

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**

9 771419 644000 20103



Az Eurocode-ok bevezetése

AZ EC SZERINT
SZÁMÍTOTT MAGASÉPÜLETEK

Barsiné Pataki Etelka

Bevezető

Dunai Árpád — Dr. Dalmy Dénes

Előszó

66

Dr. Dalmy Dénes

Összefoglaló az Eurocode-okról és a magasépítési szerkezetek összehasonlító számításairól

67

Balogh Béla

Monolit vasbeton szerkezetű, síklemez födémű irodaház méretezésének összehasonlítása az MSZ és az Eurocode szabványok alapján

70

Gonda Ferenc — Lukács Dávid — Varga Krisztián — Horváth Csaba — Tajta István

Kétszintes, falazott tartófalas, monolit vasbeton födémű épület tervezése az MSZ EN szabványok szerint

74

Dezső Zsigmond — Szabó Lajos — Zámbo Ernő

Faszerkezetű csarnok összehasonlító erőtani számítása MSZ EN szabványszerint

80

Dr. Metzger Ferenc — Tornai László

Hegesztett „I” tartós acél csarnok

84

Dr. Dulácska Endre — Dr. Korda János — Dr. Kömöröczy Ernő

Szabványjavaslat épületek megépült teherhordó szerkezeiteinek erőtani vizsgálatára

91

fib bulletins 51-53: Textbook

93

fib bulletins 55-56: fib Model Code 2010, first complete draft

94

2010/3

XII. évfolyam, 3. szám

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

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

TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Barsiné Pataki Etelka
Bevezető
Dunai Árpád – Dr. Dalmy Dénes
Előszó
- 67** Dr. Dalmy Dénes
Összefoglaló az Eurocode-okról és a magasépítési szerkezetek összehasonlító számításairól
- 70** Balogh Béla
Monolit vasbeton szerkezetű, síklemez födémű irodaház méretezésének összehasonlítása az MSZ és az Eurocode szabványok alapján
- 74** Gonda Ferenc – Lukács Dávid – Varga Krisztián – Horváth Csaba – Tajta István
Kétszintes, falazott tartófalas, monolit vasbeton födémű épület tervezése az MSZ EN szabványok szerint
- 80** Dezső Zsigmond – Szabó Lajos – Zámbo Ernő
Faszerkezetű csarnok összehasonlító erőtani számítása MSZ EN szabvány szerint
- 84** Dr. Metzinger Ferenc – Tornai László
Hegesztett „I” tartós acél csarnok
- 91** Dr. Dulácska Endre – Dr. Korda János – Dr. Kömöröczy Ernő
Szabványjavaslat épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálatára
- 93** **fib bulletins 51-53:**
Structural concrete textbook on behaviour, design and performance, second edition
- 94** **fib bulletins 55-56:**
MODEL CODE 2010 – First complete draft
- 95** **Személyi hírek**
Dr. Scharle Péter köszöntése 70. születésnapján
Földváry Kálmán köszöntése 70. születésnapján
Dr. Orbán József 65. születésnapjára

A folyóirat támogatói:

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



A Magyar Mérnöki Kamara megköszöni a **fib** Magyar Tagozatának, Dr. Balázs L. György professzornak, hogy a *VASBETONÉPÍTÉS* című folyóirat egy teljes számát rendelkezésünkre bocsátva rész vesz az Eurocode-ok, a tartószerkezeti tervezési szabványok megismertetésének munkájában.

A Magyar Mérnöki Kamara évek óta komoly erőfeszítéseket tesz, hogy az európai szabványokat a magyar mérnökök megismerjék; könyveket ad ki, előadásokat szervez.

Az itt közreadott cikkek a 2010. áprilisban megjelent kétkötetes könyv mintaszámításainak összegzését közlik (Magyar Mérnöki Kamara: „Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtani számítása az MSZ EN szerint I. II.”, 2010. április, ISBN: 978-963-99427-6-3-Ö). A könyv szerzői elismert magasépítési tervezők, akik arra vállalkoztak, hogy a most még érvényben lévő MSZ 15000-es tervezési szabványok szerint számított különböző anyagú, tartószerkezetű épületeknél milyen többlet-beavatkozást (több anyag, más szerkezet) igényel az új európai tervezési szabványok alkalmazása.

42 szerkesztőtervező mérnök, a mintaszámítások kidolgozói, nem egészen három hónap alatt hozták létre ezt a szép és rendkívül hasznos könyvet.

Az európai szabványok alkalmazásával tartósabb, biztonságosabb szerkezetek épülnek. Ebből az Európában egyedülálló könyvből megfelelően tájékozódni lehet, hogy új, magasabb értékű épületeink mennyi többletanyag-felhasználást igényelnek.

Itt is megköszönöm a magasépítési tartószerkezeti tervezők színvonalas, áldozatkész és gyors munkáját, hogy ezeket a mintaszámításokat a statikusok segítségére elkészítették.

Barsiné Pataky Etelka

a Magyar Mérnöki Kamara elnöke

ELŐSZÓ

A *VASBETONÉPÍTÉS* című folyóirat e száma a tartószerkezeti tervezők, statikusok példamutató vállalkozásának eredményeit foglalja össze.

42 elismert szerkesztőtervező mérnök vállalkozott arra, hogy a bevezetendő új tartószerkezeti tervezési szabványok, az Eurocode-ok alkalmazását a gyakorlatban is bemutassa, mintegy megvizsgálva az új szabványok okozta esetleges költség-többletet, felkutatva a számítás nehézségeit. Tíz különböző szerkezetű és négy anyagfajtájú (tehát vasbeton, acél, fa és téglá) magasépület erőtani számítását végezték el

- az MSZ 15000-es „régí” szabványok szerint,
- az Eurocode szabványai szerint (EC1, EC2, EC3, EC5, EC6),
- földrengés elleni védelemre (EC8).

Az erőtani számítások alapján megállapították az új szabványok által igényelt többlet-anyagszükségletet és munkaidő-ráfordítást. A statikai számításokat a Magyar Mérnöki Kamara 840 oldalas könyvben jelentette meg. Az ebben a könyvben közölt számítások legfontosabb tudnivalóit találja meg az olvasó a *VASBETONÉPÍTÉS* folyóirat e számában.

A statikai számítások eredményein túlmenően közöljük azt a szabványjavaslat-összefoglalót, amely a megépült szerkezetek erőtani vizsgálatára vonatkozik.

A folyóiratban tehát az alábbi cikkeket találják:

- Összefoglaló az Eurocode-okról, a magasépítési szerkezetek összehasonlító számításának eredményeiről.
- Vasbetonszerkezetű irodaépület számítása síklemez födémekkel.
- Vasbetonszerkezetű irodaépület számítása monolit vasbetonszerkezettel.
- Vegyes anyagokból épített tartószerkezet számítása.
- Kétszintes falazott tartófalas irodaépület számítása monolit vasbeton födémekkel.
- Faserkezetű csarnok számítása.
- Családi ház számítása.
- Különböző időpontokban betonozott felületek együttdolgozása.
- Előregyártott vasbetonszerkezetek számítása és a földrengésre való méretezés.
- Szabványjavaslat épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálatára.

