

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9771419644000 20122



Kovács Zsolt – Teiter Zoltán

Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése

5. Ártéri hidak

34

Dr. Dulácska Endre –
Tajta István

Külpontosan nyomott, rugalmas falazott pillérek statikai vizsgálata Ryder-féle rúdmodellel

2. rész

38

Ludevít Végh

Környezetbarát szerkezetek néhány sajátos szempontja

42

Dr. Balázs L. György –
Dr. Lublói Éva – Tóth Balázs

Falazott és faszerkezetek tűzállósága

45

Nagy Anna Flóra – Szalay Dávid
– Dr. Hegyi Dezső –
Dr. Armuth Miklós

Egy XIX. századi épület téglafalazatának teherbírása

54

Személyi hírek

59

Dr. Tóth Ernő 75. születésnapjára

Szakács Sándorné köszöntése

Adler György 65. születésnapjára

Dr. Farkas György 65 éves

Dr. Magyarai Béla 70 éves

Két magyar mérnök születésének

100. évfordulójára –

Mokk László és Apáthy Árpád

2012/2

XIV. évfolyam, 2. szám

Sika – 100 év az építőipar szolgálatában

Sika® CarboDur® szerkezetmegerősítési rendszerek

- Vasbeton, feszített vasbeton, acél, kő, fa, téglás szerkezetek megerősítéséhez
- Lamella, 1- ill. 2 –irányú szövet, kengyel változat
- Csekély önsúly
- Magas teherbírás
- Optimális megoldások a választható paraméterekkel (szélesség, vastagság, rugalmassági modulus)
- Egyszerű kivitelezés
- Gazdaságos
- Esztétikus
- Szoftveres tervezői támogatás



Sika Hungária Kft.
1117 Budapest, Prielle Kornélia u. 6.
Tel.: (+361)3712020 Fax: (+361)3712022
E-mail: info@hu.sika.com, www.sika.hu



Innovation & Consistency | since 1910

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki 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

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(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

Tervezőszerkesztő: Halmi Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

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

Címlapfotó:

Harangláb betonból Stockholm belvárosában

Fotót készítette: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 34** Kovács Zsolt – Teiter Zoltán
**AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC
TISZA-HÍD TERVEZÉSE**
5. ÁRTÉRI HIDAK
- 38** Dr. Dulácska Endre – Tajta István
**KÜLPONTOSAN NYOMOTT, RUGALMAS
FALAZOTT PILLÉREK STATIKAI VIZSGÁLATA
RYDER-FÉLE RÚDMODELLEL – 2. RÉSZ**
- 42** Ludevít Véghe
**KÖRNYEZETBARÁT SZERKEZETEK NÉHÁNY
SAJÁTOS SZEMPONTJA**
- 45** Dr. Balázs L. György – Dr. Lublói Éva – Tóth Balázs
FALAZOTT ÉS FASZERKEZETEK TŰZÁLLÓSÁGA
- 54** Nagy Anna Flóra – Szalay Dávid – Dr. Hegyi Dezső –
Dr. Armuth Miklós
**EGY XIX. SZÁZADI ÉPÜLET TÉGLA-
FALAZATÁNAK TEHERBÍRÁSA**
- 59 SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Tóth Ernő 75. születésnapjára
Szakács Sándorné köszöntése
Adler György köszöntése 65. születésnapjára
Dr. Farkas György 65 éves
Dr. Magyarai Béla 70. születésnapjára
Két magyar mérnök születésének 100. évfordulójára
– Mók László és Apáthy Árpád

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Lábatlan Vas-
betonipari 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 Um-
welttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft., BME
Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

5. ÁRTÉRI HIDAK



Kovács Zsolt – Teiter Zoltán

Az előző négy számban megjelent a híd általános ismertetése és a mederhíd szerkezeti áttekintése (Fornay, Lajos, Mátyássy, Nagy, Szabó, 2011-2012). Ebben a számban az ártéri hidak tervezésénél alkalmazott néhány érdekesebb gondolatot ismertetünk. Bár a mederhíd Európában egyedülállóan látványos kialakítású, a híd egészét tekintve nagyobb jelentőségű alkotás, a kétoldalt csatlakozó ártéri hidak is tartalmaznak egyedi megoldásokat.

Kulcsszavak: öszvérszerkezet, hídtervezés, ártéri híd, alépitmény, felszerkezet, fésűs dilatáció, betonozási sorrend

1. BEVEZETÉS

A híd tervezése többéves előkészítő munkát igényelt. A folyó keresztezési helyének kiválasztásánál, a mederszabályozás tervezésében és a tervváltozatok kidolgozásában az Uvaterv Zrt. jelentős szerepet vállalt. A KHVM–UKIG megbízásából a déli és az északi útnyomvonal változatokra már 1998-ban tanulmánytervek készültek.

2001-ben a tervezés újra elindult. A megrendelői igény szerint, a költségek csökkentése érdekében a nyomvonal Tisza-hídhöz közeli szakaszán autópályává fejleszhető főút épült volna meg a híd egyik pálya alatti megépítésével.

A megbízó a tanulmányterv 2B típusú északi változata alapján felsőpályás, ortotrop pályalemezű acél felszerkezet kidolgozását kérte. Az új változatra a megbízó által kért további igényeket is kielégítő keresztmetszetet alakítottunk ki. Ennek figyelembevételével 2005-ben készítettük el a kiviteli terveket. A meder feletti nyílásban 148,0 m támaszközű felsőpályás kiékelés és a baloldali ártéri híddal egybeépített acélhidat, a jobb oldali ártéren 45,0 m támaszközökkel, feszített vasbeton betolt hidat terveztünk.

Az időközben megnövekedett forgalmi igények

1. ábra: A két, egymástól független ártéri felszerkezete alulról



2. ábra: A négynyílású ártéri híd oldalnézete

kielégítésének érdekében a hídra is 2×2 forgalmi sáv kialakítását írták elő. Az új híd tervezését megelőző látványterv pályázat (amelyen cégünk II. díjat nyert) alapján a Pont-TERV által javasolt változatot fogadták el.

A NIF Zrt. az „M43 Tisza-híd” Konzorciumot bízta meg az új Tisza-híd engedélyezési és tendertervének elkészítésével. A konzorciumvezető és a generáltervező az Uvaterv Zrt., a híd szakági főtervezője Pont-TERV Zrt. volt.

2. AZ ÁRTÉRI HIDAKRÓL ÁLTALÁBAN

A látványterv pályázaton nyertes megoldáson így a két tervezőintézet konzorciumban dolgozott tovább. A tervezési feladatok megosztásakor cégünk javasolta, hogy a háromnyílású mederhíd dilatációkkal és hangsúlyos közös pillér közbeiktatásával legyen elválasztva a kétoldali ártéri hidaktól, az ártéri felszerkezet térjen el a mederhídtól és pályánként egy-egy különálló, gazdaságos acél-vasbeton öszvérszerkezet épüljön. Ez a kialakítás a mederhíd előnyére is vált, statikailag könnyebben kezelhető, állítható, süllyedésre



3. ábra: Az egynyílású ártéri híd oldalnézete

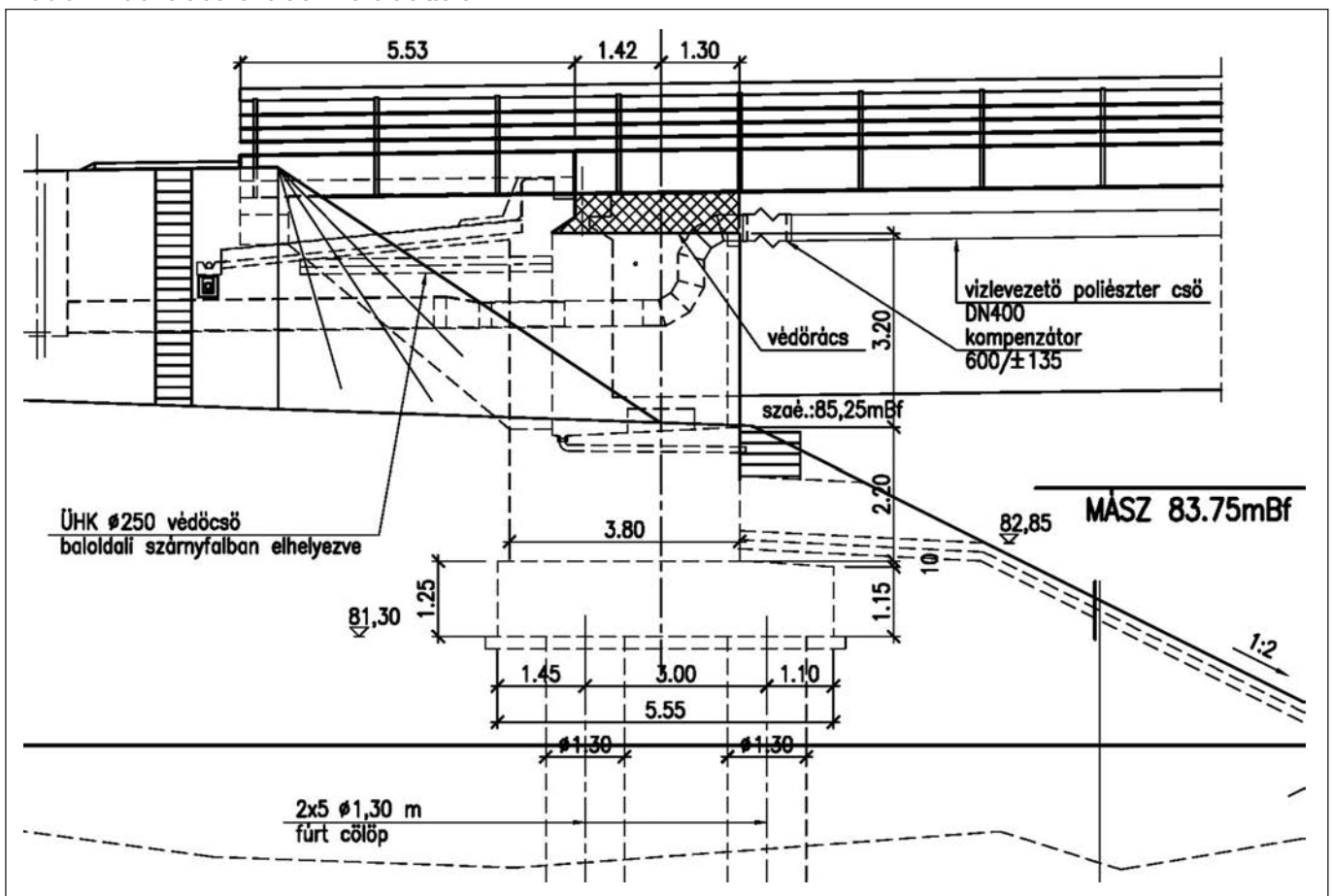
kevésbé érzékeny szerkezet jött létre. Az ártéri hidakat a mederhídtól független munkaterületen több kivitelező csapattal gyorsabban lehetett építeni, a felszerkezet költsége csökkent. A süllyedésre érzékeny altalaj miatt az egymástól elválasztott három szerkezet magassági állíthatósága előnyt jelentett.

Az ártéri hidak két különálló, jobb és bal pálya alatti (déli és északi) szerkezetekből állnak (1. ábra). A támaszközök a jobb parti átérti hídnál $52,00+2\times 64,00+52,00$ m (2. ábra), a bal parton 52,00 m (3. ábra). A hidak túlnyúlása a szélső támaszaikon 1,00-1,00 m, így a hídhosszak a jobb ártérnél 234,00 m-re, míg a bal ártérnél 54,00 m-re adódtak. Az ártéri hidaknál a két pálya közötti légrés 1,17 m. Az útpályák keresztirányú esése 2,5 % kifelé, míg az üzemi járdák és kiemelt szegélyeké 4% az útpályák felé.

3. AZ ÁRTÉRI HIDAK ALÉPÍTMÉNYEI

A kedvezőtlen altalajviszonyok miatt az alapozást a mederhídhöz hasonlóan nagy hosszúságú fűrt cölöppel

4. ábra: A hídfő nézete az átvezetett vízelvezető csővel



lehetett megoldani. A hídfők talpgerendái alatt 1,30 m átmérőjű fűrt cölöpek készültek.

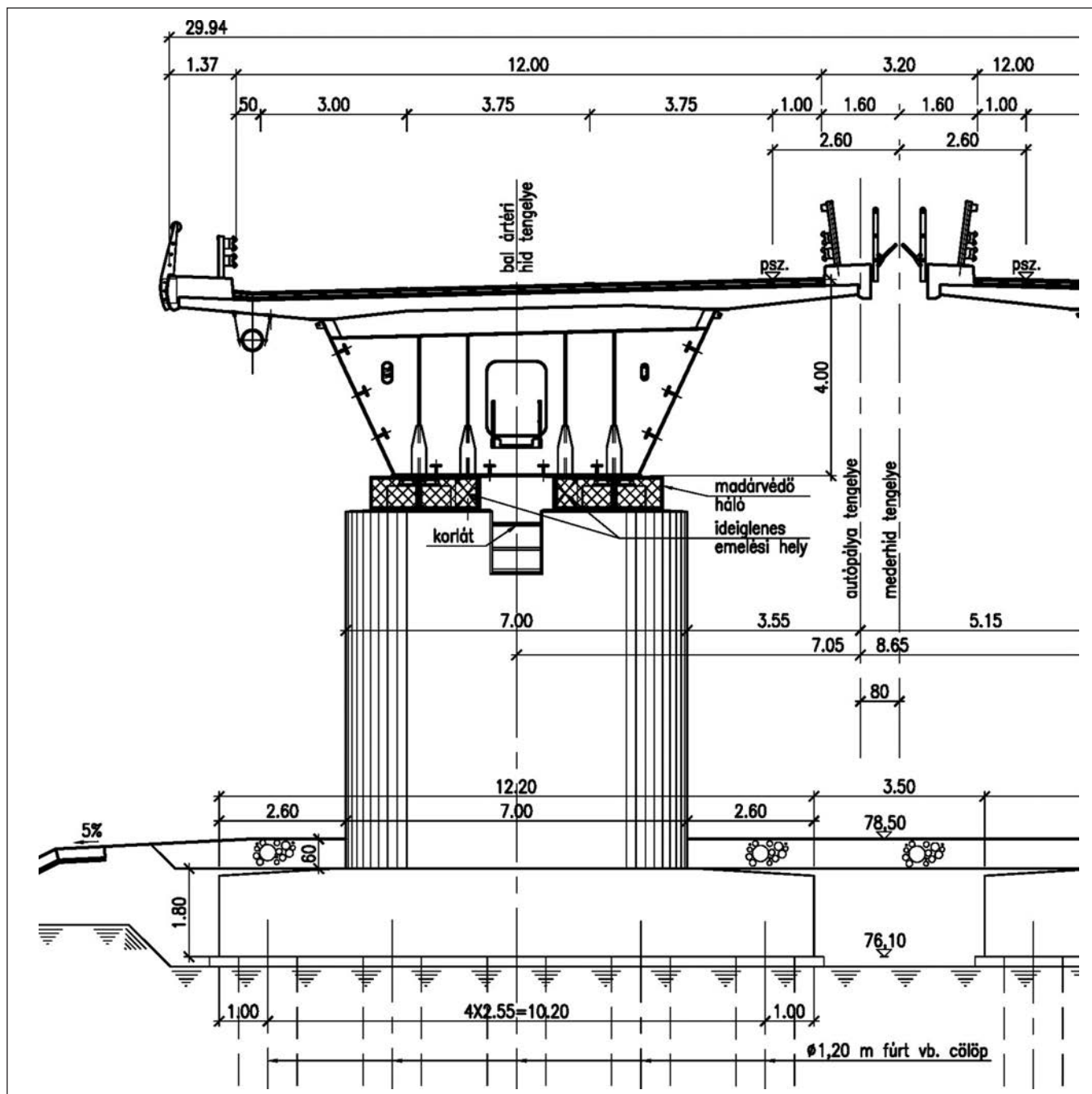
Az ártéri hidaknál a jobb és bal pályaszerkezeteket külön alépítmények támasztják alá. A hídfőknél a cölöpösszefogó gerenda mérete hidanként $5,55\times 14,59\times 1,25$ m. A hídfők felmenőfalára épül a 20 cm vastagságú takarófal, amely a hídszerkezet és a hídfő közötti teret zárja le függőleges síkban (4. ábra). A pillérek alapozásairól az 1. táblázatban találhatóak adatok.

A pillér felmenő falazatok szélessége az ártéri pilléreknél 7,00 m, a partélben lévő pilléreknél 21,00 m. A pillérvastagság az ártéren 2,50 m. Ezen pillérek tengelye a hídtengellyel 90°-os szöget zár be. A saruzsámolyok kör keresztmetszetűek (5. ábra).

4. AZ ÁRTÉRI HIDAK FELSZERKEZETE

Az ártéri hidak felszerkezete párhuzamos övű acél-vasbeton öszvértartó. A jobb parton többszámú folytatólagos kialakítású, a bal parti híd egynyílású. Az acélszerkezet gerinclemezeinek magassága a belső oldalon 3366 mm, a külső oldalon 3162 mm. A gerinclemezek hajlása szimmetrikus. A szekrények alsó övszélessége 5100 mm. A vasbeton pályalemez vastagsága 20 és 40 cm között változik. A két hídpálya alatti szerkezet keresztmetszete a mederhíd tengelyére szimmetrikus. Az acél szekrénytartó külső és alsó síkja a mederhíd folytatásában helyezkedik el, a gerinclemez hajlása a mederhíddal azonos.

A híd erőtan tervezése során, a pályalemez szakaszos bebetonozásának sorrendjére több változatot is megvizsgáltunk. Időközben fontos szempontként merült fel annak az igénye, hogy a bebetonozás alatt ne kelljen a szerkezetet alátámasztani és a zsaluzat csak a leendő felszerkezet acél részére támaszkodjon (6. ábra). Ezért, hogy elkerüljük a bebetonozás során bekövetkező



5. ábra: A pillér nézete a bal pálya keresztmetszetével

nagyobb alakváltozásokat, döntöttünk azon változat mellett, hogy az első betonozási szakaszok, amelyek szélről indulnak, átnyúlnak a pillér felett is. Ez némi többlet merevséget ad a támasz feletti keresztmetszetnek, így az önsúlyból származó lehajlások mértéke a belső mezőkben csökken, ami segíti a végső alak biztosabb elérését is. Ez a betonozási sorrend elnyerte a kivitelezők tetszését is.

Az ártéri hidak főtartójának számítását a TDV GmbH. RM2006 programjával, a helyi hatások vizsgálatát az AxisVM 3D programmal végeztük.

A jobb parti ártéri híd pillérei felett a felszerkezet acél keresztartóit a vasbeton pályalemezzel együttműködő öszvérszerkezetként alakítottuk ki a geometriai kötöttségekből

adódó, támasz fölötti nagyobb keresztirányú húzóerők felvétele céljából. Az ártéri felszerkezet acél elemeinek gyári és helyszíni illesztései teljes egészében hegesztettek, ezért a kapcsolatok elkészítése egyszerre volt gyors és gazdaságos. A felszerkezet betonja az ártéri hidaknál C35/45 minőségű.

5. HÍDTARTOZÉKOK

A hídszegélyekben elhelyezett korlátok a mederhídnál alkalmazottakkal azonos kialakításúak, azonban a belső kiemelt szegélyeknél további, a leesés elleni védelmet szolgáló üzemi csókorlátra is szükség volt.

A felszerkezet egy fix, illetve egy- és minden irányban mozgó Maurer sarukra támaszkodik, a mozgó saruknál

1. táblázat: Az alapozás geometriai adatai

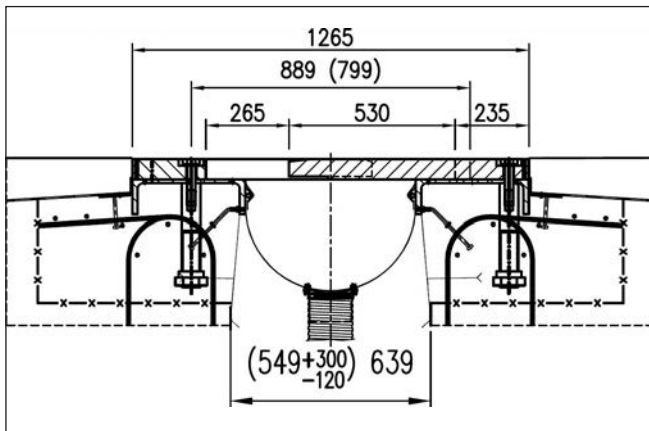
Pillér jele	Talpgerenda hossza, szélessége, magassága	Cölöpök átmérője, száma, hossza
2.	2×12,20×7,10×1,80 m	Ø1,2 m 2×8 db 43,10 m
3.	2×12,20×7,10×1,80 m	Ø1,2 m 2×8 db 38,10 m
4.	2×12,20×7,10×1,80 m	Ø1,2 m 2×8 db 37,90 m



6. ábra: A bal oldalon az acélszerkezet szerelése állványon, a jobb oldalon a pályalemez betonozása járom nélkül látható.



8. ábra: A HOBAS vízvezető cső átvezetése a hídfőn



7. ábra: Az F520LL fésűs dilatációs szerkezet metszete

teflonlemez betéttel. A saruk típusa az ártéri hidakon fazéksaru. A fix saru a hídtengelyben az ártéri hidakon a 3 és 8 jelű pilléreken, a belső (magas) gerinc alatt helyezkedik el.

Az ártéri hidak végein és az ártéri és mederszerkezetek csatlakozásánál a hosszirányú mozgások követésére dilatációs szerkezeteket helyeztek el. Az RW gumicsatornás vízzáró dilatációs szerkezet csökkentett profilméretű, újszerű fésűs kialakítása hazánkban először került beépítésre (7. ábra).

A csapadékvíz a külső konzolokra függesztett, üvegszálbetétes poliészter HOBAS gyűjtőcsövek továbbítják az árvízvédelmi töltéseken kívülre (8. ábra).

6. ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIA

Az ártéri hidak acélszerkezetének a helyszíni szerelése hagyományos módon, állványon történt. A szerkezeti elemek gyártását és szerelését az MCE Nyiregyháza Kft. végezte. A gyártási elemeket az állványra autódaruval emelték be, az illesztésük helyszíni hegesztéssel készült.

A pályalemezek betonozása a jobb parti ártéri hidakon betonozó jármók nélkül történt. Az első két ütemben a két szélső nyílást betonozták be, majd a közbenső két nyílást egy ütemben öntötték ki a közbenső támasz feletti zárással. A bal parti egynyílású hidak acélszerkezetét a betonozás alatt a nyílás közepén elhelyezett jármók támasztották alá. A pályalemez zsaluzatát a konzoloknál a gerinclemezeire függesztették fel, a szekrényen belül az acélszerkezetre feltámasztották.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A korábban elvégzett jelentős előkészítő munka megkönnyítette a pályázatban kiválasztott új Tisza-híd szerkezetének gyors áttervezését és megvalósulását. A mederhíd tervezését jól kiegészítette a társtervező és több altervező összehangolt tevékenysége. Az ártéri hidak jól illeszkednek esztétikailag is a látványos mederhídhöz.

Az ártéri felszerkezet gazdaságos építésének technológiája és annak statikai vizsgálata néhány újszerű megoldást tartalmaz, amelyek hasonló szerkezeteknél a későbbiekben hasznosíthatók.

