz, ahol a dr. Márkus Gyula által vezetett Szerkezeti osztályon dolgozott.

A 31. sz. ÁÉV-nél töltött egyéves kivitelezői gyakorlat után 1966-tól mint irányító tervező dolgozott. 1969-ben megszerezte a BME Vasbetonépítési szakmérnöki oklevelét. 1974-től szakosztályvezető, 1977-től műszaki-gazdasági tanácsadó, 1982-től osztályvezető helyettes.

Kiváló elméleti felkészültségét folyamatosan fejlesztette a „szakmai műhelyben”, s évtizedeken át volt dr. Janzó József

munkatársa. A mélyépítési ágazat, azon belül is a vízépitési műtárgyak (víztisztító telepek műtárgyai, szennyvíztisztító telepek műtárgyai, víztároló medencék és víztornyok) tervezése jelentette fő szakmai tevékenységét. Részes volt a különböző szerkezetű és építéstechnológiájú monolit, vagy előregyártott vasbeton medenceszerű műtárgyak kialakítóinak. Nagy jelentőségű példaként a Gellérthegy 2x40 000 m³-es utófeszített ivóvíztároló komplexum, vagy számos 5000-10 000 m³-es ivóvíztároló medence említhető. Kiemelt egykori állami nagyberuházások (Dunai Vasmű Konverteres Acélmű, Dunai Vasmű Kokszolómű) vállalati főtervezőjeként érvényesítette komplex szakmai szemléletét, s irányította a különböző szakágazatok vezető szakembereinek munkáját.

Az állami vállalat felszámolásra került, s emiatt szakmai tevékenységét az 1992-ben alakult Mélyépterv Komplex Kft.-ben, majd ennek átalakulásával létrejött Mélyépterv Komplex Rt.-ben folytatta szerkezeti főmérőként, ahol jelenleg is dolgozik. Az új cégben 15 fős építész-statisztikus egység munkáját vezette egészen 2009. áprilisáig. Azóta részmunkaidőben dolgozik szaktanácsadóként.

Országos tervpályázatokon többször nyert díjat vagy megvételt (pl. Víztorony építési pályázaton II. díj, víztároló medencék pályázat III. díj stb.).

A tervezési feladatok mellett, több mint 25 évig – a BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszékének felkérésére – mérnökhallgatók gyakorlatvezetését, diplomázók konzultálását, diplomatervek bírálatát végezte.

Több szakcikket írt, előadásokat tartott különböző

konferenciákon, szimpóziumokon (Mérnöktoábbképző Intézet előadássorozat, Országos Közművesítési Konferencia, Nemzetközi Héjszerkezeti Szimpózium stb.)

Több elfogadott és alkalmazott szabadalma volt (pl. „Szerkezet és eljárás térszín alatti zárt négyszögszelvényű vonalas műtárgyak létesítésére”, melynek alapján készültek egyebek mellett a meglévő út és vasút alatt, előregyártott vasbeton elemekből átsajtolt élővíz-átvezetések, illetve közutak.

Külön kiemelendő, hogy a gyakorlott szakemberek mellett sokat foglalkozik a friss diplomás mérnökök nevelésével, s számukra a tervezés „mesterségbeli tudásának” átadásával.

Szakmai munkája mellett a zártkörű részvénytársaság meghatározó tulajdonosa és igazgatósági tagja is. Felelősséggel tevékenykedik a megváltozott piaci körülmények között, s a legkülönbözőbb mélyépítési műtárgyak szerkezeti és építéstechnológiai megoldásainak kidolgozójaként.

Szakmai tudásánál csak szerénysége nagyobb, emiatt csak a szűkebb szakmai közélet szereplői között ismert. **Afib** Magyar Tagozatának tagja, s különböző konferenciák és rendezvények résztvevője. 2007-ben szakmai tevékenysége elismeréseként Menyhárd István-díjban részesült. A több mint 50 éves tervezői múlttal, óriási tudásával és tapasztalatával a mai műszaki élet kiemelkedő alakja.

Afib Magyar Tagozata Szabó István kollegánknak jubiláris születésnapja alkalmából további alkotó tevékenységet és jó egészséget kíván.

Dr. Kausay Tibor köszöntése



Dr. Kausay Tibor PhD., született Nyíregyházán, 1934. október 1-jén.