Dunai Árpád
Tartószerkezeti Tagozat
Magasépítési Bizottság elnöke

Dr. Dalmy Dénes
Tartószerkezeti Tagozat
elnöke

ÖSSZEFOGLALÓ AZ EUROCODE-OKRÓL ÉS A MAGASÉPÍTÉSI SZERKEZETEK ÖSSZEHA-SO-N-LÍTÓ SZÁMÍTÁSAIRÓL



Dr. Dalmy Dénes

A cikk a tartószerkezeti tervezési szabványokkal (Eurocode-ok) kapcsolatos általános tudnivalókat ismerteti a cikk. Az európai szabványok, valamint a „rég” MSZ 15000-es szabványok szerint számított különféle épületszerkezetek közötti különbségek legfontosabb sarokszámait foglalja össze, mintegy bevezetőjeként az utána következő tíz cikknek.

Kulcsszavak: Eurocode, MSZ EN, összehasonlító számítások, tartószerkezeti tervezés

1. AZ EUROCODE-OKRÓL ÁLTALÁBAN

1.1 Előzmények az európai szabványok bevezetéséről

1986-ban adták ki az MSZ 15000-es tartószerkezeti szabványokat. Bár 1921 óta körülbelül tíz évenként új szabványsorozat jelent meg, az utóbbi majdnem negyed század alatt a tervezési szabványok nem változtak.

A szabványok a megjelenésük időpontjában legkorszerűbb tudományos eredmények alapján állnak.

Magyarország az Európai Unióhoz való csatlakozáskor vállalta, hogy a véglegesített európai szabványok (EN) kiadása után (2006) öt évvel a párhuzamos nemzeti szabványokat (pl. MSZ 15000-es szabványok) visszavonja és csakis az európai szabványok lesznek érvényben. A határidő 2010. március 31-én lejárt, azonban Magyarország 2010. december 31-ig haladékot kapott a párhuzamos nemzeti szabványok használatára.

1.2 Az európai tartószerkezeti szabványokról

Az európai tartószerkezeti tervezési szabványokat, összesen 59-et (MSZ EN), tíz kötetben foglalták össze, ezek az Eurocode-ok (EC0 – EC9-ig).

A kötetek címei:

- | | |
|---------------|---|
| ▪ MSZ EN 1990 | Eurocode 0: A tartószerkezeti tervezés alapjai |
| ▪ MSZ EN 1991 | Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások |
| ▪ MSZ EN 1992 | Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése |
| ▪ MSZ EN 1993 | Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése |
| ▪ MSZ EN 1994 | Eurocode 4: Betonnal együtt dolgozó acélszerkezetek tervezése |
| ▪ MSZ EN 1995 | Eurocode 5: Faszerkezetek tervezése |
| ▪ MSZ EN 1996 | Eurocode 6: Falazott szerkezetek tervezése |
| ▪ MSZ EN 1997 | Eurocode 7: Geotechnikai tervezés |

- | | |
|---------------|---|
| ▪ MSZ EN 1998 | Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre |
| ▪ MSZ EN 1999 | Eurocode 9: Alumíniumszerkezetek tervezése |

A szabványokat honosító országok a nemzeti jogkörben megválasztható tervezési paramétereket (NDP) Nemzeti Mellékletben foglalták össze. Ezek Magyarországon csak a legfontosabb MSZ EN szabványok esetében jöttek létre!

Az 59 szabványból (például a Betonszerkezetek tervezése EC2 kötet 4 szabványt, az Acélszerkezetek tervezése EC3 kötet 20 szabványt tartalmaz):

27 van lefordítva magyarra és rendelkezik nemzeti melléklettel (46%), 32 nincs lefordítva és csak 12 rendelkezik nemzeti melléklettel (54%).

Az 59 szabvány, akár lefordították, akár nem, érvényben van és 2010. december 31-től már csak ezek a szabványok léteznek. Ezeket a szabványokat használják szerte az Európai Unióban, így elvárható, hogy mindenhol, így nálunk is azonos biztonságú, tartósságú tartószerkezetek épüljenek.

A szabványok az állami megrendeléseknél, közbeszerzési eljárásokkal nyert pályázatoknál kötelezően alkalmazandók.

A szabványok által tervezett épületek élettartama minimum 50 év, a hídszerkezeteknél 100 év.

Egyébként a szabványok alkalmazása önkéntes, ami annyit tesz, hogy bármi más műszaki megoldás használható, mely azonos biztonsági szintet ad, mint az európai szabványok, csak hogy ezt bizonyítani kell.

1.3 Az európai tartószerkezeti tervezési szabványok bevezetésével kapcsolatos érvek és ellenérvek

Miért van szükség az európai szabványokra?

- Ahogy már írtuk, a tartószerkezeti tervezési szabványok 25 éve változatlanok – pedig a korábbi szabványokat 10 évenként mindig korszerűsítették – és idejétmúlt tudományos eredményeken alapulnak.

- Az MSZ 15000-es tervezési szabványok biztonsági szintje a legalacsonyabb Európában; a legkisebb biztonsági szintű országhoz képest is 30%-kal alacsonyabb. A biztonsági szint az új szabványok megjelenésekor folyamatosan csökkent (kevesebb anyagot terveztek be a szerkezetekbe). 1920 és 1986 között majdnem 50%-kal csökkent a biztonsági szint.
- Vagyis tartósabb, biztonságosabb, a tűznek és a földrengésnek jobban ellenállóbb, az Európai Unióban épült szerkezetekkel azonos rangú épületekhez a mai kor tudományos, technológiai szintjének megfelelő szabványok alkalmazása elemi érdekünk.

Az európai szabványok használatának nehézségei

- A szabványok több mint 50%-a nincs lefordítva, így az egy-öntetű szabványhasználat, megértés nem biztosított, annak ellenére sem, hogy a legfontosabb, legtöbbször használt szabványok magyar nyelven megjelentek.
- A szabványok rendkívül bő terjedelműek: az eddig használt MSZ 15000-es tervezési szabványok 360 oldalával szemben ez az 59 szabvány 5000 oldal terjedelmű. Közvetlen tervezésre nyilván szabványkivonatokat kell kiadni.
- Új fogalmak, jelölések, elméletek szerepelnek a szabványokban. Igaz, hogy a műszaki egyetemek több mint tíz éve oktatják az Eurocode-okat, mégis a statikus tervezők mintegy 30%-ának kell újra tanulnia a szabványalkalmazást.
- Nagy hangsúlyt kapott a különböző anyagú szerkezetek tűzvédelme, holott a tűzvédelem a műegytemi alaptananyagban sem szerepel.
- A földrengés elleni védelem a statikai számítások hangsúlyos része, még a családi házaknál is, holott az eddigi gyakorlatban a földrengés okozta igénybevételek nem voltak mértékadóak, így a műegytemi oktatás is csak kismértékben érintette azt.
- Nem készültek elemző vizsgálatok arra, hogy az Eurocode-ok használatával:
 - mennyivel több anyagot kell beépíteni az MSZ 15000-es szabványokkal tervezett épületekhez képest;
 - milyen új vagy többletszerkezeteket, szerkezeti elemeket kell beépíteni a létesítményekbe, hogy az új alapszabványoknak (EC2, EC3, EC5, EC6) megfeleljenek;
 - mennyivel több anyag, vagy szerkezet beépítése szükséges a földrengésvédelemhez az alap Eurocode-okhoz képest;
 - kell-e jobb minőségű anyagokat használni;
 - mennyivel több munkaidő-ráfordítást kíván az új Eurocode-ok használata.