8. HIVATKOZÁSOK

- Fornay Cs., Nagy A., Dr. Lajos T., Szabó G. (2012), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése 4. Széldinamikai vizsgálatok”, Vasbetonépítés 2012/1 sz.
- Fornay Cs., Nagy A., Szabó G. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése 3. Szerelés és beállítások”, Vasbetonépítés 2011/4 sz.
- Fornay Cs., Nagy A., Szabó G. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése 2. A mederhíd szerkezete”, Vasbetonépítés 2011/3 sz.
- Mátyássy L., Fornay Cs., Nagy A. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése 1. A híd általános ismertetése”, Vasbetonépítés 2011/2 sz.

Kovács Zsolt (1941) okl. építőmérnök, vasbetonépítési szakmérnök, hídszakági igazgató az Uvaterv Zrt.-nél. Mérnöki tevékenységét 1964-ben kezdte az Uvaterv-nél. Fő szakterülete a szerkezettervezés, kiemelten gyakorlott területei a közúti és vasúti műtárgyak tervezése. Főbb munkái a Csongrád utáni Tisza-híd, a győri Mosoni-Duna híd, a Soroksári Duna-híd, a szolnoki „Szent István” Tisza-híd és Alcsi-Holt-Tisza híd, az M1 autópálya Rába-híd tervezésével kapcsolatosak. 1998-tól mint szakági igazgató felelős tervezője volt az M43 autópálya oszlári Tisza-hídjának, az M9 autótűt szekszárdi Duna-hídjának, az M43 autópálya Tisza-ártéri hídjainak és az M7 autópálya Mura-hídjának. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

Teiter Zoltán (1968) okl. építőmérnök, irányító tervező az Uvaterv Zrt. hídirodáján. A diploma megszerzése után két évet töltött az Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszékén doktorandusz hallgatóként. 1994-ben került az Uvaterv Hídirodájára, ahol kezdettől fogva főként a hidak erőtani modellezésében és azok tervezésében vesz részt. Számos híd felelős tervezője. Fő szakterülete az öszvérhidak viselkedése. Folyamatos kapcsolatban áll a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékével: publikációk, tervezési segédletek, szabványok készítésében működik közre. 2012 februárjától hidas tantárgyak oktatója a győri Széchenyi István Egyetem Szerkezetépítési és Geotechnikai Tanszékén. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

KÜLPONTOSAN NYOMOTT, RUGALMAS FALAZOTT PILLÉREK STATIKAI VIZSGÁLATA RYDER-FÉLE RÚDMODELLEL – 2. RÉSZ



Dr. Dulácska Endre – Tajta István

Cikkünkben a húzószilárdság nélküli, karcsú falazott pillérek nemlineáris statikai stabilitási vizsgálatával foglalkozunk, több lehetséges közelítő módszert alkalmazva. A számítást olyan merev rúdmodellen végezzük, mely a maximális igénybevétel helyén egy nemlineáris csavarrugót tartalmaz. Ehhez hasonló modellt Shanley alkalmazott, melyet az irodalom Ryder-féle rúdmodellnek nevez. A csavarrugó karakterisztikájában vettük figyelembe a húzószilárdság nélküli keresztmetszet merevségét pontos és közelítő módszerek használatával. Az alkalmazott módszerrel a nemlineáris, másodrendű hatásokat is figyelembe vevő feladat egyes esetekben zárt alakú megoldásra vezet, mely a mérnöki gyakorlatban is könnyen hasznosítható. Az elemzések során egyrészt külpontos nyomóerő, másrészt pedig horizontális erő hatását vizsgáltuk, felrajzolva az erő-alakváltozás diagramokat. A megoldásokat kísérleti, irodalomban fellelhető eredményekkel és saját, pontosabb numerikus módszerünkkel is összevetettük. (A cikk a Vasbetonépítés 2012/1. számában megjelent írás folytatása.)

Kulcsszavak: karcsú falazott pillér, húzószilárdság nélküli szerkezet, eltolódásvizsgálat

7.3 Horizontális F erővel, és külpontos axiális N erővel terhelt rúd

Az alábbi esetben olyan változó horizontális erővel terhelt konzolt vizsgálunk, amelyen a merevséget adó függőleges nyomóerő $e_0=7,5$ cm kezdeti külpontossággal bír. A nyomóerő állandó, $N=300$ kN nagyságú tengelyirányú erő.

A számítás eredményét a 3. fejezet merevségi összefüggései figyelembevételével az 11. ábrán mutatjuk be, amelyen numerikus, pontosabb megoldásunkat is feltüntettük (N).

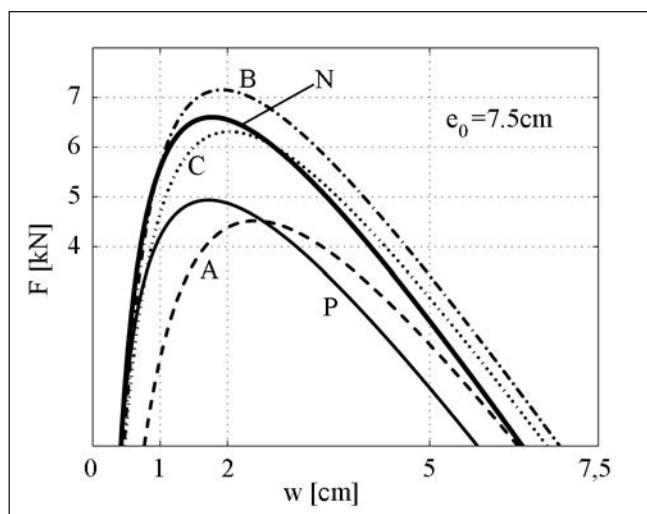
A számítást több paraméter esetén is elvégeztük, hogy a különböző közelítő (P , A , B és C) összefüggések eredményeit összehasonlíthassuk, és értékelni tudjuk a változó paraméterek hatását. A vizsgálatnál az oszlop hosszát, a nyomóerő nagyságát és a rugalmassági moduluszt változtattuk. Az eredményeket a 3. táblázat mutatja be és a 12-14. ábrák szemléltetik.

A paraméterek változásának hatása a külpontos esetben lényegesen nagyobb, mint a központosnál. A paraméterektől függően a B és C jelű görbék használata esetén kapunk pontosabb eredményt.

8. A RYDER-RÚD ÉS A VÉGIG RUGALMAS RÚD EREDMÉNYEI

8.1 Az egyszerűsített rúdmodell kritikája, az eltérések összehasonlító becslése

A 2. fejezetben leírt közelítő feltevések a következőket eredményezik.



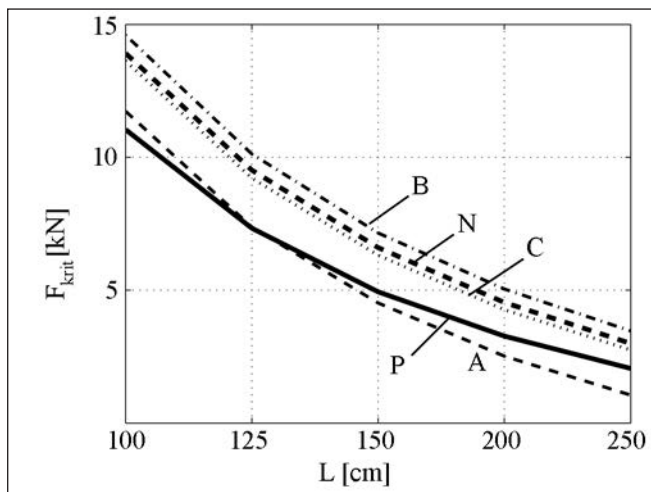
11. ábra: A horizontális erővel terhelt, külpontosan nyomott rúd egyen-súlyi útja

Egyrészt a valóságnál erősebb rudat vizsgálunk, mert a rúd hossza mentén elhanyagoljuk a meggörbülést, azaz kissé megmerevítjük a rudat. Ennek kisebb a hatása a keresztirányú F erővel terhelt rúdnál, (mert ott a nyomatékábra is közel lineáris), mint a tengely irányban N külpontos erővel nyomott rúdnál (mert ott a tengelyirányú erő okozta nyomaték változása valójában nemlineáris). Ennek legnagyobb a hatása a repedetlen, központosan nyomott rudaknál, mert ott a Ryder-rúd kritikus ereje 20%-kal nagyobb az Euler-rúd kritikus erejénél.

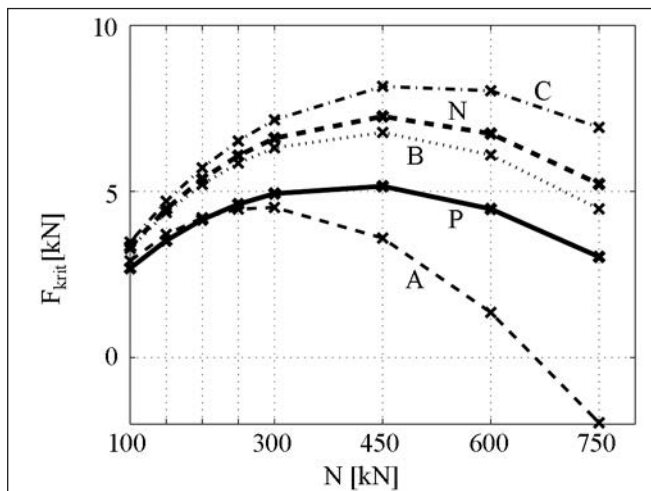
Másrészt a valóságnál gyengébb rudat vizsgálunk, mert a gyenge keresztmetszetet az egész rúd hossza mentén állandónak tekintjük. Ennek a következménynek kisebb a hatása a külpontos, axiális N erővel terhelt rúdnál, mert a magméret-nél nagyobb külpontosság esetén a rúd végig berepedt, míg a keresztirányú F erővel terhelt rúdnál a berepedt szakasz

L [cm]		N	P	A	B	C
100	F_{krit} [kN]	13,911	11,039	11,733	14,594	13,623
	w_{krit} [cm]	1,25	1,29	1,70	1,30	1,42
125	F_{krit} [kN]	9,520	7,333	7,375	10,124	9,218
	w_{krit} [cm]	1,51	1,51	2,06	1,61	1,73
150	F_{krit} [kN]	6,604	4,936	4,518	7,154	6,313
	w_{krit} [cm]	1,77	1,72	2,41	1,92	2,03
175	F_{krit} [kN]	5,537	3,272	2,518	5,043	4,266
	w_{krit} [cm]	2,00	1,92	2,72	2,21	2,31
200	F_{krit} [kN]	2,998	2,058	1,054	3,467	2,754
	w_{krit} [cm]	2,24	2,11	3,02	2,51	2,58

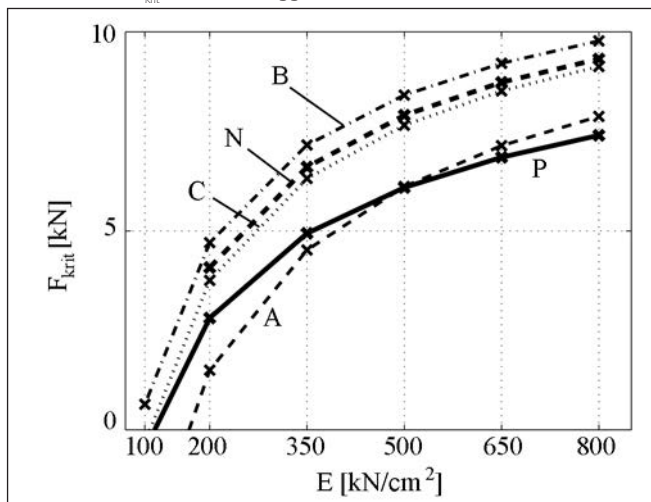
3. táblázat: Az F_{krit} kritikus erő és a w_{krit} elmozdulás különböző értékei



12. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése L -től



13. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése N -től



14. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése E rugalmassági modulustól

mintegy fél-kétharmad rúd hosszúságú. A rúd végén mintegy harmad-fél hosszúságú szakaszon az erő a belső magon belül marad, így ott a repedésmentes keresztmetszet merevségével kellene számolni. Igaz, hogy a rúd ezen szakasza az, amely alakváltozásának hatása kisebb a rúd teljes alakváltozásában. Részletesebb vizsgálattal kimutatható, hogy ez a feltevés mindig a biztonság javára tér el a pontos megoldástól, és ez az eltérés legfeljebb 20%-ot tesz ki.

A gyakorlatban alkalmazott méreteknél és arányoknál a plusz-mínusz eltérések részben kiegyenlítik egymást.

8.2 A nemrugalmas rúd ellenállásának várható értéke, összehasonlítások

Ismeretes, hogy egy rúd teherbírásának elvesztése nemcsak a rugalmas kihajlási tulajdonságoktól, hanem a rúd anyagának szilárdsági tulajdonságaitól is függ. Az első ilyen használható közelítő összefüggés a központos nyomásra a még ma is sok helyen alkalmazott Ritter–Mörsch-féle képlet:

$$N_u = \frac{N_{u,0}}{1 + \frac{N_{u,0}}{N_{krit}}} = \frac{N_{krit}}{1 + \frac{N_{krit}}{N_{u,0}}} \quad (13)$$

Itt N_u a rúd kihajlító törőereje, $N_{u,0} = A_0 \cdot f_k$, a rúd kihajlás nélküli képlékeny törőereje, és N_{krit} a rúd rugalmas kritikus ereje. Ebben A_0 a rúd teljes keresztmetszete, és f_k a karakterisztikus szilárdság. Bach és Baumann (1924) szerint a (13) összefüggés Navier-től származik.

$$\text{A képlet a } \frac{N_u}{N_{u,0}} + \frac{N_u}{N_{krit}} = 1$$

Dunkerley-típusú összegzésből vezethető le. Ezt az összefüggést a részkihasználat összegzésének is nevezhetjük. Lényegében azt jelenti, hogy ha a N_u/N_{krit} kihajlási kihasználtság pl. 50%, akkor a $N_u/N_{u,0}$ törési kihasználtságra csak 50% marad. Ez az összefüggés általában a biztonság javára téved (Kollár, 1991).

A következőben a rúd teherbírását ezzel a Ritter–Mörsch-képlettel fogjuk értékelni. Ez tulajdonképpen a karakterisztikus értéket adja, a tervezési teherbírás (határteherbírás) ennek a biztonsági tényezővel osztott értéke.

A Ritter–Mörsch-képletbe esetünkben az e_0 külpontossággal számított N_{krit} és $N_{u,e}$ értékeket, ill. az F erővel terhelt rúdnál az F_{krit} és $F_{u,e}$ értékeket kell helyettesítenünk.

Az axiális erővel terhelt rúd esetében N_{krit} érték az, amit az előzőekben ismertetett eljárással határoztunk meg a P , A , B és C közelítő görbék felhasználásával. A $N_{u,e}$ értékét pedig az adott e_0 külpontossághoz tartozó A_{eff} központos keresztmetszeti területtel, és az f_k karakterisztikus szilárdsággal számított teherbírás adja. Ennek kifejezése:

$$N_{u,e} = A_0 f_k \cdot \left(1 - 2 \frac{e_0}{v}\right) \quad (14)$$

Az F vízszintes erővel terhelt rúd esetében, kezdeti külpontossággént az F_{krit} -hez tartozó $e_0 = F_{krit} \cdot L/N$ értéket értelmezhetjük. Az e_0 külpontossághoz tartozó eltoló erő pedig:

$$F_{u,e} = N_{u,e} \cdot e_0/L \quad (15)$$

Így axiális N erővel terhelt rúdnál a

$$N_u = \frac{N_{krit}}{1 + \frac{N_{krit}}{N_{u,e}}} \quad (16)$$

összefüggés, míg F vízszintes erővel terhelt rúdnál az

$$F_u = \frac{F_{krit}}{1 + \frac{F_{krit}}{F_{u,e}}} \quad (17)$$

összefüggés adja a rugalmas és képlékeny hatások kombinációjakénti teherbírást.

A 4. és 5. táblázatokban összehasonlítjuk a különböző (P, A, B, C és N) módon számított N_u , ill. F_u értékeket 150 cm-es rúd, és axiális nyomásnál, $e_0=7,5$ cm kezdeti külpontosság esetén. Megemlítjük, hogy a $N_{u,0}=1050$ kN értéket figyelembevéve, az MSZ 26023 Falazott szerkezetek erőtan tervezése című szabvány szerint számítva $N_u=245$ kN, az MSZ-EN 1996-1-1 (Eurocode 6) szabvány szerint számítva pedig $N_u=347$ kN értéket kapunk.

A N_u értékeket megnézve megállapítható, hogy a végeredmények viszonylag kevésbé térnek el egymástól. A legnagyobb különbség az A megoldásnál tapasztalható, viszont az eltérés kisebb, mint az anyagtulajdonság szórásából származó hiba, ezért úgy gondoljuk, hogy adott esetben bármelyik használható. Az F_u értékek alapján az eltérés nagyobb a P és A esetekben, viszont a biztonságra tévednek.

	N_{krit} [kN]	$N_{u,0}$ [kN]	$N_{u,e}$ [kN]	N_u [kN]	N_u arány
N	1033	1050	525	348	100%
P	956	1050	525	339	97%
A	667	1050	525	294	85%
B	1152	1050	525	361	104%
C	1000	1050	525	344	99%

4. táblázat: A külpontos N erővel nyomott rúd közelítő számításainak (P, A, B, C) és a pontosabb numerikus (N) számítás szerinti ellenállásának összehasonlítása

	F_{krit} [kN]	$F_{u,0}$ [kN]	$F_{u,e}$ [kN]	F_u [kN]	F_u arány
N	6,604	7,5	525	5,27	100%
P	4,936	7,5	525	4,15	79%
A	4,518	7,5	525	3,86	73%
B	7,154	7,5	525	5,62	106%
C	6,313	7,5	525	5,09	97%

5. táblázat: A vízszintes F erővel terhelt, külpontosan nyomott rúd közelítő számításainak (P, A, B, C) és a pontosabb numerikus (N) számítás szerinti ellenállásának összehasonlítása

9. A SZÁMÍTOTT ÉS KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék laboratóriumában a 2010-es évben statikus eltolóerő vizsgálatokat végeztünk falazott szerkezetű pillérekben, melyekből az egyik kísérleti elem jellegzetes eredményeit bemutatjuk, és összehasonlítjuk a számított eredményeinkkel. Az eltoló vizsgálatot négy alkalommal megismételtük ugyanazon pilléren, a vizsgálatok során degradációra utaló jelenséget nem tapasztaltunk.

Mint korábban említettük, a pillérvég w_{krit} kritikus elmozdulása utáni elmozdulási szakasz instabil, azaz állandó nagyságú F kritikus eltoló erő esetén a pillér felborul. Ezért a kísérlet során elmozdulásvezérlést alkalmaztunk, a kritikus horizontális erő utáni instabil szakaszt is nyomon tudtuk követni.

A kísérleti pillér adatai:

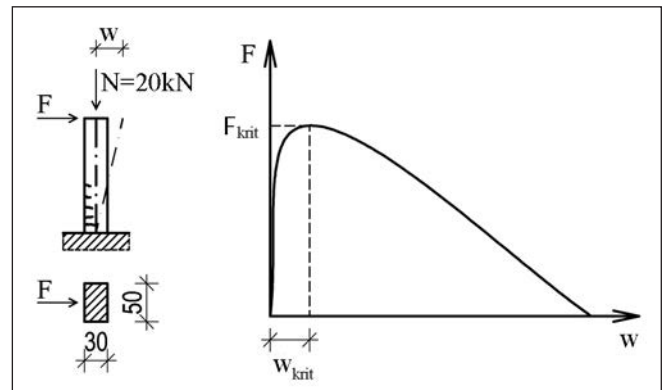
A pillér 24x30x11,5 cm méretű hanggátló téglafalazóelemből készült M3 jelű falazóhabarcsba ágyazva. A pillér magassága: $L=150$ cm, vastagsága: $v=30$ cm, szélessége pedig: $b=50$ cm volt.

A szilárdsági és rugalmassági adatokat ugyanilyen anyagú és összetételű, központosan nyomott pillérekben értékeltük ki. Az átlagos törőszilárdság $f_u=4,42$ N/mm² volt, az átlagos kezdeti rugalmassági tényezőre pedig $E=415,0$ kN/cm² értéket kaptunk. Ezekkel az adatokkal a számítási módszerünkben alkalmazott kezdeti merevség értékek: $K_{0,1}=933750$ kNcm és $K_{0,2}=622500$ kNcm.

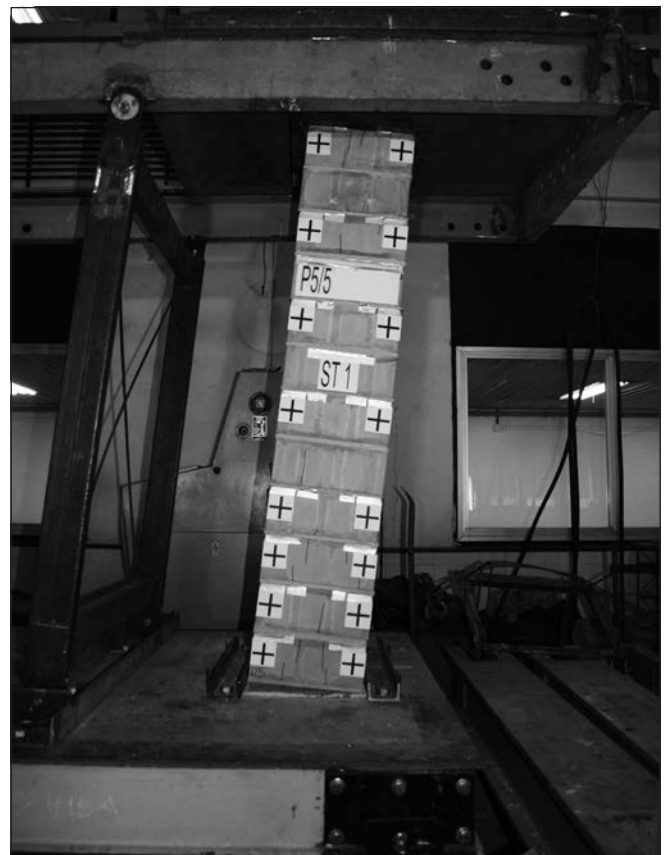
A pilléreket $N=20$ kN tengelyirányú központos nyomóerő terhelte, és F horizontális erő támadta oldalirányban.

A vizsgált pillért a 15. ábra, kísérlet közben készült fényképét pedig a 16. ábra mutatja.

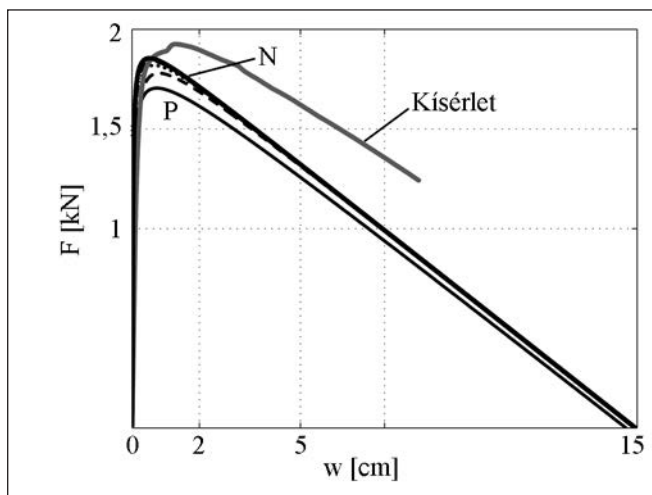
A kísérlet eredményeit és a cikkben tárgyalt összefüggésekkel számított értékek összehasonlítását a 6. táblázatban és a 17. ábrán mutatjuk be. A kritikus horizontális erő meghatározására a cikkben bemutatott módszerek jó támpontot nyújtanak. A közelítő és kísérleti görbék kritikus teher utáni szakaszának eltérése a leszálló ág mérési pontatlanságából, a kísérlet érzékenységéből fakadhat, ez további vizsgálatot igényel. A gyakorlat szempontjából a leszálló ágaknak a jelentősége csekély, mert statikus terhek hatására (pl. gravitációs teher) a rúd stabilitását veszti a kritikus pont után.