Az 1948-as államosításig Budai Ciszterek Szt. Imre Gimnáziumában tanult, gimnáziumi tanulmányai 1951-53 között kitélepítés miatt megszakadtak, ez idő alatt mezőgazdasági és építőipari segédmunkát végzett. 1955-ben kitűnő eredménnyel érettségizett Budafokon a

Budai Nagy Antal Gimnáziumban. Építőmérnöki tanulmányait az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Karán 1956-ban kezdte meg, és Híd és Szerkezetépítő Szakán 1961-ben fejezte be és diplomázott. Ugyanott 1967-ben okleveles vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet szerzett.

Az egyetemi doktori fokozatot 1969-ban, a műszaki tudomány kandidátusa fokozatot 1978-ban nyerte el. Címzetes egyetemi docens lett 1985-ban, Ph.D. fokozatot 1997-ben kapott, 2003 óta a BME címzetes egyetemi tanára az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken.

Munkahelyei: 1955-1956: Út- Vasúttervező Vállalat Talajmechanikai Osztálya, 1961-1963: Budapesti Közúti Üzemi Vállalat, 1963-1994: Szilikátipari Központi Kutató és Tervező Intézet, ahol tudományos kutató, az utolsó tíz évben tudományos tanácsadó és a Betonosztály tudományos osztályvezetője volt. 1987-1992 között a SZIKKTI Tengizi (Kazahsztán) Betonlaboratóriumának vezetése is a feladatai közé tartozott. A SZIKKTI Betonosztály helyén 1994-ben létrejött a Betonolith K+F Kft., amelynek egyik alapítója és 1994-1996 között társügyvezetője volt. 1996-ban létrehozta a Betonopus Betontechnológiai és Kőzetalkalmazástani Mérnökiroda Betéti Társaságot, ahol ma is tevékenykedik.

Hosszú évek óta rendszeres óraadó tanár a Budapesti

Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Építőanyagok tantárgyat oktatott 1991-2001 között az Ybl Miklós Műszaki Főiskola Építőanyagok Tanszékén, valamint 2000-2003 között és 2007-2008 között a Schulek Frigyes Kéttannyelvű Építőipari Műszaki Szakközépiskolában is.

A Magyar Tudományos Akadémia Szabolcs-Szatmár-Bereg Megyei Tudományos Testületének 1992 óta tagja, 2003 óta tiszteletbeli tagja. Az MTA Köztestületének 1996 óta tagja. Tudományos egyesületi tagsága: **fib** Magyar Tagozata, Szilikátipari Tudományos Egyesület (jelenleg a Beton Szakosztály elnöke), Építéstudományi Egyesület, Magyarhoni Földtani Társulat, Közlekedéstudományi Egyesület. Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának.

Az Építőanyag és a Beton című folyóirat szerkesztő bizottsági tagja.

Elismerései: Comporgan-díj (1988), Hungarokorr miniszteri nagydíj és különdíj (1988), MTA Gróf Lónyay Menyhért Emlékérem (2003), MTESZ Emlékérem (2006).

Kutatási tevékenysége a betontechnológiára, az adalékanyagok és építési kőanyagok anyagtanára és azok alkalmazására terjed ki. Publikációinak száma mintegy 175. Szakértői területei: beton- és vasbeton-szerkezetek és anyagai, minőségügy, valamint a kő- és kavicsipari kutatás és fejlesztés.

Honlapján (<http://www.betonopus.hu>) megjelenő írásai az építőanyag oktatást és a szakmai ismeretek terjesztését szolgálják.

A **fib** Magyar Tagozata tisztelettel kíván további sikeres tevékenységet és jó egészséget dr. Kausay Tibornak.

Az építőmérnöki szakma jellegzetessége, hogy alkotásait a társadalom egészére nap, mint nap látja és használja (épületek, utak, vasutak, hidak, vízellátás és csatornázás, vízrendezés és szabályozás stb.). Az építőmérnökök felelőssége talán a legnagyobb a mérnöki tevékenységek közül, kisebb mérnöki hibák is emberéletet követelhetnek, leginkább befolyásolja a természetet, és gyakorlatilag minden építőmérnök alkotás egyedi. Fontos az építőmérnökök szerepe a természeti vagy ember által okozott katasztrófák elhárításában is.

A Műegyetemen végzett építőmérnökök és munkásságuk könyvsorozat készítése során azt céloztuk meg, hogy lehetőleg minden építőmérnök bekerüljön a könyvekbe, akinek az életrajzát és fényképét sikerül megszerezni. Nincs olyan szervezet, amely az összes építőmérnök elérhetőségét, címét és telefonszámát nyilvántartja. Ezért munkánkhoz először az évfolyamfelelősök névsorát használtuk fel. A kutatómunka hosszas levelezést és telefonos kapcsolattartást igényelt.