2. AZ ÖSSZEHASONLÍTÓ SZÁMÍTÁSOKRÓL

2.1 Az összehasonlító számítások kidolgozásának alapelvei

Az előző pont utolsó bekezdésében összefoglaltuk azokat a szempontokat, amelyek ismerete elengedhetetlenül szükséges az új európai szabványok bevezetésekor. Egy mérnöknek illik tudni, hogy az eddig épült szerkezetekhez képest mennyi költségnövekedést okoz az új szabványok bevezetése. Ezért született meg varázslatos gyorsasággal a „Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtanai számítása az MSZ EN szerint I., II.” (Magyar Mérnöki Kamara, 2010.) című könyv, amelynek

szerzői e folyóiratban összefoglalják egy-egy épületfajtára

- az MSZ 15000-es szabványok szerint számított,
- az adott anyagfajtára vonatkozó Eurocode-ok (beton, acél, fa, tégl) szerint számított,
- és a földrengésvédelem figyelembevételével meghatározott tartószerkezet tervezési eredményeit.

Az alábbiakban röviden összefoglaljuk a tíz erőtanai összehasonlító számításból levonható következtetéseket. (A könyvben és ebben a cikksorozatban természetesen nem közöljük az MSZ 15000-es szabványok alapján készített statikai számításokat, hanem csak az Eurocode szabványok alapján készülteteket publikáljuk.)

A könyvben szereplő magasépítési létesítmények erőtanai számítása három részből áll:

- a létesítmény számítása az épület anyagra és terhelésre vonatkozó Eurocode alapján,
- a létesítmény számítása a földrengésvédelem figyelembevételével az EC8 alapján,
- összefoglaló, mely tartalmazza az Eurocode alkalmazása miatt beépített többletanyag-mennyiséget, illetve egyéb, a számítás során szerzett tapasztalatokat.

2.2 Az összehasonlító számítások legfontosabb megállapításai

Ezt az összefoglalót arra szántuk, hogy minden mérnök akár statikus, akár nem, átfogó képet kapjon az Eurocode-ok használatának következményeiről.

Az Eurocode-ok alapján kevés a régi és új szabványok használatával készült összehasonlító számítás Magyarországon és külföldön egyaránt. Ebből a néhány összehasonlító számításból riasztónak tűnt az Eurocode-ok használata miatti anyagtöbblet-szükséglet, ami az Eurocode-okkal szembeni ellenérzést növelte. Jellemzésül megjegyezzük, hogy jó két évvel ezelőtt egy szerkezet földrengés elleni vizsgálatakor 30%-os anyagtöbbletet mutattak ki a számítások. Ezt a számot most is emlegeti néhány kolléga, holott azóta a számítás alapját képező vízszintes talajgyorsulás nagysága lecsökkent. Tehát, mivel egy-egy kiragadott épületszerkezeti elem összehasonlító számítása nem adhat valós eredményt, szükségesnek éreztük, hogy valós, teljes épületszerkezet-vizsgálat készüljön az Eurocode-ok bevezetése okozta költségnövekedés meghatározására. Így, a tíz (részben megépült) magasépítési létesítmény összehasonlító számításával a valósággal jobban megegyező képet kaptunk.

Egy-egy épületfajtánál, ahogy azt a következő cikksorozatban látható, a földrengéshatás nem mértékadó.

Végül figyelembe kell venni, hogy egy irodaházban, egy lakóépületben a tartószerkezet ára a teljes költség legfeljebb 20%-a, egy csarnoknál pedig 35-40%-a, az anyag és díjköltség aránya pedig 60% és 40%. Vagyis, ha egy acélszerkezet tömege 10%-kal növekszik, akkor az a teljes épület árában 1,2% ár-növekedést okoz, viszont korszerűbb, tartósabb, a földrengésnek ellenálló épületet építünk.

Az összehasonlító számítások alapján meghatározható általános és mindenképpen megjegyzendő elvek tehát az alábbiak.

- Az Eurocode-okban összefoglalt szabványok rendkívül terjedelmesek, szabványkivonatok használata célszerűbb.
- A számítási munka időtartama megnövekszik.
- A földrengés okozta nagy vízszintes terhek miatt a szerkezet függőleges szerkezeti elemeit a vízszintes erők felvételére legalkalmasabb elrendezésben kell megtervezni, ahogyan azt minden alaptankönyv oktatja. A merevítő falak elhagyása, helytelen elhelyezése, az egymás feletti oszlopok, falak eltolása súlyos anyagi többletköltséget okoz.

- Kis terhelésű vasbeton szerkezeti elemeknél az MSZ 15000-es szabványok által előírt minimális vasalás több mint az EC2 szerint számított vasalás. A minimális vashányad az EC2-ben lecsökken.
- A vasbeton lemezek vasalásának tömege 5-15%-kal növekszik.
- Az MSZ szerint számított lemez repedéstágassága jóval nagyobb (~30%), mint az EC szerint számított érték.
- Acélszerkezetű csarnokoknál a szerkezeti acél tömegnövekménye 5%-20% között lehet.
- Acélszerkezetű csarnokoknál a földrengés nem mértékadó.
- Vasbeton függőleges teherviselő elemeknél (oszlop, me-revítő fal) a földrengéshatás miatti acélbetét tömegnövekedése 40%~60% lehet (de csak a függőleges szerkezeti elemeknél!).
- Összetett szerkezetű (acél, vasbeton, fa) épületeknél a szerkezetek ára mintegy 10%-kal emelkedik.
- Családi házaknál a falak, fedélszék, alapozás mindkét szabvány szerint azonos méretekkkel megfelelnek.

3. HIVATKOZÁSOK

Magyar Mérnöki Kamara: „Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtanai számítása az MSZ EN szerint I. II.”, 2010. április, ISBN: 978-963-99427-6-3-Ö

Dr. Dalmy Dénes (1939) okl. mérnök (1962), címzetes egyetemi docens, a Pannon Freyssinet Kft. műszaki igazgatója, az MMK Tartószerkezeti Tagozat elnöke, hidak, mélyépítési műtárgyak, magasépületek tervezője, feszített szerkezetek tervezője, kivitelezője. Új szerkezetek, eljárások első hazai bevezetője. Nagy létesítmények szerkezeti terveinek független statikus ellenőre (Margit híd, Metró).

IN GENERAL ON THE EUROCODES AND SUMMARY OF THE STRUCTURAL CALCULATIONS BASED ON THE HUNGARIAN NATIONAL STANDARDS AND THE EUROCODES **Dénes Dalmy**

The paper is summarizing the advantages of the Eurocodes. Introduces the aims of the structural calculations of ten different building structures and materials what were calculated by the Hungarian National Standards and Eurocodes. Summarizes the most important data and results in the surplus material what was needed because of the basic Eurocodes (EC2, EC3, EC5, EC6) and the earthquake (EC8).