15. ábra: A kísérleti pillér és az erő-eltolódás görbe elvi ábrája



16. ábra: A pillér fényképe a kísérlet közben



17. ábra: A kísérleti pillér és közelítő merevségi görbékből adódó erő-eltolódás diagram

Kísérlet eredményei	Ismétlés	F_{krit} [N]	w_{krit} [cm]
	1	1944	1,09
	2	1893	1,11
	3	1854	1,20
4	1926	1,29	
Számítások eredményei	Módszer	F_{krit} [N]	w_{krit} [cm]
	N	1855	0,52
	P	1705	0,74
	A	1780	0,80
	B	1841	0,59
C	1820	0,66	

6. táblázat: A kísérlet eredményei, a P, A, B, C közelítésekkel és a pontosabb numerikus (N) módszerrel számított eredmények

10. KÖVETKEZTETÉSEK

A húzószilárdsággal nem rendelkező rúd hajlítási merevségét a tengelyirányú nyomóerő adja. Nyomóerő nélkül nincs hajlítási merevség. Mindaddig amíg a külpontosság a magidomon belül van, addig a pillér lineárisan rugalmasan viselkedik, ha az eredő erő kilép a belső magból, a rúd hajlításra nemlineárisan viselkedik.

A rúdra működő tengelyirányú nyomóerő növekedésével a rúd hajlítási ellenállása megközelítően lineárisan növekszik, amíg az axiális erő viszonylag kicsi a központos kritikus erőhöz képest, ill. a képlékeny alakváltozás kezdetéig, utána csökken.

A berepedt keresztmetszetnek az egész rúd hosszán való alkalmazása mindig a biztonság javára közelít. (Azaz a pontosnál nagyobb alakváltozást, ill. kisebb kritikus erőt eredményez.)

A nemlineáris viselkedés következtében nemcsak a tengelyirányú, központos, ill. külpontos erőnek, hanem a keresztirányú, hajlítást okozó erőnek is van kritikus értéke.

A húzószilárdsággal rendelkező rudaktól eltérően a rugalmassági tényező növelése az F_{krit} erőt nem növeli számottevően, mert az F_{krit} erőnek abszolút korlátja van (ez a korlát a merevtestszerű elbillenés összefüggése). A növekedés ehhez a korláthoz simul.

A nagyon gyenge anyagtulajdonságú rudakat kivéve a keresztirányú erő kritikus értéke viszonylag kevésbé függ a rúd keresztmetszetének repedés előtti merevségétől, mint a merevség változása.

A rúd tényleges teherbírására két tényező van hatással, a rugalmas kritikus teher, és a szilárdságtól függő teherbírás (törőteher). Ezért a rugalmas kritikus teher számításánál elkövetett pontatlanság a tényleges teherbírásban csak részben jelentkezik.

A kritikus alakváltozás értéke viszonylag kicsiny, a keresztmetszeti méret néhány százaléka. Ez az érték összemérhető a kivitelezési pontossággal, ezért a pontatlan kivitelezés jelentősen csökkentheti a rugalmas kritikus erőt, és ezzel a rúd valós teherbírását. Ezért igen fontos ezért a pontos kivitelezés, és annak ellenőrzése.

A bemutatott közelítő összefüggések egyszerű módszert nyújtanak a kritikus teher kezdeti becslésére, ill. meghatározására. A megoldások pontossága függ a teher típusától és a kezdeti külpontosságtól.

11. HIVATKOZÁSOK

- Bach, C., Baumann, R. (1924), „Elastizität und Festigkeit”, Springer V. Berlin
- Bölcskei E., Dulácska E. (1974), „Statikusok Könyve”, *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, pp. 420-424.
- Csonka P. (1952), „Adalékok a kihajlás elméletéhez”, *A Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztálya Közleményei*, VI (1-2), pp. 281-314.
- Dulácska E. (1972), „A falazott szerkezetek tervezésének új szabványa”, *Magyar Építőipar*, 27. évf. 10. sz., pp. 587-590.
- Dulácska E. (1979), „Die neuen Bemessungsverfahren für Mauerwerk in Ungarn”, *Bauingenieur*, 54., pp. 189.
- Dulácska E., Tajta I. (2009), „A húzószilárdság nélküli téglalap keresztmetszetű rúdak merevségei”, *Építés – Építészettudomány*, 37 (1-2), pp. 129-142.
- Kollár L. (szerk.) (1991), „A mérnöki stabilitáselmélet különleges problémái”, *Akadémiai Kiadó*, Budapest
- La Mendola, L., Papia, M. (1993), „Stability of masonry piers under their own weight and eccentric load”, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119 (6), pp. 1678-1693.
- Yokel, F. Y. (1971), „Stability and load capacity of members with no tensile strength” *ASCE of the Structural Division* 97, pp. 1913-1926.

SIMPLIFIED STATIC ANALYSIS OF SLENDER MASONRY RODS SUBJECTED TO HORIZONTAL AND ECCENTRIC COMPRESSIVE LOADS

Endre Dulácska – István Tajta

In the paper simplified methods are presented to determine the static behaviour of tensionless masonry rods subjected to horizontal and eccentric loads. In our examinations Shanley's Ryder-type model is extended and used to analyze tensionless rods. Second order effect is considered, but the nonlinear bending stiffnesses are calculated by different approximations. The simplified expressions lead to closed form of functions that could be easily used for practice without sophisticated programs. Stability conditions are examined in different cases. Good agreement could be observed when the results are compared to experiments and to precise numerical tests.

Dr. Dulácska Endre (1930) professzor emeritus, okl. építésmérnök, a műszaki tudomány doktora. Munkahelyek: 1950-82 Buváti, 1982-91 Tervezésfejlesztési és Technikai Építészeti Intézet (TTI), 1991- BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti tanszék. Tagság: **fib** Magyar Tagozat, IASS (Térbeli Héjszerkezetek Nemzetközi Egyesülete), EAEE (Európai Földrengésmérnöki Egyesület), IAEE (Nemzetközi Földrengésmérnöki Egyesület), IABSE (Híd és Szerkezetépítő Mérnökök Nemzetközi Egyesülete), Magyar Mérnöki Kamara. Díjak: 1990 Eötvös-díj, 1994 Akadémiai-díj, 1998 Széchenyi-díj. Tevékenységek: épületek tartószerkezeteinek tervezése, megerősítése és az ehhez tartozó szakértői tevékenység. Kutatási területek: héjszerkezetek stabilitása, szerkezetek és talaj együttdolgozása, épületkár prognózis, szerkezetek viselkedése földrengésre, beton-, vasbeton-, feszített vasbeton-, falazott- és faszervezetek viselkedése. Publikációk száma (könyv, könyvrészlet, cikk) több mint 200.

Tajta István (1981) okl. építésmérnök, doktorandusz (BME, Építésmérnöki Kar, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék), a SZIE, Ybl Miklós Építéstudományi Kar, Mechanika és Tartószerkezetek Tanszéken tanársegéd. Fő kutatási területe: húzószilárdság nélküli szerkezetek statikai és dinamikai nemlineáris vizsgálata, földrengési modellezés.

KÖRNYEZETBARÁT SZERKEZETEK NÉHÁNY SAJÁTOS SZEMPONTJA



Ludevít Végh

A környezetbarát szerkezetek (ECS= Environmentally Compatible Structures) elméletének alapjait a 2011. évi londoni IABSE-IASS tanácskozáson mutattuk be. Ez a tanulmány a szerkezeti elemek igénybevételi módjának, az ECS tervezésének további szempontjával foglalkozik. Bemutatja a viszonylag nagy hajlító nyomaték kedvezőtlen hatásait. Kimutatható az erőtani rendszer, így a szerkezeti forma és a környezeti előnyök kapcsolata.

Kulcsszavak: Környezeti kompatibilitás (EC); tervezési alapelvek és jellemzők; kedvező feszültségeloszlás.

1. BEVEZETÉS

A nemrég megjelent könyv (Végh, 2011) foglalkozik az ECS fogalmával. A természetbarát szerkezetek elméletének és gyakorlatának a természet törvényein és a társadalmi hatásokon, szociális alapelveken kell állniuk. Ez szabályozza a természeti és emberi kapcsolatokat is.

Hivatkozva az alapvető környezeti kompatibilitási feltételre, az ECS elmélete a következő három alapelvere épül, a természet globális dinamikus egyensúlyára, a fenntartható társadalmi kapcsolatokra és a határok (korlátok) elvére (L. Végh, 2011).

Az ECS gyakorlati tervezési ajánlása alapján az általános elveket speciális optimált tervezési értékekkel kell alakítani az ún. tervezési jellemzőkkel (röviden DCH=design characteristics). Ezek számszerű kifejezésekkel teszik lehetővé az optimális ECS kiválasztását a tervezett alternatívák közül. A DCH optimált értékei numerikus és környezeti szempontból elfogadható gyakorlati tervezési paramétereket fejeznek ki, segítik az ECS tervezését. Emellett a tervező tudja, hogy a megvalósuló szerkezet a lehetséges mértékben környezetbarát lesz.

Az ECS tervezésének egyik fő célja az elsődleges energiafelhasználás csökkentése. Ez a szerkezeti anyagok kedvező megválasztása és a tartószerkezet tömegének minimalizálása. Ennek egyik eszköze, hogy csökkentjük a tartószerkezeteknek

azokat a részeit, amelyek a teherviselésben csak kis mértékben vagy egyáltalán nem vesznek részt. Így célszerű a kulcsfontosságú szerkezeti elemeket hajlító igénybevételtől mentesen vagy korlátozottan tervezni.

Tekintsük a következőket:

- a) Az első tervezési javaslatnak gondoskodnia kell arról, hogy a környezeti kompatibilitás olyan szerkezeti elemeket tartalmazzon, amelyek a szabvány szerinti teher hatása alatt közel vannak a nyomatékmentes feszültségállapothoz.
- b) A szerkezeti rendszernek természetesen eleget kell tennie az iránta támasztott teherbírási, alakváltozási stb. követelményeknek, figyelemmel a biztonságra, a gazdaságosságra, a rendelkezésre álló szerkezeti anyagokra és energiaforrásokra, valamint az általános ECS környezeti hatásokra (l. a határok, korlátok elvét, Végh, 2011).

2. SZERKEZETI RENDSZEREK HÁT-RÁNYOS HATÁSA A KÖRNYEZETRE NAGY HAJLÍTÓ NYOMATÉKOK ESETÉN

A szempont, amelynek megfelel a speciális EC kialakítás, a hajlító nyomaték csökkentése vagy akár teljes kizárása. A membránállapot, a fő teherviselési módot jelentő axiális igénybevétel EC szerkezetet nyújt. Alkalmazva az ennek megfelelő különleges DCH-t, az EC szerkezetek általában sajátos formát vesznek fel, olyat, ami megfelelően hangsúlyozza a feszültségeloszlást, részben vagy egészében csökkenti a hajlító nyomatékot. Ez bemutatja a kapcsolatot a szerkezeti forma, a feszültségállapot és a szerkezet környezetbarátsága között.

Nem meglepő, hogy ezzel a tervezési jellemzővel a tervezés menete és a szerkezetnek az ECS-formának megfelelő megválasztása - a szerkezetek automatikus tervezési eljárásához hasonlóan - természetszerűvé válik, és eredményeként a hajlító nyomatékok csekélyek lesznek, vagy fel se lépnek. Kétségtelen, hogy a mérnöki intuíciónak szükség van, különösen a vázlatrvek készítésekor.

Összefoglalva a gondolatmenetet az első speciális tervezési szempontról, elérkezünk egy fontos megállapításhoz:

1. ábra: Feszített vasbeton szalaghíd Kaliforniában



Az ECS tervezésekor a szerkezet erőtani modelljének és az annak megfelelő feszültségállapotnak kulcsszerepe van, a szerkezet környezetbarátságában.

Az EC szerkezeti forma és annak hatása a szerkezet környezeti kompatibilitására megjeleníthető az egyenletes és nem egyenletes (így hajlítási) feszültségeloszlás összehasonlítása révén. Közismert a csupán axiális igénybevétel alatti, ill. hajlított elem keresztmetszetének normál feszültség-eloszlása rugalmas állapotban. A feszültségek eloszlása tekintetében a hajlított elem keresztmetszetének kihasználtsága ~30-50%. Derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított vasbeton gerenda esetén az arány még hátrányosabb lehet. Csupán központos húzás ill. nyomás alatt 100% a keresztmetszet kihasználtsága. Természetesen figyelemmel kell lenni sok körülményre. Nyilvánvaló, hogy vékony gerincű hajlított tartó helyzete kedvezőbb, ugyanakkor gondolnunk kell nyomott elemek esetén a stabilitás problematikájára. Nem indifferens természetesen a szerkezeti anyag, az építéstechnológia, a funkcionális és esztétikai szempontok sora. Vasbeton tartó esetén a nem dolgozó keresztmetszeti rész is viszonylag csekély költséget jelent, de főként a cementgyártás környezetkárosító hatása és energiafogyasztása miatt tekintettel kell lenni az EC szempontjaira.

Feszítés alkalmazásával a tartó gerincvastagsága csökkenthető, emellett elérhetjük, hogy a feszültségeloszlás a keresztmetszet mentén egyenletes vagy közelítően az. A tartó tömege, ezzel az elsődleges energiafelhasználás attól is függ, hogy a keresztmetszet a tartótengely mentén hogyan követi a belső erőket. E kérdések a hagyományos szerkezettervezésben is ismertek, az ECS terveknél a környezeti igényekkel való összhang szükségessége.

3. PÉLDÁK A BELSŐ ERŐK KEDVEZŐ ALAKULÁSA RÉVÉN KÖRNYEZETBARÁT SZERKEZETEKRE

A sík- vagy térbeli rácsos tartók elemei – esetleg csekély eltéréssel – tengelyirányban igénybe vett rudak. Ennek révén előnyösek a természetbarátság szempontjából. Membránhéjak és egyéb szerkezetek, amelyek elemeiben teljesen vagy nagyrészt egyenletes feszültségeloszlás alakul ki, mind kedvezőek az itt tárgyalt szempontból.

A függesztett hídszerkezetek (lánc-, kábel- és ferdekábeles hidak), amelyeknél a pályaszerkezetben ill. a merevítő tartóban fellépő hajlító nyomatékok nem, vagy csak alig növekednek a híd teljes feszítávolságával, e tekintetben is környezetbarátok mondhatók.

3. ábra: Klasszikus lánchíd, Sadlec, Csehország



2. ábra: Gyalogos függesztett vasbeton híd a prágai Troja városrészben

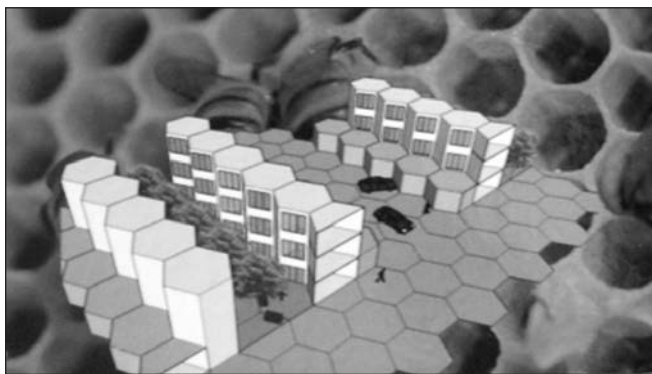
Feszített vasbeton szalaghidak, így pl. a 127,4 m nyílású, 1990-ben épült gyalogos híd a Sacramento folyón (1. ábra, Stráský, 1905) a keresztmetszet egyenletes feszültségeloszlása, így kedvező kihasználtsága mellett előnyösek az itt vizsgált szempontból (Végh, Tassi, 2010). Acél kötélre függesztett gyalogos hidakon, pl. Prága Troja városrészében (156 kábellel épült 1984-ben), a kábelek, melyek az előregyártott vasbeton pályaelemeket tartják, környezetbarát szerkezetek (2. ábra).

Szólunk néhány régi lánchídról és modern ferdekábeles szerkezetéről, amelyeket részben intuitív alapon környezetbarát eredménnyel terveztek. A fő teherviselő elemek igénybevétele központos húzás, és más elemeik, pl. a pályatartók viszonylag kis hajlító nyomatékokat viselnek.

A 3. ábra egy 1847-ben épült lánchidat mutat. A hídpályán alig hat hosszirányú hajlító nyomaték. A híd teljes hossza 147,6 m, a középső nyílás 86,6 m, B. Schnirch tervezte. Podolskoban, a Moldva folyón, a mai Cseh Köztársaságban épült. 1960-ban a hidat szét kellett szerelni. 1971-ben újra összeszerelték Stadlec mellett, a Luznice folyón. A híd, mint kulturális örökség került nyilvánantartásba.

4. ábra: A ferdekábeles Megyeri híd a Dunán





5. ábra: Hexagonális városépítési rendszer vázlata

Az 5. ábra a ferdekábeles Megyeri híd mutatja, amelyen az M0 autópálya-gyűrű Budapest belterületétől északra keresztezi a Dunát (Kisbán, 2010). A híd középső nyílása 300 m. A ferdekábeles hidépítési rendszer kiküszöböli ill. jelentősen csökkenti a hosszirányú hajlító nyomatékokat a hídpályán, és ezáltal hozzájárul a környezeti kompatibilitáshoz. A legfőbb teherviselő elemek, a nagy szilárdságú acél ferde kábelek és a vasbeton pilonok is teljes keresztmetszetükben ki vannak használva. A merevítő gerenda és pályatartók lényegében a ferde kábelek bekötési pontjai közötti, viszonylag kis távolságoknak megfelelően szenvednek hajlítást.

Nem kétséges, mind az acél lánc- és ferdekábeles hidak összehasonlító környezeti kompatibilitás-vizsgálata hasznos lehet az ECS fejlődése szempontjából.

4. PÉLDÁK A TERMÉSZETBŐL

Amikor a környezetbarát szerkezeteket kutatjuk, érdemes a természethez fordulni. Ha elsőként a bambusz nádat tekintjük, megállapíthatjuk a következőket: A nád szilárd anyaga úgy oszlik el a keresztmetszetben, hogy bármely szélirányban való hajlítás, vagy nyomott elemként való kihajlás esetén minimálisak legyenek a nem kihasznált keresztmetszeti részek. A csomók távolságát a természet a kihajlás és a helyi igénybevétel szempontjából optimálisan fejlesztette ki. Figyelemre méltó, hogy a csomóknál létrejövő diafragmák nem hajlítót lemezek, hanem lapos héjak. Érdemes e tekintetben vizsgálni a kagylókat és sok más természet szerkezetét.

Vannak a természet által létrehozott elemek, amelyekben egyenletes a feszültségeloszlás. Ilyen például egy csepp víz egy vízszintes felületen, ilyen a hexagonális méhlep, az egysejtű sugárralakkák (radiolariák) és mások. EC struktúrák, a természet által létrehozottak is, engedelmessé válnak a potenciális energia minimuma elvének. Ezek általában zérus vagy csökkentett hajlító nyomatékkal terheltek. Nem utolsó sorban ez az, amiért a természet által létrehozott szerkezetek környezetbarátok.

A 6. ábra egy természeti példa alapján hatszögletű egységekből kialakított épületelepítési rendszer tervezési vázlatát mutatja (a szerző és O. Tulejova terve).

A benyon fa (Bangalore, India, 6. ábra) a természet által létrehozott, tulajdonképpen rendezetlen, különleges kiterjedésű biológiai alakzat. A csodálatos EC térbeli szerkezetet nagyszámú, csak tengelyirányban igénybe vett elem alkotja.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A tartószerkezetek, szerkezeti elemek környezetbarátjának egyik igen jelentős kritériuma az elsődleges energiafelhasználás. Ezzel szorosan összefügg a tartók anyaga és tömege. Ezt pedig sok tekintetben meghatározza az elemekben fellépő feszültségek eloszlása, a tartó kihasználtsága.



6. ábra: Az indiai benyon fa

Az a szerkezeti rendszer, amelyben a feszültségeloszlás minden keresztmetszetben egyenletes, környezetbarátnak (EC) mondható. Ennek szellemében ahhoz, hogy megvalósítsuk a környezeti kompatibilitást, csökkenteni kell, vagy teljesen el kell kerülni a hajlító nyomatékokat, mert ezzel jár a nem egyenletes, hanem – rugalmas állapotban – a keresztmetszetek mentén változó feszültségeloszlás.

Mindezek mellett figyelemmel kell lenni az ECS alapelveire (Végh, 2011).

Természetesen az ECS elvei alapján álló tervezésre való átmenet sok vizsgálatot, kutatást igényel. A hagyományos követelmények figyelembe vétele mellett kell kidolgozni a környezetbarát igényeinek megfelelő tervezési módszereket. Ami e cikk tárgyát illeti, szükség van összehasonlító elemzésekre, helyzetanalízisokra. Ezekkel juthatunk közelebb az itt tárgyalt szempontból is a környezetbarát tervezés megvalósításához.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Megköszönöm Csuka Bálint okl. építőmérnöknek, hogy a műszaki angol szöveget magyar anyanyelvemre segítette. Hálával tartozom mindazoknak a budapesti kollégáimnak, akik az IASS WG18 keretében több mint egy évtizeden át közreműködtek az ECS területen végzett munkánkba.

7. HIVATKOZÁSOK

- Kisbán, S., (2010): „The cable-stayed Megyeri Bridge on the Danube at Budapest”, *Concrete Structures*, pp. 17-22.
- Stráský, J., (2005): „Stress ribbon and cable supported pedestrian bridges”, Telford, London.
- Végh, L., Végh, P. (editors), (2011): “Concept of the theory of environmentally compatible structures and structural materials”, Czech Technical University Prague.
- Végh, L., Tassi, G., (2010): “A feszített vasbeton szalaghid – a környezetbarát szerkezetek jó példája” *ÉPKO 2010. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia*, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csíksomlyó, pp. 368-373.

Ludévít Végh (Végh Lajos) Kassán született 1921-ben. A prágai Cseh Műszaki Egyetemen (ČVUT) szerzett építőmérnöki oklevelet. Egy tanulmányi időszakban az MIT (USA) hallgatója volt. Nagy csehországi ipari létesítmények építésében töltött évek után egyetemének Betonszerkezetek Tanszékén nyert oktatói állást. Kandidátusi (PhD), majd a műszaki tudomány doktora tudományos fokozat elnyerése után egyetemi docensé ill. egyetemi professzorrá neveztek ki. A tanszék szinte valamennyi tárgyát oktatta. Külszolgálatban volt Japánban, később Indiában, majd Törökországban töltött hosszabb időt vendégprofesszorként UNESCO megbízatás alapján. Számos egyetemi jegyzet, tankönyv, igen sok folyóiratcikk és konferenciakiadvány szerzője. Jelentős eredményei voltak vasbeton héjszerkezetek terén, majd érdeklődése középpontjába kerültek a környezetbarát szerkezetek és anyagok. Az IASS WG18 e témával foglalkozó elnöke több, mint másfél évtizede. Dolgozott a FIP ill. fib és más nemzetközi szervezetekben, sok előadást tartott világszerte, Magyarországon is, és publikált számos országban, magyar folyóiratokban is.



Balázs L. György – Lublóy Éva – Tóth Balázs

Az utóbbi évtizedekben számos épületkatasztrófa igazolta, hogy a tűzterherre való méretezés kérdései továbbra is aktuálisak. Jelen cikkben a falazott és a faszerkezetek tűzállóságát, illetve tűz hatására való viselkedését mutatjuk be. Először ismertetjük a falazott szerkezetek tűzterher alatti viselkedését, valamint az MSZ EN 1996-1-2 által nyújtott méretezési lehetőségeket, majd ismertetjük a faszerkezetek viselkedését tűzben, és az MSZ EN 1995-1-2 által nyújtott méretezési lehetőségeket.