Az Építőmérnöki Kar a Műegyetem leghosszabb múlttal rendelkező egysége, Institutum Geometrico-Hydrotechnicum néven az alapítója. Bizunk abban, hogy könyvsorozatunk segíti az építőmérnöki szakma iránt érdeklődők tájékoztatását e sokrétű tevékenység részleteiről és egyúttal méltó módon tiszteli a kiemelkedő teljesítményt nyújtó kollégák évtizedes erőfeszítéseit.



Műegyetemen végzett
építőmérnökök
és munkásságuk

Balázs György
Borosnyói Adorján
Tóth Ernő

Balázs György – Borosnyói Adorján – Tóth Ernő



Műegyetemen végzett
építőmérnökök
és munkásságuk



1957–1961



1957–1961

Balázs György – Borosnyói Adorján – Tóth Ernő:

MŰEGYETEMEN VÉGZETT ÉPÍTŐMÉRNÖKÖK ÉS MUNKÁSSÁGUK (1957-1961)

Ezt a könyvsorozatot az a gondolat szülte, hogy az építőmérnökök felelősek az infrastruktúra építéséért és fenntartásáért, ami nélkül nem létezne emberhez méltó létezés ezen a földön. A könyvekben szereplő építőmérnökök munkásságának bemutatásával szemléltetni szeretnénk e munka sokféleségét és a társadalomban fontos, nélkülözhetetlen szerepét.

A könyvbe elsősorban azok kerültek be az 1957-1961-ben végzettek közül, akiknek az életrajzát és fényképét sikerült megszerezni.

Ehhez a végzettek hivatalos névsorát a BME levéltárából szereztük meg. A végzettek elérhetőségét az évfolyamfelelősök névsora segítette.

Az évfolyamfelelősök: *Dr. Visontai József* egyetemi magántanár az 1957-ben végzettek, *Pöcz Béla István* okleveles gazdasági mérnök az 1958-ban végzettek, *Dávidné Dr. Deli Matild* nyugalmazott egyetemi adjunktus az 1959-ben végzettek, *Erdélyi Zsófia* nyugalmazott osztályvezető az 1960-ban végzettek, *Dr. Hajtó Ödön* a Magyar Mérnöki Kamara alapító elnöke az 1961-ben végzettek évfolyamfelelőse. Ők nem csak az elérhetőséget segítették elő a névsorok megadásával, hanem támogatták a munkánkat a már nem élők életrajzainak felku-

tatásával. Folytattuk azoknak a felderítését is akik az első két kötetbe tartoztak volna, de időben nem tudtuk az életrajzukat elkészíteni. E munkában a következők nyújtottak felbecsülhetetlen segítséget: *Kozma Károly, Dr. Koltay József, Dr. Szinai Miklós, Dr. Lipták Ferenc, Fejér László, Detre Gyula, Dr. Tassi Géza.*

A könyv megvásárolható a Műegyetemi Kiadó BME Szolgáltató Kft.-nél (1111 Budapest, Goldman György tér 3., V2 épület, fszt. 1.) 5000 Forintért. A boltvezető *Kerekes Edit* telefonja: 463-2309.

Felhívjuk a figyelmet arra, hogy nincs olyan nyilvántartás, amely az összes építőmérnök elérhetőségét tartalmazza. Javasoljuk azoknak, akik még nem szerepelnek egyik kötetben sem, és e sorokból értesülnek a lehetőségről, jelentkezzenek *Dr. Balázs Györgynél*. Elérhetősége: 1052 Budapest, Váci utca 25. II/4., telefon: 33-77-585.

Továbbá mindenkit kérünk, aki olvassa e könyveket, segítsenek felderíteni a könyvekben még nem szereplő évfolyamtársaikat, barátaikat.

A szerzők

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

NÉV:

CÍM:

TEL.: FAX:

A NYOMTATOTT FOLYÓIRAT

ELŐFIZETÉSI DÍJA: 2010. ÉVRE: 5100 FT + ÁFA

FIZETÉSI MÓD (A MEGFELELŐ VÁLASZT KÉRJÜK JELÖLJE BE):

☐

ÁTUTALOM A FIB MAGYAR TAGOZAT
(CÍME: 1111 BUDAPEST, BERTALAN LAJOS U. 2.)
14100457-85520449-03000006 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 MÉRNÖKGEOLOGIAI TANSZÉK
1111 BUDAPEST, MŰEGYETEM RKP. 3.

TELEFON: 463-4068 FAX: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)