MONOLIT VASBETON SZERKEZETŰ, SÍKLEMEZ FÖDÉMŰ IRODAHÁZ MÉRETEZÉSÉNEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA AZ MSZ ÉS AZ EUROCODE SZABVÁNYOK ALAPJÁN



Balogh Béla

A Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata az MSZ 15000 szabványsorozatról az MSZ EN szabványokra való áttérés elősegítéséhez összehasonlító számításokat készített különféle épülettípusokhoz. A számítások készítése során az egyes lépéseknél szerzett tapasztalatokat ismertetjük ebben a cikkben.

Kulcsszavak: terhelések, hatások kombinációja, átszúródás, földrengés

1. BEVEZETÉS

A gyakorló mérnök számára rendkívül fontos, hogy konkrét épületekre vonatkozó mintaszámításokon keresztül is megismerhesse, követhesse az új MSZ EN szabványsorozat előírásait, alkalmazási módjait. Az egyidejűleg az MSZ 15000 sorozat szerint is elvégzett számítások pedig lehetőséget adnak a felhasznált anyagok, fajlagos anyagmennyiségek összehasonlítására. A Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata magasépítési bizottságának a felkérésére szerzőtársaimmal (Bécsér Pál, Honti Gábor, Serfőző István) egy oszlopokkal alátámasztott, síklemez födémű, monolit vasbeton szerkezetű irodaház számítását készítettük el. A teljes számítás megtalálható a *Magasépítési létesítmények ellenőrző számítása az MSZ EN szerint* címmel megjelent kiadványban. Ebben a cikkben a számítás egyes területeivel kapcsolatos tapasztalatainkat foglaltam össze.

2. TEHERFELVÉTEL

2.1 Állandó terhek

A régi MSZ a beton szerkezetek önsúlyát a szilárdság függvényében adta meg, ehhez járult még a vasalás miatt 100 kg/m^3 . Így sokan még az AXIS-ban beállított 2400 kg/m^3 -rel számítják a vasbeton szerkezet súlyát is. Az MSZ EN 1991-1-1 szerint a normál beton térfogatsúlya szilárdsági osztálytól függetlenül $24,0 \text{ kN/m}^3$, amit szokásos mennyiségű vasalás esetén $1,0 \text{ kN/m}^3$ -rel kell növelni. Az így kapott $25,0 \text{ kN/m}^3$ mértékadó esetekben általában csak 1-2 % többletet jelent. Az EN szerinti AXIS beállítás már 2500 kg/m^3 .

2.2 Hasznos terhek

Az MSZ 15021/1 2. táblázatához képest a hasznos terhek értéke szinte minden esetben növekedett. Az MSZ EN 1991-1-1 a 6.1-6.12, ill. az NA3-NA6. táblázatokban adja meg a figyelembe veendő terheléseket. Csökkenés csak a nem járható lapostetőknél van, az eddigi $1,0 \text{ kN/m}^2$ helyett $0,4 \text{ kN/m}^2$ a megoszló teher. A többi tehernél általában növekedés figyel-

hető meg, a kisebb terheknél magasabb, a nagyobb terheknél általában kisebb százalékban. Például lakásoknál $1,5 \text{ kN/m}^2$ helyett $2,0 \text{ kN/m}^2$ (33,3%), irodáknál $2,0 \text{ kN/m}^2$ helyett $3,0 \text{ kN/m}^2$ (50%).

Lényeges, hogy szinte minden használati osztálynál van előírt koncentrált teher. Ezek értéke magasabb, mint amennyi az MSZ 15021/1 szerint volt. Például lépcsőknél $2,0 \text{ kN}$ helyett $4,0 \text{ kN}$ (100%). A koncentrált terheket nem kell a megoszló terhekkel egyidejűleg figyelembe venni. Az általános hatás meghatározására a megoszló teher szolgál. A koncentrált terheket a helyi hatások meghatározására kell használni, például rövid fesztávolságú, korlátozott keresztirányú együttdolgozással rendelkező szerkezeteknél.

Részletezettebbek lettek a mellvédekre, elválasztó falakra figyelembe veendő vízszintes terhek. Értékük is növekedett, sportlétesítmények esetén például $1,5 \text{ kN/m}$ -ről $3,0 \text{ kN/m}$ -re (100%).

Nem kapcsolódik közvetlenül az irodaházhoz, de érdemes felhívni a figyelmet arra, hogy megjelentek a szabványban a targoncák okozta hatások részletes értékei 6 targoncaosztály szerinti felosztásban. Irodaházaknál is adódhatnak azonban parkolók. A garázsoknál és járműforgalmi területeknél az eddigi 200 kN összsúlyú jármű helyett 160 kN összsúly a felső határ, amit az MSZ EN 1991-1-1 ad meg. Az előlotti járműterhek tervezését az illetékes hatóság egyeztetésével az MSZ EN 1991-1-2 (Hidak forgalmi terhei) szabvány előírásai szerint kell végezni. Az MSZ EN 1991-1-1 foglalkozik a helikopter leszállóhelyek hasznos terhével is. Kétféle maximális felszállósúlyhoz ad koncentrált terhet a terhelt felület méreteivel és a hozzá tartozó dinamikus tényezővel. Szükség esetén az előbbi terhek okozta ütközési hatásokat is figyelembe kell venni. Ezeknek a hatásoknak meghatározásával részletesen az MSZ EN 1991-1-7 foglalkozik.

2.3 Hóteher

A hóteher számításával az MSZ EN 1991-1-3 foglalkozik. A hóteher karakterisztikus értéke a felszíni hóteher karakterisztikus értékének, a hóteher alaki tényezőjének, a hőmérsékleti tényezőnek és a szél miatti tényezőnek a függvénye. A magasság a felszíni hóteher karakterisztikus értékében, a tető hajlása

a hőteher alakí tényezőjében jelenik meg. A magasság változása 400 m Adria feletti magasság fölött jelentkezik, szemben az MSZ 15021/1 300 m-es Balti feletti magasságával. A terepviszonyok függvényében a szél miatti tényező (szeles/szokásos/védett) jelentősen módosítja a hőteher karakterisztikus értékét (0,8/1,0/1,2). Szokásos lapostetős épület esetén egyébként a jelzett magasságig a hőteher karakterisztikus értéke 1,0 kN/m² az MSZ 15021/1 szerinti 0,8 kN/m²-rel szemben (125%).

Bár ennél az épületnél a földem súlya miatt nem mértékadó, de itt kell felhívni a figyelmet arra, hogy Magyarországon is mindenütt számításba kell venni rendkívüli hőterhet, ill. ha a tető formája ezt lehetővé teszi, a rendkívüli hófelhalmozódást. Ezeket rendkívüli tehernek kell tekinteni. Ez csak olyan esetekben lesz mértékadó, ha a tető állandó terhe alacsony.