Kulcsszavak: tűz, falazott szerkezetek, faszerkezetek, tűzállóság

1. BEVEZETÉS

A tűz, illetve a magas hőmérséklet az építőanyagokra mindenképpen extrém terhelést jelent. Tűz hatására az építőanyagok szilárdsági, illetve merevségi jellemzői különböző mértékben változnak. Cikksorozatunk célja, hogy a mérnökök számára bemutassa, milyen lehetőségeket nyújt az Eurocode szabványsorozat a szerkezetek tűzterhelésre való méretezésére. Korábbi cikkeinkben bemutattuk a betonok és az acélok viselkedését magas hőmérsékleten, továbbá a vasbeton, feszített vasbeton (Balázs, Lublóy, 2010) és az acél-beton öszvérszerkezetek méretezését (Vass, Lublóy, Horváth, Balázs, 2011) tűzterherre.

Jelen cikk keretein belül a falazott szerkezetek, illetve a faszerkezetek szilárdsági jellemzőinek változását és méretezési módszereit tárgyaljuk és ismertetjük az MSZ EN 1996-1-2 és az MSZ EN 1995-1-2 által nyújtott méretezési lehetőségeket.

2. A FALAZOTT SZERKEZETEK RŐL ÁLTALÁBAN

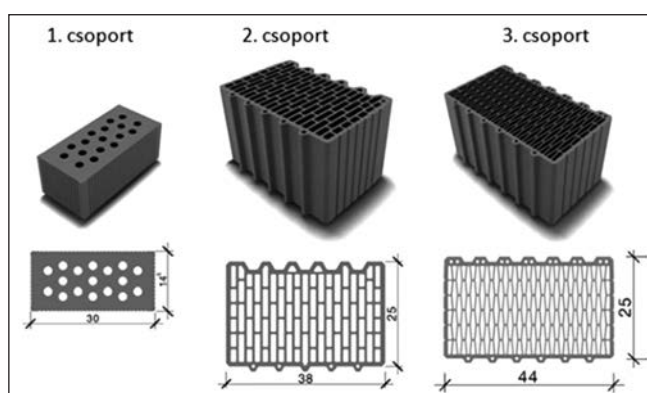
A falazott szerkezet az egyik legrégebben alkalmazott szerkezettípus, amelyet a mai napig széles körben használnak nem csak családi házak, hanem nagyobb épületek megvalósításához is. A falazott szerkezetek tűzvédelmi kérdése sokáig elhanyagolt része volt a tervezésnek, megvalósításnak. Az Eurocod-ok bevezetése után azonban a földrengésre való tervezéshez hasonlóan új, de legalábbis újra felfedezett területévé vált a mérnöki ismereteknek.

2.1 Falazóelemek

A falazóelemek összetételük szerint a következő típusúak lehetnek:

- égetett agyag falazóelemek
- mészhomok falazóelemek
- normál vagy könnyű adalékanyagú beton falazóelemek
- pórusbeton falazóelemek
- műkö falazóelemek
- méretre vágott természetes kő falazóelemek.

A falazóelemeket az MSZ EN 1996-1-1 szabvány 1. 2. 3. és 4. csoportba sorolja a bennük lévő lyukak mennyisége és elrendezése szerint. A csoportba sorolást az 1. táblázat alapján



1. ábra: A falazóelemek osztályba sorolása (<http://www.wienerberger.hu/>)
Megjegyzés: A 4. csoportba a vízszintes lyukakkal készített falazóelemek tartoznak

kell elvégezni. Az 1. ábrán néhány példát mutatunk be az egyes falazóelem típusokra, és azok osztályba sorolásra.

Tervezés alkalmával a falazóelem nyomószilárdságaként az f_b szabványos átlagos nyomószilárdságot kell alapul venni. Ha a falazóelem nyomószilárdságaként az átlagos nyomószilárdságát adják meg, akkor ezt a szabványos nyomószilárdságra át kell számítani. A nyomószilárdságot a 2. táblázat szerinti δ tényezővel meg kell szorozni. Ezzel figyelembe vesszük a falazóelemek magasságának és szélességének a nyomószilárdságra gyakorolt hatását.

2.2 Falazóhabarcs

A falazóhabarcs lehet általános rendeltetésű, illetve vékony rétegű és könnyű habarcs. A vékony rétegű habarcsot a falazott szerkezet 1-3 mm névleges vastagságú fekvőhézagjaiban szokás alkalmazni. A könnyű habarcsokat perlit, horzsakő, duzzasztott agyag, duzzasztott agyagpala és duzzasztott üveg adalékanyagokkal készítik.

2.3 Falazat

Különbséget kell tenni a falazat szempontjából a következők között:

- falazat, amely falazóelemek és habarcs együttese, amely a szabványban megadott mechanikai tulajdonságokkal rendelkezik;
- falazott szerkezet, mint tartószerkezet (például fal), amelynek a mechanikai tulajdonságai a falazat mechanikai jellem-

1. táblázat: A falazóelemek csoportosításának követelményei (MSZ EN 1996-1-1)

Az összes lyuk térfogata a teljes térfogatra vonatkoztatva (%)	falazóelemek anyagai és követelményei							
	1 csoport (minden anyagra)	Falazóelem	2 csoport		3 csoport		4 csoport	
			függőleges üregek					
≤25		agyag	>25; ≤55		≥25; ≤70		>25; ≤70	
		mészhomok	>25; ≤55		nem használt		nem használt	
		beton	>25; ≤60		>25; ≤70		>25; ≤50	
Az egyes lyukak térfogata a teljes térfogatra vonatkoztatva (%)	≤12,5	agyag	bármely üreg ≤2 megfogható lyuk az összes lyukra vonatkoztatva 12,5		bármely üreg ≤2 megfogható lyuk az összes lyukra vonatkoztatva 12,5		bármely üreg ≤30	
		mészhomok	bármely üreg ≤15 megfogható lyuk az összes lyukra vonatkoztatva 30		nem használt		nem használt	
		beton	bármely üreg ≤30 megfogható lyuk az összes lyukra vonatkoztatva 30		bármely üreg ≤30 megfogható lyuk az összes lyukra vonatkoztatva 30		bármely üreg ≤25	
A külső és a belső borda névleges vastagsága (mm)	nincs követelmény		borda	kéreg	borda	kéreg	borda	kéreg
		agyag	≥5	≥8	≥3	≥6		
		mészhomok	≥5	≥10	nem használt		nem használt	
		beton	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
A külső és a belső borda teljes vastagsága az elem vastagságára vonatkoztatva (%)	nincs követelmény	agyag	≥16		≥12		≥12	
		mészhomok	≥20		nem használt		nem használt	
		beton	≥18		≥15		≥45	

zaitól, a szerkezeti elemek geometriájától és az egymással szomszédos szerkezeti elemek egymásra hatásától függnék. A falazatnak a tervezésben alkalmazott következő mechanikai tulajdonságait szabványos vizsgálati eljárásokkal kell megállapítani:

- nyomószilárdság, f_c ;
- nyírószilárdság, f_v ;
- hajlítószilárdság, f_x ;
- feszültség és fajlagos alakváltozás összefüggés (σ - ϵ diagram).

A falazat húzószilárdsága a tervezés során nem használható ki (<http://www.hsz.bme.hu/hsz>).

3. A FALAZOTT SZERKEZETEK VISELKEDÉSE TŰZBEN

Az építési kerámia termékeket hőállóság szerint három kategóriába sorolják:

- közönséges (1350 °C-nál kisebb hőmérsékleten lágyuló)

2. táblázat: δ tényező értékei a falazóelem magassága és kisebbik vízszintes mérete függvényében (<http://www.hsz.bme.hu>)

A falazóelem magassága (mm)	A falazóelem kisebbik vízszintes mérete (mm)				
	50	100	150	200	250 vagy nagyobb
50	0,85	0,75	0,7	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,7	0,65
100	1,15	1,0	0,9	0,8	0,75
150	1,3	1,2	1,0	1,1	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,25	1,1
250 vagy nagyobb	1,55	1,45	1,35	1,35	1,15



2. ábra: Tűzkárosult épület
(<http://tuzfal.com/index.php?cont=cikk&cikk=26&rov=2>)

- hőálló (1350-1580 °C közötti hőmérsékleten lágyuló)
- tűzálló (1580 °C fölötti hőmérsékleten lágyuló tűzálló finomkerámia termék a samott, amelyet kályhák tűzterének bélelésére, és ipari kemencék belső hőálló burkolatának készítésére egyaránt felhasználnak).

A falazott szerkezetek tűzvédelmi jellemzőit a téglá és a kötőanyag eltérő tűzvédelmi jellemzői határozzák meg. A téglá anyaga – égetéssel történő előállítás miatt – a magas hőmérsékletnek 1350 °C-ig ellenáll, viszont a habarcs mésztartalma miatt már 500 °C körül jelentősen károsodik. A falazott szerkezetek tönkremenetele tehát elsősorban a habarcs tönkremenetele miatt következik be. A 2. ábrán látható, hogy a tűzkárosodott épület acél elemei, vasbeton gerendája jelentős alakváltozásokat szenvedtek, míg a falazott szerkezet nem szenvedett jelentős károsodást a tűz hatására.

A falazott szerkezetekkel szemben tűz hatás ellen a következő követelményeket támasztjuk (OTSZ, 2011):

R – teherhordó képesség (teherbírási határállapot): a szerkezeti elemek azon képessége, hogy adott ideig a meghatározott mechanikai igénybevétellel egyidejűleg a tűz hatásának is ellenállnak, szerkezeti stabilitásuk jelentős vesztesége nélkül.

E – integritás (lángáttörési határállapot): az épületszerkezetnek elválasztó funkcióval rendelkező olyan képessége, hogy az egyik oldalán fellépő tűznek ellenáll anélkül, hogy a tűz a lángok vagy a forró gázok átjutása következtében áttérjedne a másik oldalra, s anélkül, hogy a tűznek ki nem tett felületen vagy a felülettel szomszédos bármely anyagon gyulladást okozhatnának.

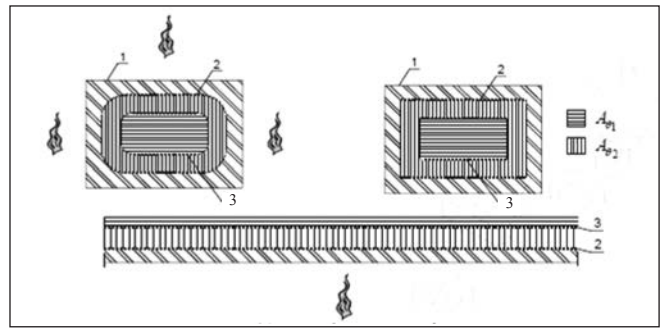
I – szigetelés (felmelegedési határállapot): az épületszerkezet azon képessége, hogy ellenáll a csak egyik oldalon bekövetkező tűznek anélkül, hogy szignifikáns hőátadás eredményeként a tűz átjutása bekövetkezne a kitett felületről a ki nem tett felületre.

M – mechanikai hatás: az épületszerkezeteknek az a képessége, hogy ütésnek ellenállnak abban az esetben, ha a tűzben egy másik szerkezeti elem az illető szerkezethez ütődik

A erőtani és alakváltozási jellemzők tervezési értéke **tűzhatás alatt** ($X_{d,fi}$):

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (1)$$

k_{θ} csökkenti tényező a hőmérséklet függvényében
 X_k az adott jellemző karakterisztikus értéke
 $\gamma_{M,fi}$ osztott biztonsági tényező a tűzterherre = 1,0 fa, téglá, beton, acél és betonacél (az MSZ EN 1996-1-2, Nemzeti Alkalmazási Melléklet).



3. ábra: A hatékony keresztmetszetek módszereinek alkalmazása téglá oszlop (tényleges és egyszerűsített izoterma vonalak), illetve fal esetén (MSZ EN 1996 1-2). 1 elhanyagolható rész, 2 csökkentett szilárdságú rész, 3 változatlan szilárdságú rész

Tűzterherre való tervezési módszerek:

- táblázatban megadott határértékkel való összehasonlítás
- hatékony keresztmetszetek módszere
- numerikus számítási módszer.

a) *Táblázatos adatokkal vagy határértékekkel* való összehasonlítás során a falazott szerkezet osztályba sorolása után a minimális falvastagság meglétének ellenőrzése történik. A minimális falvastagság megléte hivatott biztosítani a teherhordó képességet (R), az integritást (E), a szigetelést (I) és mechanikai hatással (M) szembeni ellenállást. A szükséges minimális falvastagságot a falazat anyaga, szilárdsága és a habarcs minősége együttesen határozza meg. A továbbiakban ezeket R E I M jelöléssel alkalmazzuk.

b) *Hatékony keresztmetszetek* módszerének alkalmazása során az izoterma vonalak helyének meghatározása után a keresztmetszetet részekre bontjuk, és meghatározzuk a szilárdsági és merevségi jellemzőit és ezekkel az adatokkal végezzük el a méretezést (3. ábra).

- c) *Numerikus számítási módszerek* (advanced calculation)
- termo-mechanikai méretezés,
 - termo-hidro-mechanikai méretezés.

A termo-mechanikai méretezés lehetőséget nyújt a mérnököknek a hőmérsékleti hatások fizikai és kémiai paraméterek alapján való meghatározására. Az anyagtani jellemzők figyelembevételére, azonban csak a termo-hidro-mechanikai méretezés alkalmas.

4. A FALAZAT MÉRETEZÉSE TŰZÁLLÓSÁGRA

1. példa:

Az 1. példában egy teherhordó téglafal tűzterherre való ellenőrzését mutatjuk be.

A fal vastagsága:

$$t_f = 120 \text{ mm}$$

A fal vastagsága cementvakolattal együtt:

$$t = 140 \text{ mm}$$

A falazó téglá típusa:
kisméretű tömör téglá

A téglá besorolása:

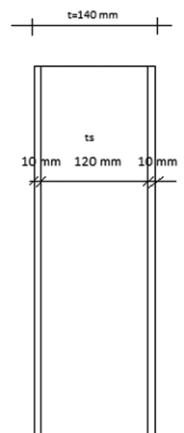
1S osztályú

A téglá testsűrűsége:

$$\rho = 1700 \text{ kg/m}^3$$

A falazat nyomószilárdsága:

$$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$$



3. táblázat: Téglafalazatok méretezésére szolgáló táblázat (MSZ EN 1996-1-2:2005)
Az α érték a kihasználtságot jelenti tűz esetén.

Tégla osztálya	1S						
Falazat jellemzői	5 N/mm ² ≤ f _b ≤ 75 N/mm ² , normál vastagságú habarcsra 5 N/mm ² ≤ f _b ≤ 75 N/mm ² , vékonyhabarcsra 1000 kg/m ³ ≤ ρ ≤ 2400 kg/m ³						
	Tűzállósági időtartam (perc)						
	30	45	60	90	120	180	240
	A tűzállósági időtartamhoz rendelt minimális falvastagság t _f (mm)						
α ≤ 1	90 (70/90)	90 (70/90)	90 (70/90)	100 (70/90)	100/140 (90/140)	170/190 (110/140)	170/190 (170/190)
α ≤ 0,6	90 (70/90)	90 (70/90)	90 (70/90)	100 (70/90)	100/140 (100/140)	170 (110/140)	170 (140/170)

A habarcs az MSZ EN 1996-1-1 szabvány definíciója szerint egy vagy több nem organikus kötőanyag, adalékanyag, víz, esetleg adalékszer keveréke.

Az MSZ EN 1996-1-2: 2005 N.B.1.2 táblázata alapján (3. táblázat) végeztük el a tűzállósági méretezést. A táblázatban megadott zárójel nélküli értékpárok (jelen példában 100/140) a vakolat nélküli minimális falvastagságot adják meg, ahol az első szám a téglavastagsága, a második szám a fal vastagsága habarccsal együtt. A zárójelben megadott értékpár (jelen példában 90/140) első száma a tűzvédő burkolattal ellátott falak minimális vastagságát, míg a második szám a vakolattal ellátott falak minimális vastagságát adja meg.

A méretezés lépései:

1. lépés: A téglá osztályba sorolása (lásd 1. táblázat),
2. lépés: A téglá osztálya, testsűrűsége a falazat nyomószilárdsága és kihasználtsága az MSZ EN 1996-1-2 megfelelő táblázatának kikeresése (jelen példában lásd 3. táblázat). Ez egyúttal magába foglalja az REIM követelmények teljesítését.
3. lépés: A falvastagság alapján a tűzállósági időtartam kiválasztása.

A 3. táblázat alapján falazatunk tűzállósága REIM 120 α ≤ 1 és α ≤ 0,6 esetén is.

2. példa:

A 2. példában egy ugyanolyan vastag, de más típusú, ezért másik osztályba sorolt falazóelemből készült teherhordó téglafal tűzterherre való ellenőrzését mutatjuk be (4. táblázat).

- A fal vastagsága: t_f = 120 mm
 - A falvastagsága cementvakolattal együtt: t = 140 mm
 - A téglá besorolása: 2 osztályú
 - A téglá testsűrűsége: ρ = 1700 kg /m³
 - A falazat nyomószilárdsága: f_b = 10 N/mm²
- A 4. táblázat alapján falazatunk tűzállósága REIM 90 α ≤ 1 és α ≤ 0,6 esetén is.

3. példa:

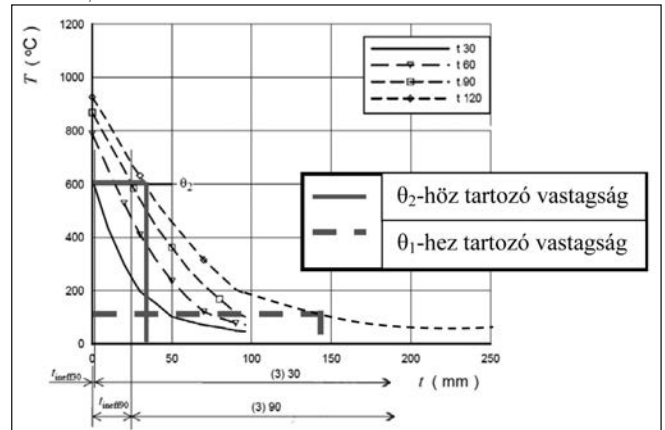
A 3. ismerteti az 1. példában bemutatott teherhordó téglafal tűzterherre való ellenőrzését az izoterma módszer alapján. A 100 °C-os és a 600 °C-os vonalhoz tartozó izoterma vonal helyét kell meghatározni. A 100 °C-os izoterma vonal helye 150 mm-re van az elem szélétől. A 600 °C-os izoterma vonal helye 45 mm-re van az elem szélétől (4. ábra).

$$N_{Rd,fi,0i} = \Phi (f_{d,01} \cdot A_{01} + f_{d,02} \cdot A_{02})$$

ahol:

- Φ a külpontosságot veszi figyelembe központosan terhelt fal esetén 0,9
- f_{d,01} a 100 °C alatti hőmérsékletű falazat szilárdságának tervezési értéke
- A₀₁ a 100 °C (θ₁) alatti hőmérsékletű falazat területe
- f_{d,02} a 100 °C feletti de 600 °C (θ₂) alatti hőmérsékletű falazat szilárdságának tervezési értéke

4. ábra: A téglafalazat izotermavonalai különböző időtartamokra (MSZ EN 1996-1-2)



4. táblázat: Téglafalazatok méretezésére szolgáló táblázat (MSZ EN 1996-1-2:2005)

Tégla osztálya	2						
Falazat jellemzői	5 N/mm ² ≤ f _b ≤ 35 N/mm ² , vékony vastagságú habarcsra 800 kg/m ³ ≤ ρ ≤ 2200 kg/m ³						
	Tűzállósági időtartam (perc)						
	30	45	60	90	120	180	240
	A tűzállósági időtartamhoz rendelt minimális falvastagság t _f (mm)						
α ≤ 1	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	100/170 (100/140)	140/240 (140)	190/240 (190/240)	190/240 (190/240)
α ≤ 0,6	90/100 (90)	90/100 (90)	90/100 (90/100)	100/140 (100/140)	190/240 (100/140)	190/240 (140/190)	190/240 (190)

$A_{\theta 2}$ a 100 °C feletti de 600 °C alatti hőmérsékletű falazat területe

A 100 °C és 600 °C hőmérséklet közötti falazat szilárdságát $c_{\theta} = 0,8$ tényezővel kell csökkenteni, de az anyagoldali biztonsági tényező értéke tűz esetén 2,2 helyett 1,0. A 600 °C feletti részek teherbírását nem szabad figyelembe venni.

Tehát jelen esetben a fal vastagsága 45 mm-rel csökken, vagyis a teherbírását 75 mm-es falvastagságra kell igazolni

5. A FASZERKEZETEKRŐL ÁLTALÁBAN

A fa szerkezeti alkalmazása az utóbbi évtizedekben széles körben terjed. Hagyományos építészeti alkalmazása – mint tetőszerkezetek, kőszházak, oszlop-gerendavázis épületek, csarnokok, kilátók, kulisszaépítmények – mellett a mérnöki felhasználás is egyre gyakoribb. Fűrészelt fa rúdszerkezetek leggyakrabban a kőszházépítésben, az általános házak tetőszerkezeteinél vagy látszó fafödémeknél fordulnak elő.

Rétegelt ragasztott faanyagot (RR-fa, ill. GluLam) jellemzően akkor alkalmazunk, ha a fűrészelt fáénál nagyobb keresztmetszetű vagy hosszúságú, esetleg íves tengelyű elemek szükségesek. Ezzel az faanyaggal pl. oszlop-gerenda főtartóvázakat, csarnokokat, hidakat vagy tornyokat építhetünk.

Felületszerkezetekhez rétegelt-ragasztott deszkalemezeket (CLT) vagy élpalló táblákat alkalmaznak.

Fűrészelt fa rúdszerkezetek jellemzően fenyőből készülnek (C-szilárdsági osztályúak), leggyakoribb a luc- vagy erdei fenyő, illetve igényesebb esetekben a vörösfenyő. Lombos fafajokat (D-szilárdsági osztályúak) ritkábban alkalmaznak, ha igen, akkor tölgyfát vagy elvétve akácot.

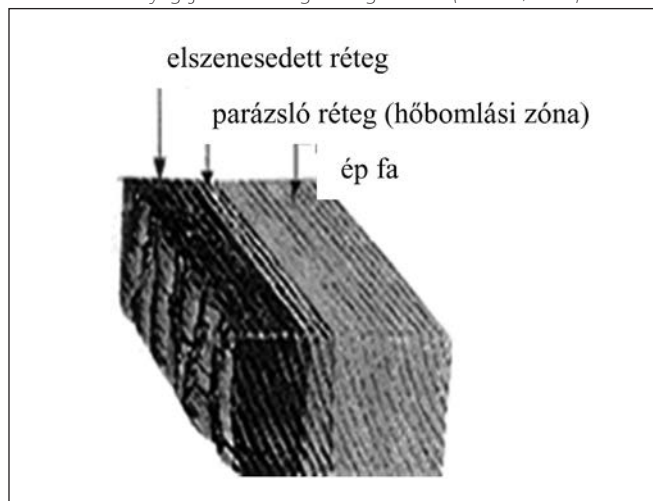
Mint az összes szerkezeti anyagnál, a fánál is általában acél kapcsoló- vagy megerősítő elemeket használunk a tartószerkezeti elemek összeépítéséhez. Ragasztott kapcsolatok túlnyomóan üzemben készülnek, és így a szerkezeti elem részét alkotják.

A fa szerkezeti elemek tűzvédelmi burkolataként túlnyomóan gipsz alapú lemezeket, általános gipszkartont (GKB), tűzálló gipszkartont (GKF) vagy gipszrost lemezeket építenek be (Balázs, Horváth, Kulcsár, Lublőy, Maros, Mészöly, Sas, Takács, Vigh, 2010).

6. A FASZERKEZETEK VISELKEDÉSE TŰZBEN

Tűzhatás során a faanyag magas hőmérsékleten jelentős kémiai átalakulásokon megy át (5. ábra). A faanyag égése

5. ábra: A faanyag jellemző rétegei az égés során (Schäffer, 1967)



hőtermelésben és az elszéneseződésben egyaránt megmutatkozik. A hőbomlás (pirolízis) során éghető gázok fejlődnek, melyek a fa felületéhez közel kaphatnak lángra, míg a parázslás felületi izzást jelent. A fa kémia átalakulását a hőmérséklet függvényében a 5. táblázatban adjuk meg (Németh, 1998).

5. táblázat: A fa kémiai átalakulásai a hőmérséklet függvényében (Németh, 1998)

Hőmérséklet	Jelenség
600-700 °C	A fafelület parázslással ég
330 °C	Fa öngyulladás
250-300 °C	Eltávozott gázok folytonos égése
200-250 °C	Fa lobbanáspontja
100-200 °C	Felületi elszéneseződés
100 °C	A faanyag nedvességtartama eltávozik

A kísérletek alapján az elszéneseződés, ill. a hőbomlási zóna (5. ábra) – eredeti felszínhez képesti – mélysége (d_{char} charring depth) közelítőleg lineáris összefüggéssel írható le:

$$d_{char} = \beta \cdot t \quad (2)$$

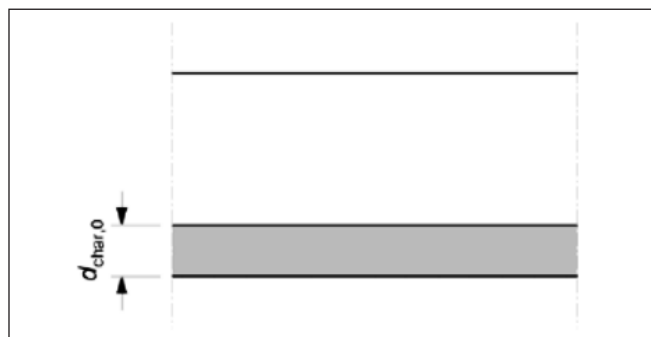
ahol

β az elszéneseződési sebesség, mm/min – ben,
 t pedig a tűzhatás ideje, min.

Az elszéneseződött réteg vastagságába a hőbomlási zónát is beleértjük, így valójában az ép keresztmetszeten kívüli részt határozzuk meg. Az elszéneseződött réteg vastagságát – és ezzel az elszéneseződési sebességet – kísérleti úton mérték meg, a tűzkísérlet után az elszéneseződött réteg eltávolításával. Az MSZ EN 1995-1-2:2005 – a hőbomlási zóna hőmérsékletéhez igazodva – névleg a 300 °C-os izotermát szabja meg elszéneseződési mélységnek.

Az elszéneseződési sebesség – számos más paraméter mellett – legfőképp a fafajtól, a faanyag tömörségétől valamint a keresztmetszet geometriai viszonyaitól függ.

Sík felületen egyoldali (egydimenziós) tűzhatáskor – pl. élpalló táblák, rétegelt deszkalemez, OSB – az elszéneseződési mélység és az elszéneseződési sebesség jól mérhető és definiálható (6. ábra):



6. ábra: Az elszéneseződött fa réteg vastagsága ($d_{char,0}$) egyoldali (egydimenziós) tűzhatás esetén (MSZ EN 1995 1-2:2005)

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (2a)$$

$d_{char,0}$ az elszéneseződött réteg vastagsága
 β_0 az elszéneseződési (beégési) sebesség sík felületen, standard tűzhatás
 t a tűzhatás időtartama.

Több oldalról működő tűzhatás esetén – mely jellemzően rúdszerkezeteket ér – a sík felületekhez képest a metsződési élek környezetében többdimenziós hőáram és fokozott elszéneseződés tapasztalható. Ez a jelenség pl. az elszéneseződési front lekerekítésével vehető figyelembe, ami a korábbi

ENV-előszabvány (MSZ ENV 1995-1-2:2000) alapján még alkalmazható volt, de a mérnöki számításokat a gyakorlatban feleslegesen bonyolítaná. Másik lehetőség egy helyettesítő, azaz a keresztmetszet határoló síkjaival párhuzamos, névleges elszenesedési front felvétele, és az elszenesedési mélység ($d_{char,n}$) ill. sebesség (β_n) megállapítása (7. ábra).

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (2b)$$

$d_{char,n}$ elszenesedett réteg névleges vastagsága többdimenziós tűzhatásnál

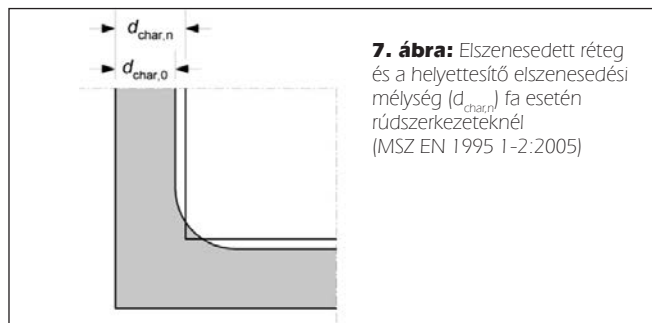
β_n névleges elszenesedési (beégési) sebesség rúdszerkezetenél standard tűzhatás esetén

t tűzhatás időtartama.

Az elszenesedési sebességek faanyagokra az MSZ EN 1995-1-2:2005 alapján az alábbiak (6. táblázat):

Faanyag	β_o [mm/min]	β_n [mm/min]
a) fenyő és bükk RR-fa (GL), $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ fűrészelt fa, $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70 0,80
b) lombos fa fűrészelt fa vagy RR-fa (GL), $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ fűrészelt fa vagy RR-fa (GL), $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70 0,55
c) ragasztott furnérfa (LVL) fűrészelt fa vagy RR-fa (GL), $\rho_k \geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
d) fa építőlemez, $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$ és $d \geq 20 \text{ mm}$ tömör falemez rétegtelt lemez egyéb faanyagú lemez	0,90 1,00 0,90	- - -

6. táblázat: Fa anyagú sík felület és rúdszerkezetek elszenesedési (beégési) sebessége, β_o és β_n (MSZ EN 1995 1-2:2005)



7. ábra: Elszenesedett réteg és a helyettesítő elszenesedési mélység ($d_{char,n}$) fa esetén rúdszerkezeteknél (MSZ EN 1995 1-2:2005)

Fűrészelt fa gerendák vagy oszlopok beégési sebessége (β_n) száradási repedések miatt nagyobb egy azonos keresztmetszetű RR-fához képest (6. táblázat).

Rendkívüli tervezési helyzetben – ilyen a tűzhatás is – az Eurocode a korábbi Magyar Szabvány koncepciójához hasonlóan csökkentett biztonsági szintet követel meg. Faanyag esetén az Eurocode 5 a szilárdság 20%-os kvantilisére való tervezést engedi meg. A 20%-os kvantilis (f_{20}) és az 5%-os kvantilis (f_k : karakterisztikus érték) hányadosát a k_{fi} tényező mutatja meg, melynek értékei különböző faanyagokra az 7. táblázat szerint vehetők figyelembe.

Faanyag	$k_{fi} = f_{20}/f_k$
fűrészelt fa - fenyő és lombos fa	1,25
RR-fa (GL)	1,15
faalapú építőlemez	1,15
ragasztott furnérfa (LVL)	1,1

7. táblázat: A fa szilárdság 20%-os és az 5%-os kvantilisának aránya – k_{fi} (MSZ EN 1995 1-2:2005)

Faszerkezet méretezésére tűz hatásra az MSZ EN 1995 1-2:2005 szerint a következő módszereket javasolja:

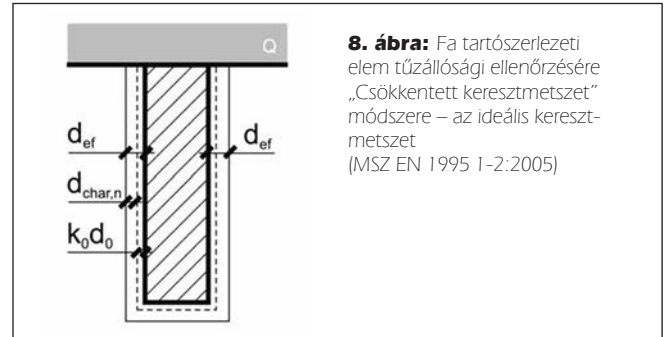
- csökkentett keresztmetszet módszere

- redukált anyagjellemzők módszere.

A csökkentett keresztmetszetek módszere egyszerű tervezési módszer, a mérnöki gyakorlat túlnyomó többségében ezt használjuk, és az MSZ EN 1995-1-2:2005 Nemzeti Melléklete is ennek alkalmazását javasolja.

A geometriától függően egy- vagy többoldali elszenesedett külső kérget nem veszünk figyelembe, és a hőbomlási front alatti átmeneti, névlegesen $k_o \times d_o = 7 \text{ mm}$ vastag zóna szilárdságát is nullának tekintjük, ami azt jelenti, hogy $d_{ef} = d_{char,n} + 7 \text{ mm}$ (8. ábra).

Az ép fakeresztmetszet ezen belüli, alacsony hőmérsékletű részét (ideális keresztmetszet) 20°C-os szilárdsági értékével vehetjük figyelembe.



8. ábra: Fa tartószerkezeti elem tűzállósági ellenőrzésére „Csökkentett keresztmetszet” módszere – az ideális keresztmetszet (MSZ EN 1995 1-2:2005)

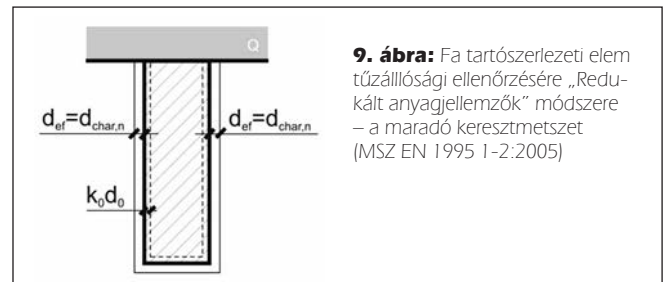
A keresztmetszet szilárdságának tervezési ($f_{d,fi}$) értéke a következő összefüggéssel számítható az (1) jelű összefüggés alapján:

$$f_{d,fi} = k_{fi} \frac{k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} f_k \quad (3a)$$

ahol

- f_k a szilárdság karakterisztikus értéke (5%-os kvantilis)
- k_{fi} a 20%-os kvantilis aránya a karakterisztikus értékhez képest
- $\gamma_{M,fi}$ anyagoldali biztonsági tényező, értéke tűzhatásnál 1,0
- $k_{mod,fi}$ módosító tényező, értéke 1,0

A redukált anyagjellemzők módszere munkai igényesebb, de az előzőnél pontosabb módszer (9. ábra). A mérnöki gyakorlatban jellemzően karcsú fakeresztmetszetek igazolására használjuk, mint pl. szeglemezes fatartók palló vastagságú elemeinél. Az elszenesedett külső kérget nem vesszük figyelembe teherbírási szempontból, a hőbomlási front alatti 7 mm vastag átmeneti zónát azonban igen.



9. ábra: Fa tartószerkezeti elem tűzállósági ellenőrzésére „Redukált anyagjellemzők” módszere – a maradó keresztmetszet (MSZ EN 1995 1-2:2005)

Az átmeneti zóna a maradó keresztmetszet peremén, a várható legnagyobb normálfeszültségek helyén található, ezért a teljes maradó fakeresztmetszet az átmeneti zóna magasabb hőmérsékletének megfelelő, csökkentett ($k_{mod,fi}$) szilárdsággal és merevségi jellemzőkkel vehető figyelembe. Az átmeneti zóna magasabb hőmérséklete mérnöki szempontból nehezen megfogható fogalom, így annak hatását az indirekt, a felmelegedésre jellemző kompaktsági mérőszámmal, az ép keresztmetszet kerület-terület függvényében (p/A_e) írják le az (1) jelű összefüggés alapján.

$$f_{d,fi} = k_{fi} \frac{k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} f_k \quad (3b)$$

és

$$E_{05,fi} = k_{fi} \frac{k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} E_{05} \quad (4)$$

ahol

$f_{d,fi}$ a szilárdság tűzhatás során figyelembe vehető tervezési értéke,

f_k a szilárdság karakterisztikus értéke (5%-os kvantilis),
 $E_{05,fi}$ rugalmassági modulus tűzhatás során számítható tervezési értéke stabilitásvizsgálathoz,

E_{05} a rugalmassági modulus értéke (5%-os kvantilis) – stabilitásvizsgálathoz (pl. kihajlás),

k_{fi} a 20%-os kvantilis aránya a karakterisztikus értékhez képest,

$\gamma_{M,fi}$ biztonsági tényező, értéke tűzhatásnál 1,0 – teherbírasi és használati határállapotban egyaránt,

$k_{mod,fi}$ módosító tényező, értéke legalább 20 perces tűz esetén a következők szerint számítható.

- hajlítás:

$$k_{mod,fi} = 1 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r}$$

- nyomás:

$$k_{mod,fi} = 1 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r}$$

- húzás továbbá rugalmassági modulus:

$$k_{mod,fi} = 1 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r}$$

ahol

p az elszenesedett kéreg alatti maradó keresztmetszet kerülete (m)

A_r az elszenesedett kéreg alatti maradó keresztmetszet területe (m²).

$T = 0-20$ perc tűzhatás-időtartam intervallumának $k_{mod,fi}$ módosító tényezője a $T = 0$ perc időtartamhoz tartozó $k_{mod,fi} = 1,0$ és a $T = 20$ perc időtartamhoz tartozó $k_{mod,fi}$ tényező között lineáris interpoláció alkalmazható.

A védelem nélküli faanyag elszenesedését (beégését) figyelembe vevő számítási eljárásokkal általában csak korlátozott tűzállósági határértékek igazolhatók (jellemzően 30, esetleg 60 perc). Nagyobb tűzállósági határértékek elérésének egyik lehetősége a faanyag tűzvédő építőlemezekkel – pl. tűzálló gipszkartonnal – való burkolása, vagy tűzvédő festékekkel való kezelése. A festékek tűzállóság fokozó hatását fára az MSZ EN 1995-1-2:2005 számításában nem lehet figyelembe venni.

7. FASZERKEZET MÉRETEZÉSE TŰZÁLLÓSÁGRA

A számpélda során egy szarufa méretezését végezzük el. A szarufa önálló védelem nélkül nem felelt meg, ezért a gipszkartonnal burkolt szerkezet méretezését is elvégeztük. Két réteg

gipszkarton alkalmazásával 60 perc tűzállóságot igazoltunk (Móder, 2010).

1. példa: A szarufa állékonyságának ellenőrzése védelem nélkül, 60 perces tűzhatásra

A szarufa méretei:

szélesség $b=80$ mm
 magasság $h=200$ mm

Szarufa állékonyságának ellenőrzése - csökkentett keresztmetszet módszerével

Anyagjellemzők tervezési értékei:

20%-os kvantilisre való áttérő tényező $k_{fi}=1,25$
 A tűzhatás módosító tényezője $k_{mod,fi}=1,0$
 A tűzhatás biztonsági tényezője $\gamma_{M,fi}=1,0$
 A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás karakterisztikus értéke: $f_{c,0,k}=20$ N/mm²
 A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás 20% kvantilishez tartozó értéke:

$$f_{c,0,20} = k_{fi} \cdot f_{c,0,k} \quad f_{c,0,20} = 26,67 \text{ N/mm}^2$$

A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás tervezési értéke tűzterherre, a (3a) képlet alapján:

$$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{c,0,20}}{\gamma_{M,fi}} = 26,25 \text{ N/mm}^2$$

A hajlítási teherbírás karakterisztikus értéke: $f_{m,k}=24$ N/mm²
 Száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás 20% kvantilishez tartozó értéke:

$$f_{m,k,20} = k_{fi} \cdot f_m \quad f_{m,k,20} = 30 \text{ N/mm}^2$$

A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás tervezési értéke tűzterherre a (3a) képlet alapján:

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{m,k,20}}{\gamma_{M,fi}} = 30 \text{ N/mm}^2$$

A rugalmassági modulus karakterisztikus értéke: $E_{0,05}=7,4$ kN/mm²
 A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás 20% kvantilishez tartozó értéke:

$$E_{0,20} = k_{fi} \cdot E_{0,05} \quad E_{0,20} = 9,25 \text{ kN/mm}^2$$

A száliránnyal párhuzamos húzási teherbírás tervezési értéke tűzterherre:

$$E_{0,20,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{0,20}}{\gamma_{M,fi}} = 9,25 \text{ N/mm}^2$$

Az effektív elszenesedési mélység meghatározása:

- együttható: $k_0=1,0$
 - a pirolízis zóna mélysége: $d_0=7$ mm

A helyettesítő elszenesedési mélység 60 perc után, a (2b) képlet alapján:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot \Delta t \quad d_{char,n} = 48 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad d_{char,n} = 48 \text{ mm}$$

60 perces tűzhatás során védelem nélkül a teljes szélességben beég a keresztmetszet.

2. példa: A szarufa állékonyságának ellenőrzése tűzálló gipszkarton védelemmel, 60 perces tűzhatásra

A gipszkarton védelem tönkremeneteli időpontjának számítása

A gipszkarton lemez szerkezet felőli vastagsága: $h_{in}=12,5$ mm
 A gipszkarton réteg hatékony vastagságának számítása:

$$h_p = h_{out} + 0,5 h_{in} \quad h_p = 18,75 \text{ mm} \quad h_{out}=12,5 \text{ mm}$$

A faanyagú szerkezeti elemek késleltetett elszenesedési ideje (MSZ EN 1995 1-2:2005):

$$t_{ch} = \left(2,8 \cdot h_p \frac{1}{mm} - 14 \right) \text{ min} = 38,5 \text{ min} , t_f = t_{ch}$$

A 25 mm-es beégési mélység, illetve a gyors beégés pontja: elszenesedési sebesség: $\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$

A burkolat tönkremenetele utáni együttható: $k_3 = 2$

A burkolat tönkremeneteli időpontja (MSZ EN 1995-1-2):

$$t_a = \min \left[2t_f, \left(\frac{25}{k_3 \beta_n} \frac{\text{min}}{\text{mm}} \right) \text{ min} + t_f \right] = 54,125 \text{ min}$$

Az állékonyság szükséges ideje a tűzvédő burkolat tönkremenetelét követően: $\Delta t = 45 \text{ min} - t_f = 6,5 \text{ min}$

Tehát a faszervezetnek tűzálló gipszkarton burkolat esetén legalább 6 perces tűzállósággal kell rendelkeznie. Felhívjuk a figyelmet, hogy ezután a szerkezet beégési sebessége kétszerese lesz a burkolat nélkülihez képest (MSZ EN 1995 1-2).

Az effektív elszenesedési mélység meghatározása:

együttható: $k_0 = 1,0$
 A pirólízis zóna mélysége: $d_0 = 7 \text{ mm}$
 A helyettesítő elszenesedési mélység 60 perc után
 $d_{char,n} = \beta_n \cdot \Delta t$ $d_{char,n} = 10,4 \text{ mm}$
 $d_{eff} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$ $d_{char,n} = 17,4 \text{ mm}$

60 perces tűzhatás során védelem nélkül teljes szélességben beég a keresztmetszet.

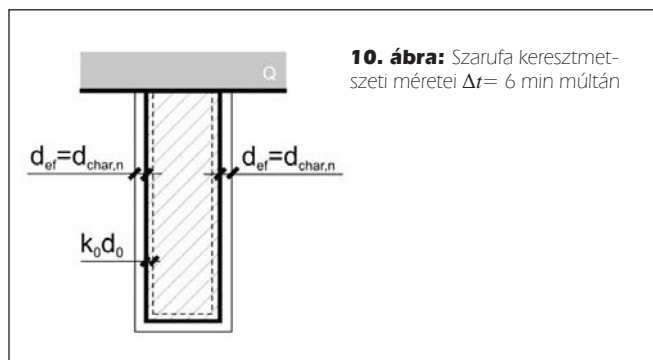
Csökkentett keresztmetszet geometriai méreteinek meghatározása háromoldali tűzhatás feltételezésével (10. ábra)

Kezdeti keresztmetszeti méretek (t=0 min)

A szarufa szélessége üzemi hőmérsékleten: $b = 80 \text{ mm}$
 A szarufa magassága üzemi hőmérsékleten: $h = 200 \text{ mm}$
 A szarufa keresztmetszeti területe üzemi hőmérsékleten:
 $A = 160 \text{ cm}^2$

Kezdeti keresztmetszeti méretek (t=6 min)

A szarufa csökkentett szélessége: $b = 45,2 \text{ mm}$
 A szarufa csökkentett magassága: $h = 182,6 \text{ mm}$
 A szarufa csökkentett keresztmetszeti területe: $A = 82,535 \text{ cm}^2$
 Szarufa állékonyságának igazolása ($\Delta t = 6,5 \text{ min}$, $t_{req} = 45 \text{ min}$)



Inercia nyomaték:

$$I_{y,s,fi} = \frac{b_{s,fi} h_{s,fi}^3}{12} = 2293 \text{ cm}^4$$

Inercia sugár:

$$i_{y,s,fi} = \sqrt{\frac{I_{y,s,fi}}{A_{s,fi}}} = 5,271 \text{ cm}$$

A kihajlási hossz:

$$l_0 = 0,8 \frac{10m}{2 \cos(30)} = 4,619 \text{ m}$$

A karcsúság:

$$\lambda_{y,s,fi} = \frac{l_0}{i_{y,s,fi}} = 87,623$$

Az Euler-féle kritikus kihajlási feszültség meghatározása:

$$\sigma_{c,crit,s,fi} = \pi^2 \frac{E_{0,20,fi}}{\lambda_{y,s,fi}^2} = 11,891 \text{ N/mm}^2$$

A relatív karcsúság:

$$\lambda_{rel,y,s,fi} = \sqrt{\frac{f_{c,0,20}}{\sigma_{c,crit,s,fi}}} = 1,486$$

Instabilitási tényező:

$$k_{y,s,fi} = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y,s,fi} - 0,3) + \lambda_{rel,y,s,fi}^2] = 1,722$$

$$\beta_c = 0,2$$

$$k_{c,y,s,fi} = \frac{1}{k_{y,s,fi} + \sqrt{k_{y,s,fi}^2 - \lambda_{rel,y,s,fi}^2}} = 0,386$$

A feszültség összetevők az egyidejű mértékadó igénybevételekből:

Nyomásból:

$$\sigma_{c,0,d,fi} = \frac{N_{Ed,s,fi}}{A_{s,fi}} = 3,018 \text{ N/mm}^2$$

Hajlításból

$$\sigma_{m,y,d,fi} = \frac{M_{Ed,s,fi} h_{s,fi}}{I_{y,s,fi}} = 11,87 \text{ N/mm}^2$$

Szarufa ellenőrzése:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,fi}}{f_{c,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,d,fi}} = 0,671 , \text{ tehát megfelel.}$$

8. ÖSSZEFOGLALÁS

A tűz, illetve a magas hőmérséklet az építőanyagokra extrém terhelést jelent. Tűz hatására az építőanyagok szilárdsági, illetve merevségi jellemzői különböző mértékben változnak. Jelen cikk keretein belül a falazott szerkezetek és a faszervezetek szilárdsági jellemzőinek változását és méretezési módszereit ismertettük. Két faszervezeti elem tűzállósági ellenőrzésére számítást is bemutattunk.