2.4 Szélteher

A szélteher számítási módja az MSZ EN 1991-1-4-ben található. Már a terjedelme (139 oldal) is mutatja, hogy a szélteher meghatározása lényegesen bonyolultabb feladat lett az eddigiekénél. A szélteher számításának alapja a szélsébség kiindulási alapértéke, amely Magyarország területén ~23,6 m/s. A szerkezet Magyarországon a terep beépítettségétől függően 4 beépítettségi osztályba kerülhet. Erre a 4 beépítettségi osztályra a terepszint feletti magasság függvényében meghatározható a torlónyomás $q_p(z)$ csúcserő, amely karakterisztikus érték és tartalmazza az adott magasságban az átlagos szélsébséget és a rövid idejű sebességváltozásokat is. A felületre ható szélnyomást (ami lehet szívás, nyomás, a kettő együttese, vagy szélsúrlódás) a torlónyomás csúcserőértékének és a c nyomási tényezőnek a szorzataként kapjuk.

A torlónyomás értéke nyílt terepen 10 m magasságon ~38%-kal, 25 m magasságon ~24 %-kal, 50 m magasságon ~13 %-kal magasabb, mint az MSZ 15021/1 szerinti érték. Intenzív beépítés esetén azonban már az MSZ 15021/1 szerinti értékek a magasabbak, rendre ~12%-kal, ~ 8%-kal ill. ~13%-kal.

A nyomási tényezők meghatározása is rendkívül összetetté vált. A függőleges és ferde felületek 4-5 zónára osztandók, majd az attika kialakítás és a felület hajlásszöge függvényében határozhatók meg a külső nyomási tényezők. A tényezők nagyságát a felület nagysága is befolyásolja. A tényező 1 m² alatt és 10 m² fölött konstans, közte logaritmikusan változik.

Újdonság az MSZ 15021/1-hez képest, hogy zárt jellegű épületeknél a nyílások, valamint a felületek légáteresztő képessége miatt minden esetben figyelembe kell venni belső nyomási tényezőt. Ennek értéke a domináns áttört oldal lététől vagy nem lététől függően a külső nyomási tényező értékének 90 %-át is elérheti.

2.5 Imperfekciók

Amennyiben az épület merevítése falakkal, merevítő magokkal történik, a merevítő rendszerre a geometriai eltérésekből és a terhek helyzetének eltéréséből adódó $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ ferdeséget kell figyelembe venni az MSZ EN 1992-1-1 szerint. θ_0 értéke $l/200$, ami a magasság és a megtámasztott elemek száma alapján csökkenthető. Az MSZ 15022/4 szerint a ferdeség $l/100$, tehát duplája az MSZ EN szerinti értéknek, de a megtámasztott elemek darabszáma függvényében ez is csökkenthető.

3. HATÁSOK KOMBINÁCIÓJA

A parciális tényezők az MSZ EN alapján magasabbak, mint az MSZ 15021/1 szerinti biztonsági tényezők. A növekedés az állandó terheknél 1,35/1,2 (12,5%), a hasznos terheknél 1,5/

(1,2÷1,4) (25÷~7%). Így természetesen a tervezési értékek is a fenti arányoknak megfelelően magasabbak, mint az MSZ 15021/1 szerinti mértékadó értékek. Az eltérés mértéke természetesen függ az állandó és a hasznos teher arányától.

A kombinációk az MSZ EN 1990 (6.10) képlete alapján számíthatók. A szabvány megengedi ennek az alapkombinációnak a helyettesítését a kisebb értéket adó (6.10a) és (6.10b) képlet szerinti értékek magasabbikával. Ez az alternatív kombináció 5-10%-kal kisebb értéket ad, mint az alapkombináció. Ezt az alternatív kombinációt azonban a programok nagy része, így az AXIS sem tudja automatikusan generálni, tehát nagyobb tervezési időt igényelve kézzel kell összeállítanunk a kombinációkat.

4. ANYAGOK

Az MSZ EN szabványokban az MSZ 15000 sorozathoz képest a nagyobb biztonság a hatások kombinációjánál jelentkezik. Az anyag oldalán az ellenállások értékei eltérő képet mutatnak. A B60.50 betonacélnál az MSZ EN szerinti húzószilárdság tervezési értéke magasabb, mint az MSZ 15000 sorozat szerinti határfeszültség, az arány 43,5/42 (3,6%). A betonoknál megfordul az arány, C25/30 betonnál a nyomószilárdság tervezési értéke alacsonyabb, mint a határfeszültség, az arány 1,67/1,75 (-4,6%). Ez a tendencia a C40/50 betonminőségnél megfordul, onnantól kezdve a nyomószilárdság tervezési értéke magasabb, mint a határfeszültség.

5. ÁTSZÚRÓDÁS

Az MSZ EN szabványokban a hajlításra és a külpontos nyomásra való méretezésnél jelentős elvi különbségek nincsenek az MSZ 15000 sorozathoz képest. Megfelelő képlékenységgű betonacél esetén hajlításnál a szabvány lehetőséget nyújt a folyás utáni felkeményedés figyelembe vételére. Ezzel szükség esetén csekély mennyiségű betonacél megtakarítás elérhető. Külpontos nyomásnál a külpontosság növekményt az MSZ EN alapján is két tagból kell összeállítani, az egyik az imperfekciókat veszi figyelembe, a másik a görbület számításával a másodrendű hatásokat veszi figyelembe.

Az átszúródás számításánál már több eltérést találunk az MSZ 15022/1-hez képest. Pontosabban szabályozott, hogyan kell figyelembe venni az eltérő feszítávolságok vagy a hajlítónyomatékok miatti nyíróerő növekedéseket. Növekvő tényezők találhatók belső-, szélső- és sarokoszlopokra. Megjegyzendő, hogy a DIN 1045-1, amely az MSZ EN-nel azonos alapelveken nyugszik, a falvégre és a falsarokra is ad értékeket. Az átszúródási vizsgálatoknál a két jellemző határ az átszúródási vasalás nélküli átszúródási teherbírás tervezési értéke ($V_{Rd,c}$) és a figyelembe vehető legnagyobb átszúródási teherbírás tervezési értéke ($V_{Rd,max}$). A felső határ vizsgálatát a pillér szélénél kell elvégezni. Az átszúródás vizsgálatát a pillér szélétől 2-d távolságban kell végrehajtani, vagyis a repedésképződés lényegesen laposabb, mint az MSZ 15022/1-ben. Érdekes, hogy ennek a legkisebb átszúródási körnek a távolsága az MSZ ENV előszabványban még 1,5-d volt, és 1,5-d az értéke a DIN 1045-1-ben is.

Újdonság, hogy 20 cm hasznos magasság felett $V_{Rd,c}$ értéke már nem egyenes arányban, hanem attól csak kisebb mértékben nő a hasznos magassággal. A másik, és igen lényeges új elem, hogy $V_{Rd,c}$ értéke függ az oszlop feletti vasalás mennyiségétől. Az oszlop felett és az oszlop mindkét oldalán, mindkét irányban 3d távolságban elhelyezkedő vasmennyiség vehető figyelembe. Ennek a vasalásnak a 3-d távolságon kívül megfelelően lehor-

gonyoztnak kell lenni. A figyelembe vehető vasmennyiségnek alsó és felső korlátja is van. A betonban külső nyomóerőből keletkező normálfeszültség növeli $V_{Rd,c}$ értékét. $V_{Rd,c}$ értékének van egy, a lemez felső vasalásától független alsó korlátja is. $V_{Rd,max}$ értéke a beton anyagjellemzőitől és a keresztmetszet magasságától függ. Érdekes, hogy a DIN 1045-1-ben a felső korlát $1,5 \cdot V_{Rd,c}$, ami jóval alacsonyabb, mint az MSZ EN szerinti érték.

Amennyiben a nyíróerő tervezési értéke a két korlát közé esik, a lemezt átszúródás elleni vasalással kell ellátni. Az MSZ EN a függőleges szárú vasalásokat részesíti előnyben, a ferde felhajlításokkal szemben, nem csak az átszúródásnál, hanem a nyírásnál is. Szerkesztési előírások korlátozzák a figyelembe vehető ferde felhajlítások mennyiségét. A szükséges átszúródási vasalásnak legalább a felét kengyelekkel kell felvenni. A szükséges vasmennyiséget a $V_{Rd,c}$ 75%-a feletti nyíróerőre kell meghatározni. Ismét csak érdekesség, hogy ez a DIN 1045-1 szerint csak a teljes $V_{Rd,c}$ feletti részre számítandó. A számítás során az acél csak az átszúródási vasalás hatékony szilárdságának tervezési értékével vehető figyelembe. Az összefüggések alapján csak 74 cm-nél nagyobb átlagos hasznos magasságú szerkezetekben használható ki teljesen a betonacél.

Az átszúródási vasalás elrendezésére az MSZ EN részletesebb előírásokat tartalmaz, mint az MSZ 15022/1, nem csak sugárirányban, hanem az átszúródási körök érintőjének irányában is.

6. SZERKESZTÉSI SZABÁLYOK

A hasznos magasság meghatározásánál a betonacélok terv szerinti helyzetükkel vehetők figyelembe, külön kedvezőtlen elhelyezési értéket nem kell hozzáadni, mert ezek már az anyagjellemzők parciális tényezőiben benne vannak.

A minimális vasmennyiségek, különösen hajlított keresztmetszetnél lényegesen alacsonyabbak az MSZ 15022/1 szerinti értékeknél. Az eddigi egységes 3‰ helyett anyagminőségtől függően 1,3÷1,51‰ között mozog a leggyakrabban használt anyagminőségeknél, ráadásul ez az érték a hasznos magasságból számítandó.

A betontakarásra, különösen magasabb kitéti osztályok esetén lényegesen nagyobb érték adódik, mint ami az eddigi előírás volt. A húzott betonacélok lehorgonyzási hossza kb. 5-7 átmérőnyi hosszal nagyobb, mint az MSZ 15022/1 szerint. Lényeges új elem a lehorgonyzásnál, hogy olyan acélbetéteknél, amelyeknél a betonozáskor a betonacél alatt 30 cm, vagy annál több friss beton van, a lehorgonyzási hosszat a beton roskadása miatti kedvezőtlenebb tapadás következtében 43 %-kal meg kell növelni. Ez a gyakorlatban a vastagabb lemezek felső vasalását és a gerendák felső vasalását érinti. Átfedések toldásoknál bizonyos körülmények között megengedett a húzott acélbetétek teljes mennyiségének azonos keresztmetszetben való toldása is, a toldási hossz 50%-os növelésével.

Növekszik a betonacélok közötti minimális távolság is. Az átmérő és a 20 mm, mint lehetséges alsó korlát változatlan, de a beton maximális szemmagyságának 0,7-szerese helyett a maximális szemmagyság + 5 mm veendő figyelembe lehetséges alsó korlátként. A minimális távolság az előbbi három érték maximuma. Nem előírás viszont a harmadik sortól kezdve a távolságok növelése.

7. FÖLDRENGÉS

Az általunk vizsgált épület egy alapincézetlen, földszint + 3 szintes irodaház. Az épület monolit vasbeton pillérváz

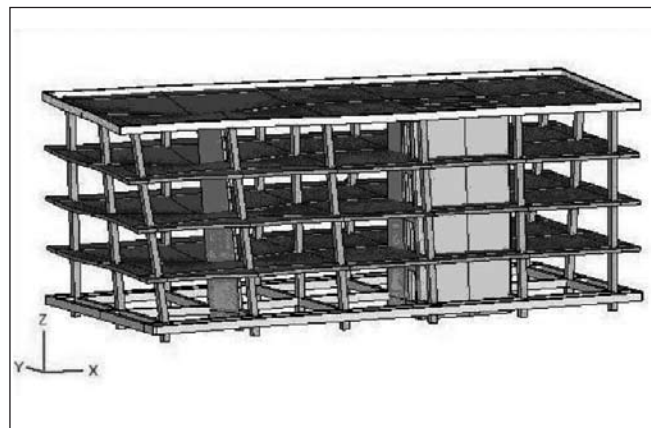
szerkezet, a merevítése a lépcsőházi vasbeton maggal és egy ettől független merevítő fallal történik. A földem monolit vasbeton lemez. Az épület befoglaló mérete 39,00 x 17,40 m. A szintmagasság 3,50 m, az épület párkánymagassága 14,30 m. A pillérváz rasztere 7,20 x 7,20 m, a földem a szélső pillérsorokon 1,50 m-rel túlnyúlik. A merevítő mag rasztermérete 7,20 x 5,10 m. 5,10 m az első belső raszterben található merevítőfal hossza is. A monolit vasbeton pillérek alaprajzi mérete 50x50 cm, az alaptestekhez csuklósan kapcsolódnak. A monolit vasbeton földem vastagsága 28 cm, kétirányban teherhordó, pillérekkel és falakkal alátámasztott, többtámaszú szerkezetek. A földem a függőleges terhek felvételén túl a szerkezetre ható vízszintes erőket is továbbítják a merevítő vasbeton falakra. A monolit vasbeton falak vastagsága 25 cm. A lépcső kétkarú egyenes vasbeton lépcső közbelső pihenővel. A pillérek alapozása monolit vasbeton pontalapokkal, a vasbeton falak alapozása sávalapokkal történik. Az épület külső térelhatárolása üvegfal, amely szintenként a földemre, ill. az épület kontúrján körbefutó vasbeton talpgerendára terhel. Az épület funkciója irodaház.

Az összehasonlító számításokból az adódott, hogy a viszonylag vastag földem miatt hiába volt a csúcsnyomatékokban a terhelések biztonsági tényezőinek eltéréséből adódó 20-30 % többlet az MSZ EN szerinti számításban, a földem vasalását - a gyakorlatban alkalmazott vasosztásokkal - azonos fajlagos vasmennyiséggel lehetett kihozni mindkét szabvány szerint. A pilléreknél szintén azonos vasalást alkalmaztunk, így a kihasználtság arányában jelentkező 4 százalékpontnyi különbség. Az átszúródási vasalásban már jelentősebb (~34 %) különbség adódott, de mivel az átszúródási vasalás a teljes szerkezet vasalásának csak kis százaléka, így ez a többlet a teljes vasmennyiségben alig jelentkezik.