1. Az MSZ EN 1996-1-2:2005 **falazott szerkezetek** tűzterhelésre való tervezési módszerei:

Táblázatos adatokkal való összehasonlítás során a falazott szerkezet osztályba sorolása után a minimális falvastagságot ellenőrizni kell. A minimális falvastagság biztosítja a teherhordást, az integritási, a szigetelési és mechanikai hatással szembeni ellenállást. A szükséges minimális falvastagságot a falazat anyag szilárdsága és a habarcs minősége együttesen határozza meg.

Hatékony keresztmetszetek módszere során az izoterma vonalak helyének meghatározása után részekre bontjuk és meghatározzuk a szilárdsági és merevségi jellemzőket, majd ezekkel az adatokkal végezzük el a méretezést.

Numerikus számítási módszerek (advanced calculation)

- termo-mechanikai méretezés,
- termo-hidro-mechanikai méretezés.

A numerikus módszerek lehetőséget nyújtanak a mérnököknek a hőmérsékleti hatások fizikai és kémiai paraméterek alapján való meghatározására, azonban az anyagtani jellemzők figyelembevételére csak a termo-hidro-mechanikai méretezés alkalmas.

2. A **faszerkezetek** méretezésére tűz hatás az MSZ EN 1995 1-2:2005 a következő módszereket javasolja:

- Csökkentett keresztmetszet módszere
- Redukált anyagjellemzők módszere

A *csökkentett keresztmetszetek* módszere egyszerű tervezési módszer, a mérnöki gyakorlat túlnyomó többségében ezt használjuk, és a Nemzeti Melléklet is ennek alkalmazását javasolja. A geometriától függően egy- vagy többoldali elszenesedett külső kérget nem vesszük figyelembe, és a hőbomlási front alatti átmeneti, névlegesen $k_0 \times d_0 = 7$ mm vastag zóna szilárdságát is nullának tekintjük. Az ép fakeresztmetszet ezen belüli, alacsony hőmérsékletű részét (ideális keresztmetszet) pedig a 20°C-os szilárdsági értékkel vesszük figyelembe.

Redukált anyagjellemzők módszere munkaigényesebb, de az előzőnél pontosabb módszer. A mérnöki gyakorlatban jellemzően karcsú fakeresztmetszetek igazolására használjuk, mint pl. szeglemezes fatartók palló vastagságú elemeinél. Az elszenesedett külső kérget nem vesszük figyelembe, a hőbomlási front alatti átmeneti kb. 7 mm vastag zónát azonban igen, vagyis a teljes maradó keresztmetszetet.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A munka szakmai tartalma kapcsolódik a „Új tehetséggondozó programok és kutatások a Műegyetem tudományos műhelyeiben” c. projekt szakmai célkitűzéseinek megvalósításához. A projekt megvalósítását a TÁMOP-4.2.2.B-10/1--2010-0009 program támogatja.

10. HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., Lublőy É. (2010) Tűzhatásra való méretezési lehetőségek áttekintése vasbetonszerkezetek esetén, VASBETONÉPÍTÉS 2010/1 pp: 15-22
- Balázs L. Gy, Horváth L., Kulcsár B., Lublőy É., Maros J., Mészöly T., Sas V., Takács L., Vigh L., (2010) Szerkezetek tervezése tűzteherre az MSZ EN szerint (beton, vasbeton, acél, fa), Magyar Mérnökakadémia Tartószerkezeti Tagozat (Oktatási segédlet)

- Móder István (2010) Torokgerndás fa fedélszék tűzteherre történő vizsgálata (diplomamunka, BME)
- Molnár Sándor (2004) Faanyagismeret, Mezőgazdasági Szaktudás Kiadó, ISSN 9639553174
- MSZ EN 1995-1-2 (2005) Eurocode 5. Faszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzhatásra (2010-ben: angol nyelvű)
- MSZ ENV 1995-1-2 (2000) – visszavont előszabvány. Eurocode 5. Faszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzhatásra
- MSZ EN 1996 1-2 (2005) Eurocode 6. Öszvérszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzhatásra (2010-ben: angol nyelvű)
- Németh K., (1998) Faanyagdegradációja, Mezőgazdasági Szaktudás Kiadó, Budapest, 1998 ISBN 963 356 226 0
- Schaffner, E.L. (1967) Charring rate of selected wood-transerve to grain. Research Paper FPL-69. USDA Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin
- OTSZ 2011, 9/2008. (II. 22.) ÖTM rendelet Az Országos Tűzvédelmi Szabályzat kiadásáról (letölthető pl. a www.magyarorszag.hu honlapról)
- Vass V., Lublőy É., Horváth L., Balázs L. Gy. (2011) Acél-beton öszvérszerkezetek tervezése tűzteherre, VASBETONÉPÍTÉS 2011/4 pp: 114-120
- <http://www.hsz.bme.hu>, letöltve: 2011. 11.20
- <http://www.wienerberger.hu>, letöltve: 2011. 11.20

FIRE RESISTANCE OF MASONRY AND TIMBER STRUCTURES

György L. Balázs – Éva Lublőy – Balázs Tóth

Recent fire cases indicated again the importance of fire protection and fire design. Present paper intends to summarize the fire behavior of masonry and timber as well as the possibilities to reach than fire resistance by design. First their behavior is discussed, than the design steps are demonstrated both for masonry (according to EN 1996-1-2) and for timber (according to EN 1995-1-2). Typical examples are also given.

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, okleveles mérnök matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A fib TG 4.1 „Használhatósági határállapotok” munkabizottság és a Special Activity Group 2 „Dissemination of knowledge” elnöke, valamint további fib bizottságok tagja. A fib Magyar Tagozat elnöke. A fib elnöke.

Dr. Lublőy 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.

Tóth Balázs (1958) okl. építészmérnök (BME, 1983) tervező és építőanyaggyártó cégeknél dolgozott, jelenleg az ÉMI munkatársa. Az MSZT/MCS 150 Építmények fenntarthatósága” Műszaki bizottság elnöke. A Magyar Építőipar című szakfolyóirat szerkesztőbizottságának elnökhelyettese és az Esettanulmányok albizottság vezetője. Fő érdeklődési területei: az építés és az építészet minőségének javítása, települések és a lakóépületek jövője, téglalapítás, épületakusztika, épületenergetika.

EGY XIX. SZÁZADI ÉPÜLET TÉGLAFALAZATÁNAK TEHERBÍRÁSA



Nagy Anna Flóra – Szalay Dávid – Dr. Hegyi Dezső – Dr. Armuth Miklós

A cikk egy tipikus XIX. század végi épület téglafalazatának teherbírását vizsgálja. A vizsgálatokat a régi 15000-es szabványsorozat és a hatályos Eurocode szerint, különböző statikai modellek felvételével végeztük el. A különböző szabványok és különböző statikai modellek alkalmazása esetén a kihasználtság hasonlóan alakult, a falazat minden esetben erősen túlterheltnek bizonyult.

Kulcsszavak: téglafalazat, Magyar Szabvány, Eurocode, tartószerkezetek modellezése, kihasználtság, teherbírás

1. BEVEZETÉS

A XIX. század végén, a XX. század elején épült épületeket mind nagyobb számban alakítják át, vagy újítják fel. Nem egy esetben rendeltetésük is módosul. Bármely beavatkozás előtt statikai szakvélemény készítése szükséges. Fel kell mérni az épület állapotát, meg kell vizsgálni a teherhordó szerkezeteket, a felhasznált anyagokat és ezek károsodásait, továbbá a tartószerkezeti rendszert. A hagyományos szerkezetek modellezésére vannak bejáratott módszerek, de az anyagminőségekben rendszerint nagy a bizonytalanság. Tovább bonyolítja a vizsgálatot az Eurocode 6 bevezetése, amely újfajta követelményeket támaszt a tartószerkezetekkel szemben. A korabeli épületek az új elvárásoknak, de gyakran az MSZ 15000-es szabványsorozat elvárásainak sem felelnek meg.

2. AZ ÉPÜLET BEMUTATÁSA

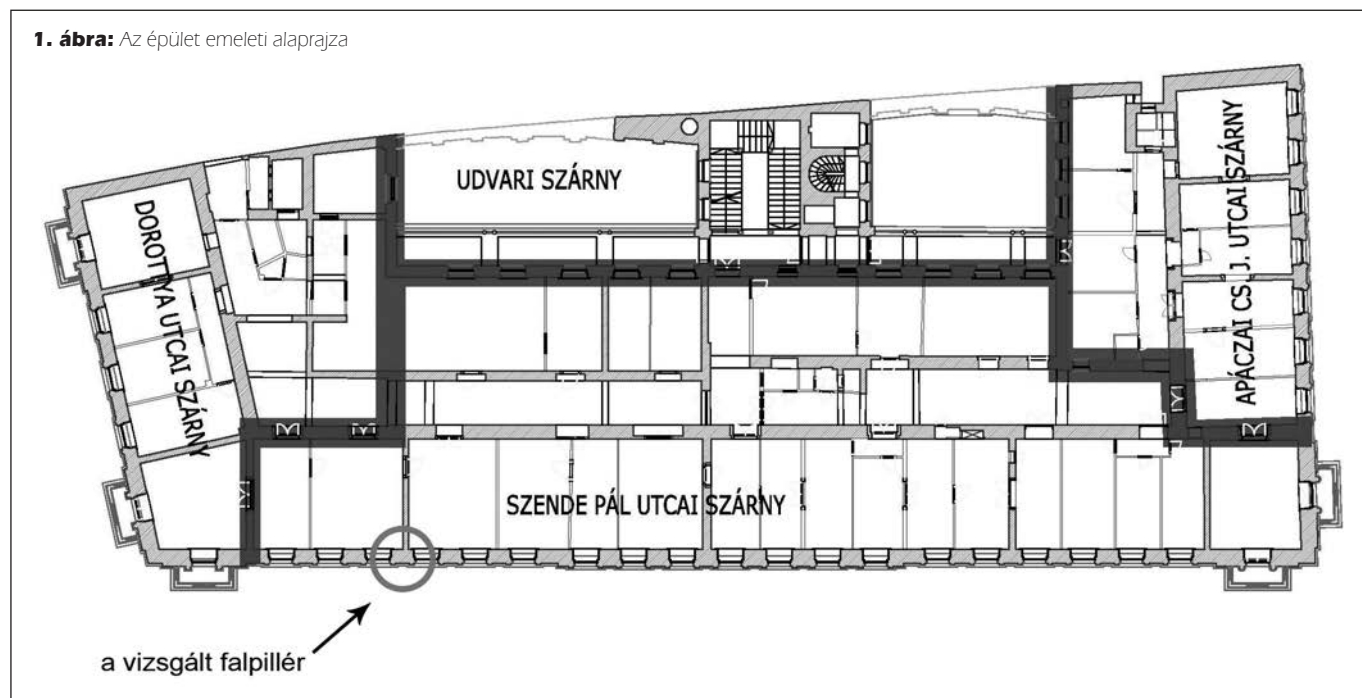
A cikkben a Budapest, V. kerület Szende Pál u. 3. szám alatt

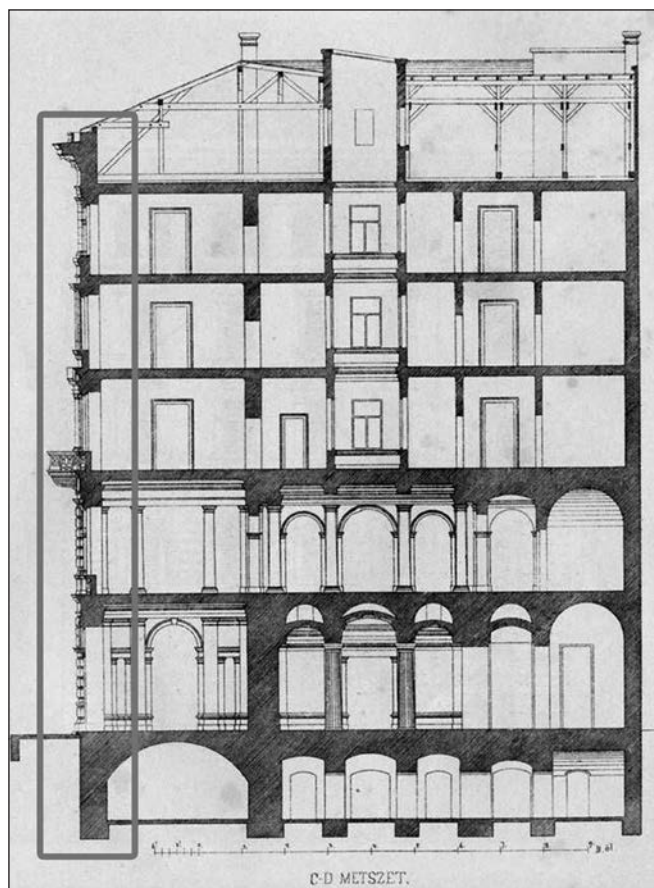
található épületet vizsgáljuk, melynek átalakítását tervezik. A közel 130 éves épületről részletes statikai szakvélemény készült (Armuth, Hegyi, 2008). A jellemzően hétszintes (pince, földszint, I., II., III. és IV. emelet, padlás felépítésű) épület tervei 1872-re készültek el. A körülbelül 71x28,5 m befoglaló idomú épület kivitelezését 1872-73-ban végezték. Az Egyesült Fővárosi Takarékpénztár által épített eklektikus stílusú, több célú épületet Wéber Antal tervezte, és Wágner János építőmester építette (1. és 2. ábra).

A tartófalak nagyméretű, égetett agyagtéglából készültek. A kézi vetésű téglaszilárdságát a szakirodalom 3-10 N/mm² közé teszi. Az alacsony szilárdságot és a szilárdság nagy szórását a gyártási technológiával lehet magyarázni. A tartófalakat mészhabarcos felhasználásával falazták.

A szerkezeti kialakítás érdekessége, hogy a homlokzati falak belső síkja ún. „absztozás” nélküli: a falak szélesítését a falak külső, utcai oldalán oldották meg. Ez a földemek kialakításával magyarázható: a belső oldali absztozásra általában a csapos fagerendás földem miatt van szükség. A falsík

1. ábra: Az épület emeleti alaprajza





2. ábra: Az épület metszete

minden szinten való visszaléptetésére azért van szükség, hogy a fagerendák felfekvése fölé ne kelljen falazni. A vizsgált épület földemei azonban acélgerendákkal készültek. A 2,5-3,0 m-es tengelytávolsággal elhelyezett gerendák közé – a főfalakkal párhuzamosan – csapos gerenda fáfödémeket építettek. Az acélgerendák végeire biztonságosan rá lehetett falazni.

3. A FALAZAT JELLEMZŐI

A statikai szakvélemény készítése során az épület falait szemrevételezéssel, Schmidt-kalapáccsal és geometriai mérésekkel vizsgálták meg a roncsolásmentes vizsgálatokhoz készített nagyszámú feltárási helyen. A téglák anyagát laboratóriumi törővizsgálatokkal, a habarcsok összetételét vegyelemzéssel is vizsgálták.

A épületben felhasznált téglák méretei nagy szórást mutattak, azonban azonos falszakaszon belül nem voltak feltűnőek a méretkülönbségek. A darbtéglák felhasználásának aránya nem volt kiugró. A téglák jellemzően kötésbe vannak falazva, alig vannak egymás fölé eső függőleges fugák. A fugák vastagsága nagyon egyenetlen: 2-18 mm között ingadozik. Ez a változatosság kis falfelületet vizsgálva is jellemző. A téglák közötti fugák kitöltöttsége szintén vegyes képet mutat. A falak felületén gyakran csak 20-30%-ban kitöltötték a függőleges fugák és a vízszintes fugák között is gyakori az 50% alatti kitöltöttség.

A téglák helyszíni szilárdsági vizsgálata „N típusú” Schmidt-kalapáccsal történt. Az épület valamennyi szintjén, összesen 128 helyen készültek vizsgálatok. Függőleges értelemben nyolc sávot jelöltek ki és ebben a nyolc sávban a homlokzaton és a középfőfal téglanyagán is minden szinten készült feltárási mérések kiértékelése az MI 15011-1988 Műszaki Irányelv (javított Dulácska Endre és Borosnyói Adorján) táblázata szerint történt. Ezek alapján a téglák szilárdsága szintenként más-más értékre, az egész épületre nézve átlagosan 8 N/mm^2 -

re vehető fel. Cementet a habarcsminták nem tartalmaztak. A kémiai vizsgálaton túl a falazóhabarcsot véséssel, illetve a kivett minták morzsolgatásával is megvizsgálták. A falazatokban található habarcs az épület egészében Hf5 szilárdsági kategóriába sorolható, vagyis szilárdsága $0,5 \text{ N/mm}^2$ -re vehető fel. A két érték ismeretében a Magyar Szabvány és az Eurocode eltérő számítást javasol a teljes falazat szilárdságának meghatározására. Az MSZ szerint végezve a számításokat a szilárdságok a legfelső szinttől a földszint felé haladva $0,6$ és $0,8 \text{ N/mm}^2$ között ingadoznak, míg az Eurocode szerint $0,6$ és $0,9 \text{ N/mm}^2$ között változnak (ezek mértékadó, illetve tervezési értékek). Tekintettel a falazat fentebb ismertetett tulajdonságaira, a falazat a régi MSZ szerinti II. osztályúnak minősíthető a teljes épületen, az EC szerint 4. kivitelezési osztályba sorolható ($\gamma_M=2,5$).

A kapott értékeket a laborban végzett törővizsgálatok is alátámasztják: a különböző helyekről kivett mintadarabokat előterhelve Schmidt-kalapáccsal vizsgálták, majd az ebből kapott értékeket összevetették a törőerő mért értékével. A szakvéleményben a Magyar Szabvány szerint meghatározható határfeszítéssel végezték el a statikai számításokat. Az eredmények szerint a falazat – a legfelső szintet kivéve – minden szinten túlterheltnak bizonyult. A túlterheltség okai: a statikai méretezés nélkül, szokások alapján meghatározott falméretek és a falazatokban használt alacsony szilárdságú anyagok. A homlokzaton szokatlanul nagyméretű ajtó- és ablaknyílásokat alkalmaztak, így a falpillérek szélessége a másol megszokottnál kisebb. A nagy szintmagasságok miatt a főfalak és a válaszfalak súlya jelentős. Az utólagosan beépített válaszfalak terhével megnövekedett a főfalak terhelése is.

Ennek ellenére a téglafalakon túlterhelésre, a teherbírás kimerülésére utaló repedések sehol nincsenek.

4. A VIZSGÁLAT ÚJ IRÁNYAI

Felmerült a kérdés, hogy újabb, részletesebb számításokkal pontosítható-e az eredmény. A vizsgálatok új statikai modellek felvételével, illetve a Magyar Szabvány és az Eurocode 6 által javasolt számítási módszerek összehasonlításával bővültek.

4.1 Vizsgálat a két szabvány szerint

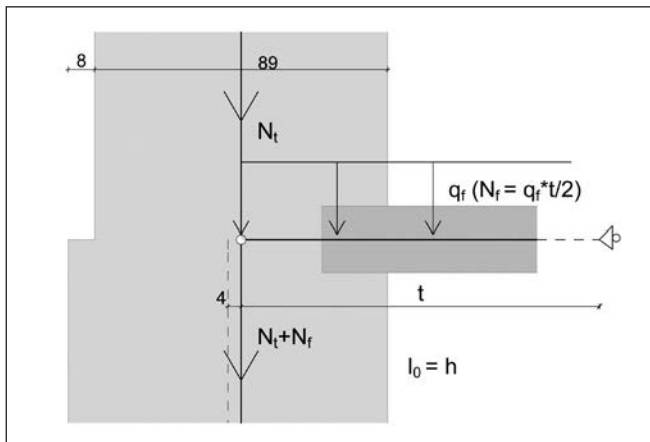
A Magyar Szabvány három eljárását alkalmaztuk a statikai modell függvényében. i) Központos nyomás esetén használható az egyszerűsítő módszer, ahol ϕ karcsúsági csökkentő tényezővel kell a határfeszítés értékét redukálni, amely a szerkezet I_0/h karcsúságától függ (a szakvélemény ezt a módszert követte). ii) Pontosabb eredményt ad, ha a központosnak feltételezett szerkezethez külpontosság-növekményeket veszünk fel, mely az építési pontatlanságokat és a másodrendű hatásokat tartalmazza. iii) A külpontosan nyomott elemeknél a külpontosság-növekményhez hozzáadódik a számított külpontosság, ahol a nyomtaték a földem feltámaszkodásából és a felsőbb szintekről külpontosan átadódó terhekből származik. Ez a valóságot legjobban közelítő eljárás.

Az Eurocode 6 a Magyar Szabvánnyal ellentétben nem különbözteti meg a falazat és a pillér számítását, tehát nem alkalmazza a csökkentő tényezőt a falpillérek teherbírására. Amennyiben az épület merevített, akkor három helyen számít külpontosságot: a fal alján, a fal közepén és a fal tetején. A fal alján és tetején szilárdsági tönkremenetelre, a falmagasság közepén stabilitásvesztésre vizsgálja a falat.

4.2 Felvett modellek

Összesen tíz eltérő statikai modellt állítottunk föl. Ezek az absztrahált falazat, illetve a fal-födém kapcsolat modellezésében különböznek. A cikkben csak a fontosabb modelleket emeljük ki.

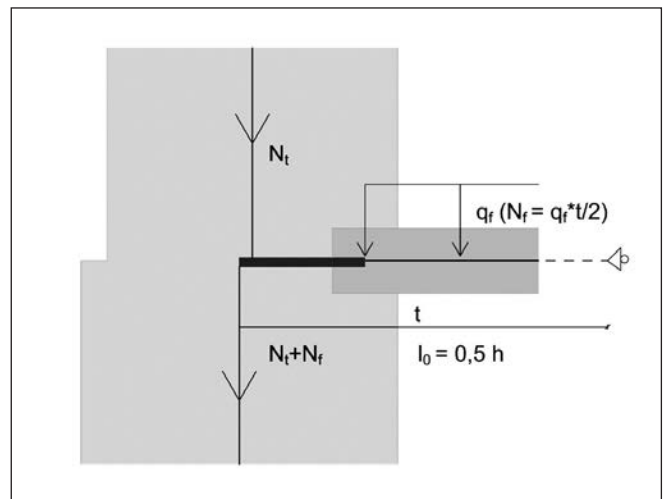
Az *első modell* esetében a falazat szintenkénti szélesedéséből adódó külpontosságot és a födém terhének külpontosságát nem vettük figyelembe. A fal-fal és fal-födém kapcsolat is csuklós. A számításokat a Magyar Szabvány szerint csökkentő tényezővel eljárással, valamint a külpontosság-növekmények alkalmazásával végeztük. Ez a modell az Eurocode 6 szerint csak külpontosság-növekményekkel számítható. A modell előnye, hogy kézi számítása egyszerű, azonban elhanyagolja a tényleges külpontosságokat. Nem veszi figyelembe a födém feltámaszkodásánál keletkező részleges befogási nyomatékokat. A szintenként külön elemekkel modellezett falszerkezet a valóságban egybefüggő. A mellvéd falak és szemöldökök együttlőző hatását is elhanyagolja (3. ábra).