Sokkal markánsabb különbségek adódnak azonban a merevítőrendszer elemeiben és azok kialakításában, ha az MSZ EN 1998-1 szerinti földrengés vizsgálatot is elvégezzük. Az MI-04. 133-78 előírásaihoz képest az első és legfontosabb különbség, hogy az eddigi ~30%-nyi területtel szemben Magyarország teljes területén mindenféle épülettípusra el kell végezni a földrengés vizsgálatot. Módosult az épületek besorolása is a fontossági osztályokba. Míg eddig 6 féle védelmi kategória volt 0,5÷1,6 közötti tényezővel, tehát 3,2-szeres különbség volt a két szélső érték között, az új előírások szerint a 4 fontossági osztály között csak 1,4/0,8=1,75-szörös a különbség. Ez azt is jelenti, hogy az alacsonyabb fontosságú épületekre ható igénybevételek is emelkednek a legfontosabb épületekhez képest, miközben a legmagasabb kategóriára jutó igénybevételek is emelkednek.

A lényegesen megnövekedett vízszintes terhelések miatt több merevítő elem beépítésére van szükség. A merevítéseknek

1. ábra: 1. rezgésalak



szimmetrikus elrendezésének kell lenni. Az 1. ábrán látszik, hogy a csavarási középpont és a súlypont nagy távolsága miatt a domináns y irányú elmozdulás mellett jelentős az elcsavarodás hatása is. A vizsgált épületnél a földrengésből keletkező vízszintes erő y irányban kb. 10 szerese, x irányban kb. 30 szorosa a szélből keletkező vízszintes erőnek. A különálló merevítőfal a földrengési igénybevételekre éppen bevasalható, fájlagos vasmennysége több mint a duplája a földrengés nélküli MSZ EN szerinti számításból adódónak ($136/60 \text{ kg/m}^3$). Az alapozásánál azonban egyszerű sávalap már nem alkalmazható az eredő nagy külpontossága miatt.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az MSZ EN sorozat alapján számított épület vasmennysége az MSZ 15000 sorozathoz képest kis mennyiségű többletet mutat. Az ilyen épületek biztonsági szintje magasabb, tartósságuk nagyobb, így élettartamuk alatt várhatóan alacsonyabb fenntartási költséget igényelnek.

A földrengés figyelembe vétele azonban jelentős változtatásokat igényel eddigi szemléletünkben. Drasztikusan megnövekednek a vízszintes erők. Ez megköveteli, hogy fokozottan törekedjünk a merevítő rendszerek szimmetrikus kialakítására alaprajzi értelemben, folyamatos elhelyezésükre magassági értelemben. Kicsi legyen az excentricitás a súlypont és a csavarási középpont között. A megszokottnál nagyobb számú merevítőfalra lehet szükség. Mindezeket az építész tervezőkkel is tudatosítani kell, hogy az épületek tervezése már a kezdetektől megfelelő irányba haladjon.

A földrengésvizsgálat lényeges többletmunkát követel a statikus tervezőtől. A gépi számítások futásideje érzékelhetően, jelentősen növekszik. Több energiát kell fektetni a csomópontok kialakításába és a vasalási tervek készítésébe is. Arra kell törekedni, hogy ezt a többletet a tervezési díjban is érvényesíteni lehessen.

9. HIVATKOZÁSOK

- MSZ 15021/1-86 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Magasépítési szerkezetek terhei”
- MSZ 15022/1-86 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Vasbeton szerkezetek”
- MSZ 15022/4-86 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Előregyártott beton, vasbeton és feszített beton szerkezetek”
- MSZ EN 1990:2005 „Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai”
- MSZ EN 1991-1-1:2005 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1.rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei”
- MSZ EN 1991-1-3:2005 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3.rész: Általános hatások. Hóteher”
- MSZ EN 1991-1-4:2007 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4.rész: Általános hatások. Szélhatás”
- MSZ EN 1991-1-7:2010 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7.rész: Általános hatások. Rendkívüli hatások”
- MSZ EN 1991-2:2006 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 2.rész: Hidak forgalmi terhei”
- MSZ EN 1992-1-1:2010 „Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1.rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”
- MSZ EN 1998-1:2008 „Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1.rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok”

Balogh Béla (1953) okl. építőmérnök (1977), acélszerkezeti szakmérnök (1985), Iparterv (1977-2001) műterem vezető, 3B Kft. (2001-) ügyvezető. Tevékenység: acél és vasbeton szerkezetek tervezése.

COMPARISON OF STRUCTURAL DESIGNS ON THE BASIS OF HUNGARIAN STANDARDS AND EUROCODE FOR MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE OFFICE BUILDING WITH FLAT SLAB

Balogh Béla

Structural Engineering Division of the Hungarian Chamber of Engineers has prepared comparative calculations for various types of buildings in order to ease change over from Hungarian Standard Series MSZ 15000 to MSZ EN. We review experiences gained in each step during calculations in this article.

KÉTSZINTES, FALAZOTT TARTÓFALAS, MONOLIT VASBETON FÖDÉMŰ ÉPÜLET TERVEZÉSE AZ MSZ EN SZABVÁNYOK SZERINT



Gonda Ferenc



Lukács Dávid



Varga Krisztián



Horváth Csaba



Tajta István

A címben körülírt épület inkább jellegében, mint nagyságában meglehetősen eltér a falazott szerkezetek klasszikus képviselőitől, a családi házaktól. Ez az épület arra adott példát, hogy a nem szokványos kialakítás tervezése az MSZ EN szerint koránt sem jár annyi többletmunkával és többlet építőanyaggal, mint véltük. A cikk a Magasépítési létesítmények ellenőrző számítása c. könyv 7. fejezetében szereplő bemutató példának csak az eredményeit, tanulságait öleli fel, magát a számítást nem kívánja megismételni.

Kulcsszavak: falazott, téglafal, modálanalízis

1. BEVEZETÉS

A példaként végigszámolt ház egy kétszintes, egytraktusos, hosszfőfalas irodaépület, zöldtetős lapostetővel. Födémek monolit vasbeton síklemezek, a külső falsíkon egy 5 cm-es hőszigetelés mögött végződnek. Közlekedő magja két téglanyagú harántfal közé van elhelyezve: egy monolit vasbeton liftaknára konzolosan épített, háromkarú lépcsőből áll. A szinti pihenő a harántfalakra támaszkodó födémű. Maga a liftlépcső együttes, mely rezgést és kopogó hangokat kelt, el van választva a teherviselő falazatoktól. Ezzel sajnos elvesztettük a merevítő vasbeton mag lehetőségét, de a mai épületeknél már ezt kívánják meg az akusztikai igények.

A ház 10,70x47,90 m méretű, magassága az attika tetejéig 7,50 m. Szomszédos épület csak egyik hosszoldalán van, három oldala szabad, mindhárom oldalán ajtók-ablakok vannak. Egyetlen dilatációs egységként alakítottuk ki.