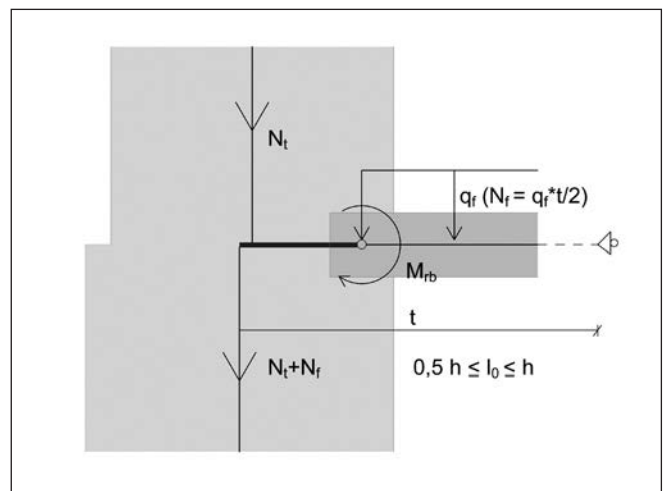
3. ábra: 1. modell, csomóponti kapcsolat

A *második modell* a falazat szintenkénti szélesedését valódi külpontossággal veszi figyelembe, és egy nagy merevségű rúddal modellezi. Ennek hossza megegyezik a pillér súlyponteltolódásával. Azonos módon modelleztük a födém terhének külpontosságát is. A teljes homlokzati falat egybefüggő szerkezeti elemként kezeljük, amely nyomatékbíró kapcsolattal fogadja a födémét. Ezért a fal-fal és fal-födém kapcsolatát is befogással modellezzük (4. ábra). A modell külpontosan felépített, tehát mind a Magyar Szabvány, mind az Eurocode 6 szerint a valódi külpontos számítást használtuk. Előnye, hogy a fal és a födémgerenda merevségét jól modellezi és figyelembe veszi a födémek feltámaszkodásánál keletkező befogási nyomatékokat. Hátránya, hogy a födémgerendák feltámaszkodásakor a valóságban csak részleges befogási nyomaték lép fel. Nem veszi figyelembe a mellvédfalak és a szemöldök együttlőző hatását. Kézi számítása hosszadalmas volna.

A *harmadik modell* tekinthető a legpontosabbnak: valódi külpontossággal veszi föl a fal absztrahálását. Ennek hossza megegyezik a pillér súlyponteltolódásával. Azonos módon modellezi a födém terhének külpontosságát. A teljes homlokzati falat egybefüggő szerkezeti elemként kezeli, amely nyomatékátadás nélkül fogadja a födémét. Ezért az előbbi kapcsolatot befogással, az utóbbit csuklóval modellezzük. A modell ebben az esetben is külpontosan felépített, ezért mind a Magyar Szabvány, mind az Eurocode 6 szerint a valódi külpontos számítást használtuk. Előnye, hogy kapcsolataiban jól közelíti a valóságot és a külpontosságot már a modell felépítése tartalmazza. A födémgerendák feltámaszkodásakor fellépő részleges befogási nyomaték, amit a modellen



4. ábra: 2. modell, csomóponti kapcsolat



5. ábra: 3. modell, csomóponti kapcsolat

figyelembe vettünk. Hátránya, hogy nem veszi figyelembe a mellvédfalak és a szemöldök együttlőző hatását. Kézi számítása hosszadalmas (5. ábra).

4.3 Eredmények

A Magyar Szabvány szerint az eredményekben nincs jelentős eltérés a különböző számítási modellek esetén, aminek az oka, hogy a csuklós falkapcsolatot feltételező modellek esetén megegyeznek a vizsgált keresztmetszetben az igénybevételek, mivel nyomaték e pontokon nem keletkezik. A szabvány csak az alsó falkapcsolatot vizsgálja, mert a külpontosságokból adódó nyomatékok nagyságrendekkel kisebbek az önsúlyterheknél és a leginkább terhelt rész a fal alja, ahol a vizsgált szint falazatának a súlya is megjelenik.

Az Eurocode 6 szerint minden modell esetén a falpillér három helyen vizsgálandó szintenként: alul és felül a szilárdsági, míg középen a stabilitási tönkremenetelt kell vizsgálni. A két szabvány által számított kihasználtság a fal alsó szakaszán, azaz a normálerőre erősen igénybe vett szakaszokon esik közel egymáshoz. Itt is a *harmadik modell* adja a legnagyobb kihasználtságot. Az Eurocode 6 az esetek többségében nagyobb kihasználtságot állapított meg a falon, mint a Magyar Szabvány. Ezt az Eurocode 6 nagyobb biztonsági tényezőinek is tulajdoníthatjuk. De a teher oldali biztonságban szereplő 10-20 %-os többlet helyett csak néhány százalékos az eltérés a kihasználtságokban. Ez azt mutatja, hogy a két szabványrendszer biztonsági szintje között nincs nagy különbség. Másik lehetséges ok a megváltozott minőségi követelményekben kereshető. Például ebben az épületben még

mészhabarcsot használtak, amelynek szilárdsága $0,5 \text{ N/mm}^2$. Az Eurocode 6 ilyen kis habarcsszilárdság esetén meglehetősen pontatlanul közelíti a fal szilárdságát. Emiatt a falszilárdságot két jobb minőségű habarcsból tartozó szilárdsági érték extrapolálásával vettük figyelembe.

A legpontosabbnak vélt (*harmadik*) modell és a legegyszerűbb (*első*) modell kihasználtságai között mindkét szabvány alapján elhanyagolható a különbség. Tehát az eredmények azt tükrözik, hogy nem szükséges bonyolultabb, a valóságot jobban leíró modell keresése. Elegendő egy egyszerű modell felvétele, amellyel az ellenőrzés akár kézi számítással is gyorsan elvégezhető és éppen ezért jobban is követhető. Az épületdiagnosztika során így gyors becsléssel képet kaphatunk a szerkezet állapotáról. (1., 2. és 3. táblázat).

4.4 Az „erő szétterjedés” hatása

Látva a nagy kihasználtságokat további lehetőségeket kerestünk, és foglalkozni kezdtünk a parapet és a szemöldök együttdolgozó hatásával (6. ábra).

A falak alján és tetején számított kihasználtságok csökkentése érdekében vizsgálандó a figyelembe vehető feszültségi test mérete. A test formáját az eddigi számítások során csak a nyílások közötti pillér keresztmetszetéből származtattuk úgy, hogy a külpontos erő a feszültségi test alaprajzának súlypontján haladjon át. Az ábra mutatja a falnak azt a szakaszát, amely a fellépő függőleges erők ellen dolgozik. A nyílások sarkaitól „ β ” szögtől függően számítható a keresztmetszet szélesedése. A szemöldök és a parapet együttdolgozó hatását figyelembe véve a kihasználtságok a falak tetejénél és aljánál átlagosan felére csökkennek. A falak közepénél a kihajlási hosszak változása miatt kapunk eltérő eredményeket. Az eddigi számításokkal ellentétben a falazat legkritikusabb szakasza az ablaknyílások

1. táblázat: Az 1. modellel számított kihasználtság

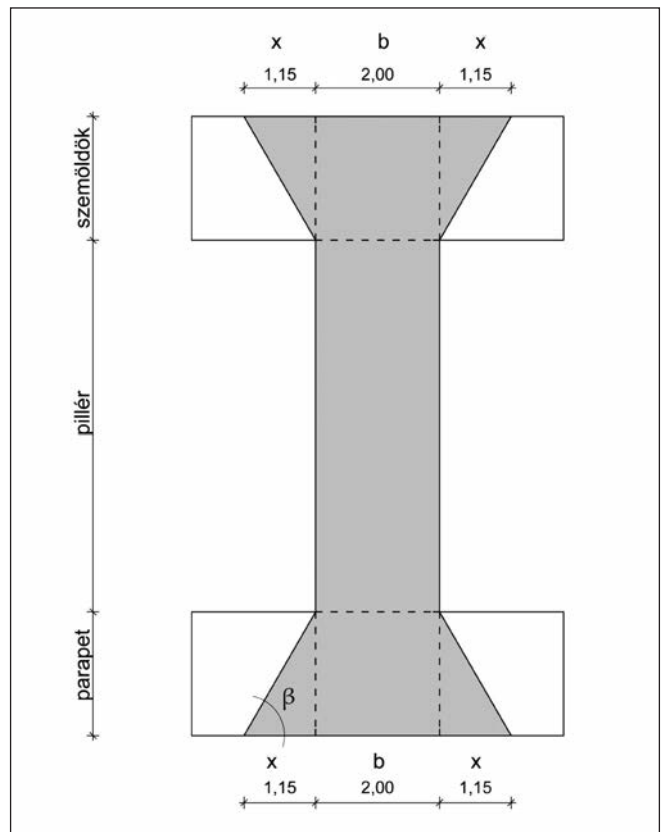
Kihhasználtságok (%)		
Szintek	MSZ	EC 6
IV.	73,09	69,01
III.	127,09	119,95
II.	169,26	164,39
I.	247,79	239,06
földszint	231,18	193,60

2. táblázat: A 2. modellel számított kihasználtság

Kihhasználtságok (%)		
Szintek	MSZ	EC 6
IV.	73,07	123,94
III.	125,58	157,98
II.	166,41	197,89
I.	242,12	264,54
földszint	225,24	217,26

3. táblázat: A 3. modellel számított kihasználtság

Kihhasználtságok (%)		
Szintek	MSZ	EC 6
IV.	73,36	103,48
III.	127,36	147,86
II.	169,60	200,11
I.	248,09	265,77
földszint	231,63	233,58



6. ábra: A parapet és a szemöldök hatása

között van. Így a hasonló felépítésű épületek vizsgálatakor az Eurocode 6 számítási módszere hatékonyabb (4. táblázat).

η^* = az átboltozódást figyelembe vevő számításból vett kihasználtság

η = az átboltozódást figyelembe nem vevő számítás

4.5 Az épület állapotának minősítése

A szerkezet erőtan követelmények kielégítése szempontjából nem sorolható a megfelelő minősítési kategóriába. Megvizsgáltuk, hogy a terhek alapértékére (a biztonsági tényezők elhanyagolása esetén) megfelel-e az épület. A szerkezet így számolva minden szinten megfelel (5. táblázat).

Az épület tűrhető minősítési kategóriába sorolható, mert korábban nem volt károsodás, jelenleg szemrevételezéssel legfeljebb csak kisebb – a szerkezet további működését nem veszélyeztető károsodások láthatóak, rideg tönkremenetel nem várható, illetve a szerkezet a teherbírasi követelményeket a terhek alapértékére kielégíti.

5. KÖVETKEZTETÉSEK

A vizsgált épület falazott szerkezetei erősen túlterheltek, azonban nem lehet figyelmen kívül hagyni, hogy a számítások szerint túlterhelt szerkezeten nem láthatóak a teherbírasi kimerülésének nyomai. Lehetséges, hogy méretezési módszerünk indokolatlanul nagy biztonságot vesz fel. További kérdések merülnek fel:

- (i) A habarcs szilárdságának vizsgálatára nincsenek megfelelően pontos módszerek, csupán a kémiai összetétel, valamint a habarcs morzsolgatása és felületének kaparása alapján becsülhetjük szilárdságát.
- (ii) A falazott szerkezetek laboratóriumi vizsgálatát féltéglá vastag faltesten végzik, miközben a vizsgált épület alsó szintjein nagy keresztmetszetű pillérek állnak. A lényegesen nagyobb méretek eredményezhetnek nagyobb teherbírást.

4. táblázat: Kihasznátságok a szemöldök és parapet együttdolgozó hatását figyelembe véve

Szint	fal teteje		szemöldök vonala		fal közepe		parapet vonala		fal alja	
	η^*	η	η^*		η^*	η	η^*		η^*	η
IV.	47,18	77,69	49,32		57,33	57,90	65,51		57,60	103,48
III.	71,41	119,70	93,25		102,54	103,57	112,80		81,72	147,86
II.	91,98	159,66	137,18		147,55	149,03	159,72		108,85	200,11
I.	85,17	227,24	205,37		213,77	215,91	230,24		147,54	265,77
földszint	74,53	188,70	172,71		179,72	181,52	192,90		130,74	233,58
pince	151,67	151,68			136,88	138,25			153,54	103,48

η^* = az átboltozódást figyelembe vevő számításból vett kihasználtság η = az átboltozódást figyelembe nem vevő számítás

5. táblázat: Kihasznátságok a terhek alapértékét figyelembe véve

Kihasznátságok (%) – karakterisztikus								
Szint	Magyar szabvány		Eurocode 6					
	η	η_k	fal teteje		fal közepe		fal alja	
	η	η_k	η	η_k	η	η_k	η	η_k
IV.	73,36	20,06	77,69	12,92	57,90	14,16	103,48	20,14
III.	127,36	34,80	119,70	25,42	103,57	25,34	147,86	32,86
II.	169,60	46,40	159,66	35,89	149,03	36,21	200,11	45,22
I.	248,09	67,93	227,24	52,53	215,91	52,78	265,77	62,29
földszint	231,63	63,47	188,70	43,92	181,52	44,11	233,58	53,93

6. JELÖLÉSEK

- h szintmagasság
- l_0 kihajlási hossz
- N_t felsőbb szintről átadódó falteher
- N_f fődém terhe
- M_{rb} részleges befogási nyomaték
- η kihasználtság
- γ_M biztonsági tényező

7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet szeretnének mondani Sajtos Istvánnak az Eurocode szerinti számításokban és Józsa Zsuzsannának az anyagvizsgálatokban nyújtott segítségéért.

7. HIVATKOZÁSOK

- Armuth M., Hegyi D. (2008), „Statikai szakvélemény a Budapest, V. ker. Szende Pál u. 3. sz. alatti épületről”, *ARMAT Bt.*
- Maróty K. (2009), „Weber Antal építészete a magyar historizmusban”, Terc Kereskedelmi és Szolgáltató Kft.
- Dulácska E. (szerk.) (2008), „Épületek tartószerkezeteinek diagnosztikája és rekonstrukciója”, *BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék*
- Dulácska E. (1998), „Statikai kisokos”, *BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék*

MI 15011-1988: Megépült teherhordó szerkezetek vizsgálata (már nincs érvényben), helyette hatályos 2011.01.01-től: TSZ 01-2010 Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata és tervezési elvei
Eurocode 0: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások
Eurocode 6: Falazott szerkezetek tervezése (2005), 1-1 füzet

ANALYSIS OF THE LOAD-BEARING CAPACITY OF A TYPICAL 19TH CENTURY MASONRY STRUCTURE

Anna Flóra Nagy – Dávid Szalay – Dr. Dezső Hegyi – Dr. Miklós Armuth
Tests were carried out in line with both the former Hungarian National Code and the new Eurocode too. Different models were applied in order to analyze the masonry properly. The capacity of brick wall was almost the same in case of variant models and codes. In all cases the masonry was overloaded.

Nagy Anna Flóra (1987) a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építésmérnöki karán 2012-ben diplomázott. Két TDK dolgozatot írt falazott szerkezetek témakörben (2008, 2009).

Szalay Dávid (1988) a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építésmérnöki karának hallgatója. TDK dolgozatot írt falazott szerkezetek témakörben (2009).

Hegyi Dezső (1976) a Budapesti Műszaki Egyetem Építésmérnöki karán 1999-ben diplomázott. PhD fokozatot 2006-ban szerzett. Disszertációjának témája a membránszerkezetek nemlineáris vizsgálata volt. A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti tanszékének egyetemi docense.

Armuth Miklós (1955) a Budapesti Műszaki Egyetem Építésmérnöki karán 1979-ben diplomázott. PhD fokozatot 2004-ban szerzett. Kutatási területe az épületek fa tartószerkezeteinek tervezése, faszervezetek viselkedése, valamint a műemlék épületek diagnosztikája és rekonstrukciója. A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti tanszékének egyetemi docense.

DR. TÓTH ERNŐ 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Dr. Tóth Ernő 1937. június 28-án született. A Székesfehérvári Közúti Igazgatóságon és a Közlekedési Minisztériumban és háttérintézményeinél töltött aktív évtizedek után, mint a Hídosztály vezetője ment nyugdíjba 1998-ban, de nem vonult nyugalomba, hanem azóta folyamatosan dolgozik tanácsadó szakértőként, az Országos Közúti Főigazgatóság, az UKIG, majd a Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ Hídosztályán.

Az utóbbi öt évben a szokásos napi feladatok (egyeztetések, hídtervek zsúrizése stb.) mellett intenzíven foglalkozott könyvírással, ill. szerkesztéssel. 2007-ben kollégáival együtt írta „Hídjaink a római örökségtől a mai óriásokig” c. könyvet, mely később német és angol nyelven is elkészült. Folytatta a megyei hídkönyvek sorozatát, Nógrád és a számára különösen kedves Veszprém megyével. A Vas megyei hidakkal – pénzügyi

lehetőségek hiányában – sajnos csak a kézirat elkészítéséig jutott el.

2009-ben, az 50. hídmérnöki konferenciára elkészítette az 1962 óta tartott konferenciákról szóló könyvet, továbbá a „Duna-hídjaink” c. kötetet. Ebben nemcsak az egyes hidak története található, hanem különböző érdekességek, minden eddiginél bővebb életrajzi gyűjtemény és irodalomjegyzék is.

Részt vett a „Duna-hidak a Fekete-erdőtől a Fekete-tengerig” c. könyv készítésében, melyben – a többi könyvhöz hasonlóan – Gyukics Péter fotói mutatják be a hidakat.

Buzdítására dr. Balázs György monumentális könyvsorozatot állított össze az építőmérnökökről és munkásságukról, ebben a munkában részt is vett. 2011-ben dr. Seregi György Margit hídról írt könyvét lektorálta.

Foglalkozik a gondolattal, hogy végleg nyugalomba vonul, igyekszik könyveit és írásait rendezni, tapasztalatait, javaslatait használható állapotban átadni. E tevékenységéhez jó egészséget kívánunk.

Dr. Träger Herbert



Dr. Tóth Ernő barátai és munkatársai körében a tiszteletére rendezett ünnepségen
(Fotók: Gyukics Péter)



SZAKÁCS SÁNDORNÉ KÖSZÖNTÉSE



Szakács Sándorné (Szita Ágnes) 1942. június 24-én született Gyöngyösön. 1966-ban szerzett mérnöki oklevelet.

Mérnöki munkáját a KPM Közúti Igazgatóságán, Miskolcon kezdte. Hídmérnöként dolgozott 17 évig. 1983-tól a Borsod-Abaúj-Zemplén megyei Tanács Közlekedési Osztályán folytatta munkáját. A tanácsi rendszer megszűnése után, 1991-ben a közle-

déssel kapcsolatos feladatok a megyei Közlekedési Felügyelet hatáskörébe kerültek. Itt a megye hídjain kívül – kibővült fel-

adatként – már utakkal és hajózással kapcsolatos feladatok is hozzá tartoztak. Ezeket csoportvezetőként, majd osztályvezető helyettesként látta el 2000. márciusi nyugdíjazásáig.

Közvetlenül ezután a fővárosba, a Központi Közlekedési Felügyelethez hívták, szakértőként az önálló hídcsoporthoz. Munkáját itt 2007. április 30-ig végezte.

1966 óta a Közlekedéstudományi Egyesület, 1988 óta a Mérnöki Kamara és 1998-tól a **fib** tagja. Munkájáért több szakmai kitüntetést és elismerést kapott.

Jelenleg öt unokája élvezi gondoskodó szeretetét. E tevékenységéhez sok örömet és jó egészséget kívánunk.

Dr. Träger Herbert

ADLER GYÖRGY KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAPI ALKALMÁBÓL



Adler György 1947. június 9-én született Győrben. Érettségit a győri Hild József Építőipari Technikumban tett 1965-ben. Építőmérnöki oklevelét a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán 1971-ben szerezte. 1978-ban építőipari gazdaságmérnöki oklevelet kapott a Budapesti Műszaki Egyetemen.

Szakmai pályafutásának fő állomásai a következők. 1971-től 1973-ig a Közlekedési Építő Vállalatnál (KÉV-Metró) kezdő mérnökként a metróépítésnél elsősorban résfalak és egyéb vasbeton szerkezetek kivitelezésében vett részt. 1973-tól az Általános Géptervező Irodához került, mint statikus tervező, később csoportvezető. Feladatai voltak a különböző gépipari üzemek (Videoton, Jászberényi Hűtőgépgyár, Finommechanikai Művek, Mátravidéki Fémművek, Bakony Művek, Ganz Műszerművek stb.) ipari és szociális épületeinek szerkezeti tervezése, meglévő létesítményeinek statikai vizsgálata.

1987-1990 között az Iparterv G Irodánál dolgozott, erőművi berendezések statikai tervezése és szakértése volt a feladata fővállalkozás keretein belül. 1990-től a kollégáival alapított *Megalit Mérnöki Iroda* ügyvezetője és statikus tervezője. Ennek keretében számos ipari, köz- és lakóépület statikai tervezését végezte. Pl.: Nagykanizsa Sportsarnok, Opel szalonok és szervizek, ipari csarnok Ócsán, (FÉG), 6-8 szintes lakóépületek többszintes mélygarázsokkal, vasbeton vázas síkfödémekkel Budapest, II. XIII. és XIV. kerületében, irodaépületek pl. XII. Csörsz utca.) Számos szerkezeti károsodással kapcsolatos szakvélemény készített.

1993-ban az osztrák Vorspann Technik cég (továbbiakban VT) megbízta saját szalagszerű csúszóbetétes feszítési technológiájának hazai megismertetésével és a rendszer alkalmazásának elterjesztésével. Ez a hazai Műszaki Alkalmazási Engedélyek megszerzését követően három tevékenységet jelentett:

1. *Koordináció a tervezők és kivitelezők között hidak és műtárgyak tervezésénél a VT technológia alkalmazásához* (Hídépítő Zrt. Mahíd 2000, Porr Építőipari Kft., Pont-Terv Zrt. stb). Ez hídépítésnél a szabadkábelek alkalmazását jelen-

tette, eddig legalább nyolc szekrénytartós tolt vagy szabadon betonozott hídnál, illetve az első hazai extradose hídnál. (A VT szabadkábelek alkalmazására elsőként a Bajánsenye-Nagyrákos vasúti hidaknál került sor, a Pont Terv Zrt. tervezésében, a Hídépítő Zrt. kivitelezésében.)

2. *Feszített szerkezetek kivitelezése alvállalkozóként a Megalit Kft. keretein belül:* Ennek során hazánkban elsőként alkalmaztak gyűrűirányú csúszóbetétes feszítést vasbeton silók palástjainál (debreceni szennyvíztisztító rothasztói, Mélyépterv Zrt.). Ezt követően több mint tíz szennyvízkezelő siló, biogáztartály, cukorsiló, mészköporsiló vasbeton palástja feszítésének kivitelezését irányította részben más tervezőirodák tervei, részben saját tervei alapján. Több híd utólagos csúszóbetétes megerősítése kivitelezésében vett részt. (pl. M7-es autópálya feletti érdi hidak, Pont-Terv tervei) ill. új ferdekábeles gyalogos híd a Ferihegyi gyorsforgalmú út felett (Speciálterv Kft.). Elsőként készült szigetelés nélküli monolit hossz- és keresztirányú feszített vasbeton híd az M7 felett Balatonkeresztúrnál, ahol a feszítés kivitelezését végezte.

3. *Saját tervezésű és kivitelezésű feszített szerkezetek a Megalit Kft. keretein belül:* Számos csúszóbetétes feszítésű monolit vasbeton szerkezet tervezését, majd kivitelezését végezte, elsőként 1997-ben a Madách Színház rekonstrukciója során, ahol nagyfeszítávú, nagy terhelésű feszített monolit vasbeton gerendák készültek. Ezt követően elsőként alkalmaztak csúszóbetétes feszítést előregyártott T keresztmetszetű 24 m-es vasbeton főtartóknál a győri Philips gyár valamint az Audi gyár üzemcsarnokai kivitelezésénél. 2007-től az első között voltak, akik nagyfeszítávú (16 m feletti) feszített síkfödémek tervezését és kivitelezését végezték. (Bp. V., Vigadó u.-Dorottya u. ház, 2007, Bp. I. OxiGén Wellness központ, 2008, Bp. XII. MOM Gesztenyés kert, 2010-11).

Külön fejezet tevékenységében eddig legalább 40 szerkezetben károsodott műemlék épület csúszóbetétes feszítéssel való stabilizálása. Ezek közül kiemelkedik a szentesi református nagytemplom és a Deák téri evangélikus templom megerősítése.

A *fib* Magyar Tagozata szeretettel köszönti Adler Györgyöt 65. születésnapja alkalmából.

Tassi Géza

DR. FARKAS GYÖRGY 65 ÉVES



Dr. Farkas György 1971-ben szerezte szerkezet építőmérnöki oklevelét a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán. Ettől kezdve kisebb megszakításokkal az Egyetem oktatója. 1971-től 1976-ig tanársegéd, 1976 és 1994 között adjunktus, 1994-től 2000-ig egyetemi docens, 2000-től a mai napig egyetemi tanár. 1975-ben Mérnöki Matematikai Szakmérnöki

oklevelet, 1976-ban Műszaki Doktori címet szerzett 1994-ben a műszaki tudomány kandidátusa (PhD), 1999-ben habilitált. 1997-től 2001-ig Széchenyi Professzori Ösztöndíjas. 2004.-ben a Magyar Mérnökakadémia rendes tagjává választotta 1995-től a Vasbetonszerkezetek Tanszék, majd 2000 és 2010 között jogutódja, a Hidak és Szerkezetek Tanszék tanszékvezetője. 1997-től 2005-ig az Építőmérnöki Kar dékánja. Jelenleg is a BME Szenátusának választott tagja, a Gazdasági Bizottság elnöke. A *fib* magyar tagozatának megalakulása óta aktív tagja, a Tanácsadó Testület elnöke.

Pályafutása során széleskörű nemzetközi kapcsolatokra és tapasztalatokra tett szert. 1977-78-ban Párizsban, az École Nationale des Ponts et Chaussées egyetemen töltött egy évet ösztöndíjas kutatóként. Itt ismerkedett meg Roger Lacroix professzorral a CEB, a FIP majd a *fib* elnökével és a korszerű utófestítési méretezési elvekkel és technológiákkal. 1979 és 1982, majd 1985 és 1989 között az oráni USTO és az algíri ENP egyetemeken oktatott, kutatott és szerzett tervezési tapasztalatokat az arab világban. 1992-ben a svájci állam ösztöndíjasaként vendégkutató volt a lausannei EPFL egyetemen. Az 1990-es évektől kezdve részt vett a BME Francia Tagozatának beindításában, majd az Építőmérnöki kar TEMPUS koordinátoraként szervezte a Kar és neves európai egyetemek építőmérnöki karai közötti együttműködést. Erre az időszakra esett az építőmérnöki képzés európai harmonizációja, a kreditrendszerű oktatás és a kétfélsős képzés bevezetése, amelyben vezető szerepet vállalt. Az Európai Építőmérnöki Karok Szövetségének (AECEF) és az európai építőmérnöki képzés harmonizálására létrehozott szervezet (EUCEET) elnökségi tagja a 2000-es évek első évtizedében. Kutatásvezetőként közreműködött nemzetközi INCO- COPERNICUS, PHARE és COST

programok munkájában is. 1991-ben kollégáival, barátaival és a neves francia Freyssinet cég részvételével létrehozták a Pannon Freyssinet vállalatot, melynek hosszú ideig műszaki igazgatója volt. Működésük során számos, elsősorban feszített tartószerkezet tervezését, építését, megerősítését végezték

Oktatói, kutatói, szakmai munkásságának szűkebb szakterülete a vasbetonépítés, elsősorban a feszített vasbeton szerkezetek és a nagyszilárdságú betonok alkalmazásával kapcsolatos kutatások, fejlesztések, és a hidépítés. Saját kutatásai mellett doktorandusz hallgatók kutatásait is irányította. Vezetésével eddig öt PhD hallgatója védte meg disszertációját. Több mint negyven éves pályafutása során számos épület, műtárgy és híd tervezésében, kivitelezésében, vagy szakértésében működött közre. Ezek közül például a Mostaganemi Kórház (Algéria) statikus terveit, gabonasilók megerősítését, közepes nyílású vasbeton hidak megerősítését, autópálya felüljárók terveit érdemes megemlíteni. Közreműködött a Paksi Atomerőmű élettartam hosszabbításának feltételeit vizsgáló és kidolgozó bizottság munkájában is. Szakmai munkásságát több mint száz publikáció fémjelzi.

Aktív szerepet vállalt a tartószerkezetek tervezése európai szabványrendszerének, az EUROCODE-ok kidolgozásában, oktatásában, hazai bevezetésében, az angol nyelvű európai szabványok lefordításában, a nemzeti mellékletek kialakításában is. 2000 óta a Magyar Szabványügyi Testület MSZT MB 119 tartószerkezeti szakbizottságának elnöke, a BME képviselője az MSZT Szabványügyi Tanácsában.

A Magyar Mérnöki Kamarának megalakulása óta tagja. Budapesti, majd országos küldött, 2008 és 2012 között a Tartószerkezeti Tagozat elnökségi tagja, 2009-től az országos elnökség tagja, a végzettségek szakirányúságát megállapító bizottság és az oktatási albizottság elnöke.

Oktatói, szakmai munkájának elismeréseként számos kitüntetésben részesült. 1996-ban és 2005-ben az Építőmérnöki Kar Hallgatókért díját, 2000-ben a Közlekedéstudományi Egyesület (KTE) Irodalmi díját, 2003-ban a Magyar Köztársasági Érdemrend Lovagkeresztje kitüntetését, 2005-ben a BME Pro Juventute Universitatis díját, 2007-ben József Nádor Emlékérmét kapott.

*A fib Magyar Tagozata nevében
Dr. Balázs L. György szeretettel köszönti*

DR. MAGYARI BÉLA 70. SZÜLETÉSNAPIJÁRA



Magyari Béla Soltvadkertben született 1942. június 6-án. A kiskunhalasi gimnáziumban érettségizett. Már akkor megtervezte szülei házát, és annak építéskor megbarátkozott a habarcs illatával.

Technikusként dolgozott az ÉTI-ben, ahol mindig a különösen igényes munkákat vállalta. Felismerte, hogy milyen fontosak a precíz, gondosan elvégzett

kísérletek. E munkája mellett szerzett oklevelet a BME Építőmérnöki Karának szerkezetépítő mérnöki szakán 1969-ben. Ezt követően hét évig tervezési és technológiai osztályvezető volt Kecskeméten, majd az anyagvizsgáló laboratóriumot és az ehhez kapcsolódó minőségellenőrzést irányította. A laboratóriumi munka során szerzett gazdag tapasztalatai alapozták meg későbbi magánvállalkozását, mert ezek során érett meggyőződésévé az új produktumok bevezetését megelőző kísérletek alapvető fontossága. Egyúttal felismerte a beton még kiaknázatlan lehetőségeit.

Az innovációt nála mindig a gondosan előre megtervezett, gondos méréseken alapuló kísérletsor előzte meg. Minőségellenőrzési munkái során nemcsak a betontechnológia elméletét, hanem gyakorlatát is alaposan megismerte a kecskeméti házigyárban. Mindig azt kereste, hogy miként lehetne a kivitelezést egyszerűsíteni, a munkát hatékonyabbá tenni, a minőséget és a biztonságot magas szinten megtartani. Tizennégy önálló szolgálati szabadalma mellett kiváló újítótársaként is számon tartották.

1972 óta igazságügyi szakértő. Nagy hozzáértéssel foglalkozott épületek tűzkáraival és a gázrobbanás tartószerkezeti következményeire vonatkozó kutatásokkal is.

1978-ban avatta a BME műszaki doktorrá, és 1982-ben megszerezte az MTA-n a műszaki tudomány kandidátusa tudományos fokozatot. Értekezésének bírálói elismeréssel állapították meg, hogy a gyakorlat tette fel számára a kérdést, és ő a megoldást tudományos kutatás eredményeként találta meg. A kutatott téma révén betonacélok sajtoltsági csőhüvelyes toldása alkalmazásával a kecskeméti házigyár termékeiből lakások ezrei épültek, és az eljárást hídépítésnél is bevezették.

A kecskeméti házigyár laboratóriumában kezdett el kísérletezni a szálerősítésű betonnal és annak használati lehetőségeivel. Nagyszámú, sokrétű anyagvizsgálatot végzett, és az eredményeket fejlesztési tanulmányok hosszú sora, valamint

folyóiratokban és konferencia-kiadványokban közzétett cikkek mellett az e tapasztalatok alapján elkészített igen hasznos termékek ármádiája is kitűnően igazolja.

A kecskeméti házigyár bezárása után a szálerősítésű betontermékek gyártását saját vállalkozásában folytatta. Homlokzatalkító termékeit a szakma gyorsan megismerte és elismerte. Ennek eredményeként számos, jelentős épület homlokzatát ékesítik a termékei. Bensőséges és sok épületen nyomot hagyó kapcsolata volt Makovecz Imrével. Ennek tanúsága a közelmúltban elhunyt világhírű építész egyik könyvének hozzá intézett, következő ajánlása:

„Örömmel ajánlom ezt a „történelmi könyvet” annak a kollégának, aki maga is történelmet csinál a szakmájában.”

Magyari Béla közben folyamatosan kísérletezett, kereste a szálerősítésű beton anyagának, a belőle készíthető szerkezeti elemeknek a lehetőségeit és határait. Jelentősebb munkát soha nem vállalt el anélkül, hogy az alkalmazásra előirányzott elemeket teljes méretű kísérleti darabokkal megnyugtatóan nem igazolta volna. Azok közé a szakemberek közé tartozik, akiknek a tudományos kutatás mindig a gyakorlati élet céljait szolgálja. Hazai szakmai fórumok mellett külföldi konferenciákon (IABSE, FIP, *fib*, CCC stb.) is szerepelt számos alkalommal.

Munkáját számos elismeréssel díjazták. 1996-ban Innovációs Nagydíjat kapott, 1998-ban Betonépítészeti Díjban részesült. Az igazi elismerés számára mégis az országszerte megvalósult építési példák nagy sora, amelyeket a közmegegyezés mellett unokáinak is a jól végzett munka elégedettségével szokott megmutatni. Ezek közül csak kiragadott példaként szolgálhat a Piliscsabai Pázmány Péter Egyetem épülete, az Egri Gárdonyi Géza Színház, a Szegedi Egyetem József Attila Tanulmányi és Informatikai Központja, az amerikai Iskola Nagykovácsiban és a Duna Ház.

A közelmúltban váratlan és súlyos betegség érte. Ez azonban nem törte meg a szakma iránti érdeklődését, kitüntető figyelmét és aktivitását. A fizikai nehézségekben kitűnő segítségére van élete nagyszerű párja mind emberi odaadásban, mind hasonlóan nagy építőmérnöki tapasztalatával, bizonyítva a Könyvek Könyvének igazságát, amely szerint két ember az életre szóló kapcsolatában eggyé válik.

A *fib* Magyar Tagozata őszinte tisztelettel és nagyra becsüléssel köszönti egyesületünk kiváló tagját, dr. Magyari Bélát a jubiláris évforduló alkalmából. Jó erőt kívánunk az egészségi nehézségek áthidalására, lelje örömet életelemét képező munkájában és az őt övező családi és baráti körben.

KÉT KIVÁLÓ MAGYAR MÉRNÖK SZÜLETÉSÉNEK 100. ÉVFORDULÓJÁRA

*Úgy hozta a sors, hogy a magyar vasbetonépítés két kiválósága 100 éve két nap eltéréssel született. A **fib** jogelődje, a FIP VI. Kongresszusa plenáris ülésén ők tartották a magyar nemzeti beszámolót magas-, ill. hídépítési tárgykörből. Ez már nem véletlen volt, hanem kettejüknek a hazai építőipar iránti elkötelezettségének velejárája.*



MOKK LÁSZLÓ 1912. április 27-én született Szamosdobon. Édesapja elesett a háborúban, majd Trianon folytán a határ túlsó oldalára kerültek. Még magyar elemi iskolába járt, a líceumot Nagyváradon már magyar és román nyelven végezte. Átjött Budapestre, és a Műegyetemen 1934-ben szerzett oklevelet.

Szolnokon dolgozott nagy gabonatarház építésén. Újabb munkát az akkori válság miatt nem talált. Visszatért Romániába. Ott le kellett töltenie katonai idejét. Bukarestben kapott állást. Mérnöki munka feltételül szabták a román diplomát, ezért a bukaresti egyetem diplomáját is megszerezte. Ottani munkaadója küldte ki Münchenbe, ahol silőépítéseken dolgozott. A háború kitörésekor újra Romániába került fontos tervezői-kivitelezői munkák végzésére. 1940-ben az ismét magyar területre érkezett. Kolozsvári munka után a nyergesújfalui Viscosa, majd a rákospalotai Hutter és Lever gyár tárolóinak építését vezette. Az általa alapított cég sok épületet kivitelezett.

A háború után számos újjáépítési feladatot látott el. 1948-ban államosították vállalatát, ő alkalmazottként tovább dolgozott vezető munkakörben ugyanott. Hazánkban megindult a nagy vasbeton elemek helyszíni előregyártása. A munkák Mokk László vezetésével folytak. Diósgyőri, budapesti és más nagy munkák után vezette az inotai erőmű és az alumíniumkohó építését. Ezeknél kiteljesedtek a nagyelemes helyszíni előregyártás fő motívumai. Már akkor kezdték a 38 éves „Mokk Laci bácsit” a „helyszíni előregyártás atyjának” nevezni.

A 31. sz. Állami Építőipari Tröszt (későbbi 31. sz. ÁÉV) dolgozójaként – amely vállalat mellett nyugalomba vonulásáig kitarthatott – kapott Munka Érdemrendet, és 1952-ben Kossuth-díjjal tüntették ki. Kazincbarcika, Tiszapalkonya, Tiszaszederkény és más területek nagy beruházásai mind magukon viselték mindig újtató-fejlesztő törekvéseit. A feszített vasbeton tartók előtérbe kerülésével – kiváló tervezőkkel együttműködve – az előregyártás technológiáját mind magasabb szintre emelte. A feszített vasbeton rácsos tartók, a TT és T panelek, a többszintes vázak sok megoldása az ő tapasztalatát és munkatársaival való kiváló együttműködését dicsérik. A 31. sz. ÁÉV főtechnológusaként a nagy elemek előregyártásán túl az építés számtalan területével foglalkozott. Gondja volt a fejlődő csúszószalagos építésre, a feszítési munkákra, (több tucat szerkezet gyűrűirányú feszítését végezték el az általa kezdeményezett Mo-Ta-La eljárással). Fejlesztette a beton-technológiát, az újszerű vasalásokat.

Fáradhatatlanul írt szakcikkei, könyvei híven tükrözik eredményeit. A helyszíni előregyártásról szóló alapvető, több nyelven kiadott könyve világszerte ismertté tette nevét. Tudományos tevékenysége alapján 1971-ben a BME doktorrá avatta. Nemzetközi és hazai szakmai szervezetek fórumain

és a BME továbbképző intézetében tartott előadásokat. A FIP Magyar Tagozatának alapító tagja volt.

Dr. Mokk László szellemi aktivitásban töltötte nyugdíjas éveit is. Hervadhatatlan műszaki érdeklődése és családi köre széppé tették a nyugdíjas éveket. 1996-ban bekövetkezett halálával kimagasló egyéniséggel lett szegényebb a magyar építőipar.

A ragyogó mérnöki tehetség és munkabírás számtalan elismerést hozott számára. Nem kisebb az a hála, amit a barátságos, segítőkész embertől kaptak munkatársai, barátai, tisztelői.



APÁTHY ÁRPÁD 1912. április 29-én született Segesváron. Marosvásárhelyen járt elemi iskolába. Trianon után el kellett hagyniuk Erdélyt. A budapesti Árpád gimnáziumban érettségizett, és a Műegyetemen nyert mérnöki oklevelet 1935-ben.

Az 1930-as évek derekán nehéz volt munkahelyet találni. Az Egri Államépítészeti Hivatalnál tudott elhelyezkedni.

kezdetben ideiglenes állásban, majd 1939-ben végleges státuszban. Fő munkaterülete hídépítések ellenőrzése, hidak tervezése volt. Fáradhatatlan munkájával és tudása gyarapításával elérte, hogy 1941-ben kir. mérnöki, majd főmérnöki címmel ruházták fel. Heves megye közútjainak és hídjainak megbecsült gazdája volt. 1942-ben egy időre Kolozs megyébe küldték hídépítések vezetésére. Hevesben a háború alatt a közlekedés fenntartása képezte fő feladatát, 1945-től a felrobbantott hidak pótlásáról kellett gondoskodnia. 1949-ben a Heves megyei Államépítészeti Hivatal vezetőjévé nevezték ki. Ennek átszervezése után a megyei tanács közlekedési osztályán kapott vezető beosztást.

Az egri évek, a mindennapos teendők és átfogó fejlesztési munkák olyan mérnökké fejlesztették Apáthy Árpádot, aki hivatott volt országos szakmai feladatok ellátására. 1952-ben áthelyezték Budapestre, a Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium közúti hídosztályára. 1955-től volt osztályvezető helyettes. és 1962-től 1973-ig osztályvezető.

Kiváló munkatársaival együtt kezében tartotta az ország valamennyi közúti hídjának ügyét. Több mint 800 ideiglenes híd felszámolása fűződött munkásságához. Kezdeményezője volt a hazai hídállomány rekonstrukcióját és fejlesztését szolgáló munkának. A háborús provizóriumok és elavult hidak pótlására, újjáépítésére vasbeton hidak típusterveinek kidolgozását vezette be. Figyelmet fordított az előregyártott előfeszített hídgerendák fejlesztésére.

Nevéhez fűződik az akkor újszerű hídnyilvántartás létrehozása, ami alapja volt a későbbi számítógépes nyilvántartásnak. Vezette a monolit, majd az előregyártott hidak mintaterveinek kidolgozását. 1961-ben az ő vezetésével egy bizottság feldolgozta a hazai hídszükségletet abból a szempontból, hogy hol, milyen feltételek mellett célszerű, gazdaságos a korszerű utófeszített vasbeton hidak létesítése. Ez alapja volt annak a fejlődésnek, amely az első hazai szabadon szerelt, majd a szabadon betonozott utófeszített vasbeton hidak építéséhez vezetett.

Széles körű szakirodalmi munkásságot folytatott. A hazai és nemzetközi szakmai szervezetekben, továbbképző tanfolyamokon tartott előadásai figyelemre méltóak voltak. Kezdemé-

nyezője volt a hídmérnöki konferenciáknak. Közreműködött az IVBH-IABSE-AIPC munkájában. A FIP Magyar Tagozata alapító tagja, külföldi és hazai rendezvényeinek aktív résztvevője volt. Dolgozott a szabályzatok, szabványok fejlesztésében, folyóiratok szerkesztő bizottságában, bíráló bizottságokban. Sok újítás fűződött nevéhez.

Nyugalomba vonulása után is jelentős munkát végzett a hídnilyvántartásban, hídtörténeti munkákban.

Munkásságát számos elismerés övezte, Munka Érdemrend, Jáký-díj, Széchenyi emléklakett, a KTE aranyjelvénye és

örökös tagsága. 1995-ben gazdag életút után távozott szeretett családjá, barátai, tisztelői köréből.

Dr. Tassi Géza

Forrás: Merényi L., Rudnyánszky P. (2004): „*Dr. Mokk László*”, ÉTK, Budapest.

Bánki G., Mokk L., Velencei L., Zsarnay S., (1966): „*Tizenöt év az állami építőipar szolgálatában*”, 31. sz. ÁÉV, Budapest.

Tóth E. (2005): „*Apáthy Árpád – az ország közúti hidásza*,” *Műszaki alkotók – magyar mérnökök*, 7. füzet, Első Lánchíd Bt. Budapest.

FIB MEDALS OF MERIT AND HONORARY MEMBERSHIP AWARDED IN STOCKHOLM

The 2012 fib Medals of Merit were recently awarded to **João Almedia** (Portugal) and **Jean-Marie Cremer** (Belgium), in recognition of their outstanding contributions to the field of structural concrete and to fib. The medals were presented on 11 June 2012 by **fib** President Gyorgy L. Balazs, during the opening ceremony of the recent fib symposium held in Stockholm, Sweden.

Born in 1957, **João Almeida** obtained his Ph.D. in civil engineering from the Instituto Superior Tecnico of the Technical University of Lisbon, Portugal, in 1990. He now holds a professorship at that institute, and is also a partner and technical director at the firm JSJ Estruturas. He has designed a number of major structures in Portugal, including the Torre de S. Gabriel, the head office of Bank Popular, and Art's Business and Hotel Center, all three in Lisbon, as well as several viaducts. Joao Almeida is a long-time active member of fib and its predecessor FIP, and has been involved in the drafting of six bulletins in the areas of practical design, post-tensioning and strut-and-tie modelling.

Born in 1945, **Jean-Marie Cremer** began his career as

a civil engineer in 1968. He is currently the director of the Greisch engineering firm in Liege, Belgium, chairman of the board of directors of the architectural/engineering firm Canevas, and professor at Liège University. Through his work at Greisch, Jean-Marie Cremer has had a leading role in the construction of a number of exceptional, award-winning bridges and viaducts, including the Sart Canal bridge (Belgium) and the celebrated Millau viaduct (France), both of which were recognised by the fib Award for Outstanding Concrete Structures in 2002 and 2006, respectively. Mr. Cremer has been a member of fib since 1999 and participated in the drafting of Bulletin 9, “Guidelines for good bridge design.”

In addition, Honorary Membership was bestowed on Prof. **Andrzej Ajdukiewicz** (Poland), for his significant personal contributions to the work of fib, in particular his long-standing role as Head of Delegation of the Polish national member group and member of fib Commission 3, his work for the AMCM conferences in Poland, and his involvement in many fib and fib-supported events.



ÉMI-TÜV

Több biztonság
Nagyobb érték

Vizsgálat, tanúsítás,
képzés és
szakértői tevékenység

www.emi-tuv.hu

Az ÉMI-TÜV SÜD csapata

Notified Body
1417

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

Vizsgálat, tanúsítás, oktatás és szakértői tevékenység az alábbi területeken:

- Magas- és mélyépítőipari létesítmények tartószerkezetei, épület- és szakipari szerkezetek
- Menedzsmentrendszerek vizsgálata és tanúsítása nemzeti és nemzetközi akkreditációk alapján; minőségirányítási, környezetközpontú irányítási rendszerek, Magyar Egészségügyi Ellátási Standardok (MEES), Munkahelyi Egészségvédelem és Biztonság Irányítási Rendszerek (MEBIR / OHSAS), SCC, Élelmiszerbiztonsági Irányítási Rendszer (ÉBIR / HACCP / BRC / QS / GLOBALG.A.P.), Autóipari minőségirányítási rendszerek (VDA 6.1 / TS 16949), Információ-biztonsági Irányítási Rendszer (IBIR), társadalmi felelősségvállalás (CSR), EMAS hitelesítés, üvegházhatású gázok kibocsátási jelentésének hitelesítése
- Felvonók, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és anyagmozgatógépek
- Játszóterei eszközök, szórakoztatóipari berendezések
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztőüzemek
- Tervengedélyezés
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Fogyasztási cikkek, műszaki, könnyűipari, vegyipari és élelmiszeripari termékek
- Megfelelőség-értékelés és CE jel
- Szakemberképzések a minőségirányítás és biztonságtechnika területén

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

TÜV®