Alapozását nem méreteztük, de a földrengésvizsgálat adatigénye miatt beton sáv- és pontalapokat, vasbeton talpkoszorúkat és 15 cm vastag vasalt padlólemez tettünk figyelembe. A téglafalak 30 cm vastagok. A számításban az elterjedt Porothersm 30 N+F, valamint egyetlen harántfálnál a hanggátló

Porothersm 30/40 téglát méreteztük. (Porothersm - alkalmazási és tervezési útmutató 2009.)

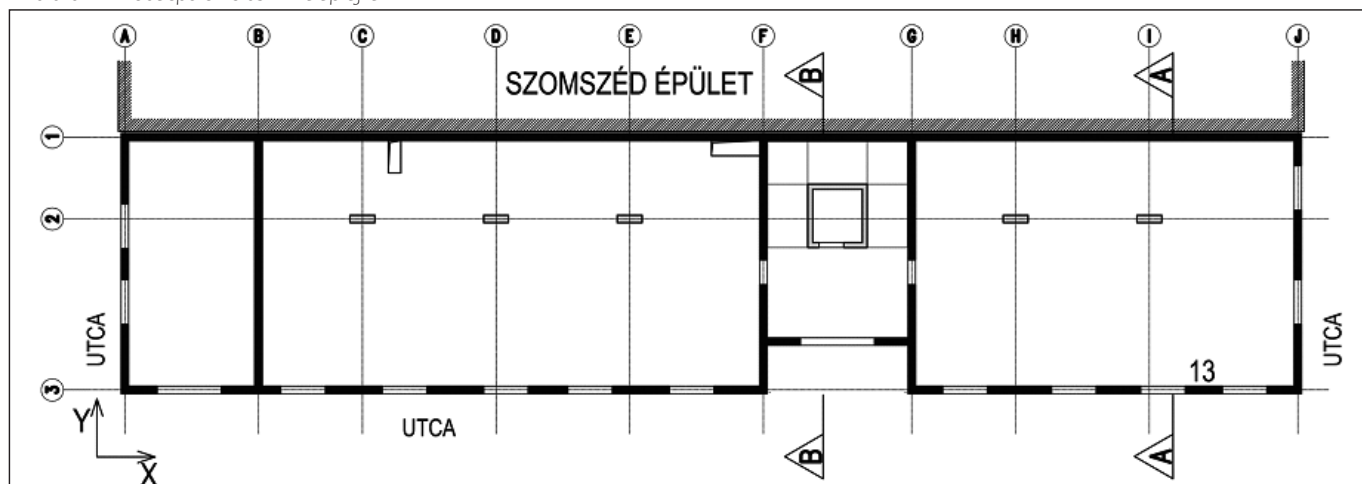
A ház földszinti alaprajza és metszetei az 1. és 2. ábrán láthatók.

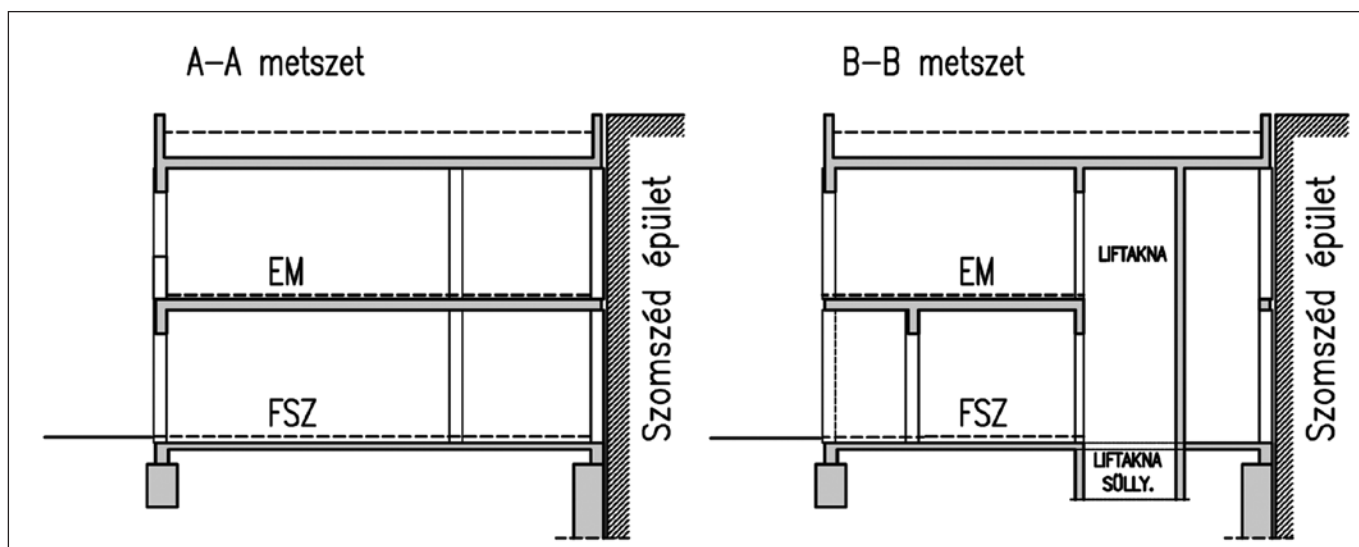
2. A SZABVÁNYOKBAN TAPASZTALT FŐBB KÜLÖNBSÉGEK

A szóban forgó épületet mind az MSZ, mind az MSZ EN (MSZ EN 1990:2005, MSZ EN 1991-1-3:2005, MSZ EN 1991-1-4:2007, MSZ EN 1996-1-1:2009) szerint kiszámoltuk. Bár elsősorban a falazott szerkezetek tervezési különbségeire figyeltünk, a használt többi szabvánnyal kapcsolatos véleményünket is közreadjuk. Nyilván ez a többi szerkezetet kidolgozó kollégáinkkal sok helyen átfedésben lesz, de bizonyára nem mindenkinél ugyanott van a hangsúly, és ez tanulságos lehet.

Általában úgy találtuk, hogy az EN szabványok sokszorosan terjedelmesebbek, s ezzel jóval részletezőbbek a megszokott MSZ-eknél. Míg pl. a falazott szerkezetekre vonatkozó MSZ 15023-87 szabvány 23 oldal, addig a (MSZ EN 1996-1-1:2009) szabvány 101 oldal. Tipikus, hogy egy-egy megoldást több különböző szabványhely előírásából kell összerakni. Ez rontja

1. ábra: Az irodaépület földszinti alaprajza





2. ábra: Az irodaépület két jellemző keresztmetszete

az áttekinthetőséget. A hatékony mindennapi munkához nélkülözhetetlen lesz jól rendszerezett, a szabványnál jóval rövidebb összefoglaló segédletek használata. Ezek vagy szervezeten – ilyen kísérlet például a cikk elején említett könyv – jelennek meg, vagy minden iroda próbál magának „célszerűket” összeállítani. Nyitott kérdés az is – s ebben jó irányt mutathatnának a segédletek – hogy az MSZ EN tartós, rutinszerű használata során, a szokványos szerkezetek számításakor, mennyire egyszerűsíti majd a tervezési gyakorlat – természetesen a biztonság javára tett – közelítésekkel, egyszerűsítésekkel a nagyon aprólékos szabványelőírásokat. Ez eddig minden újabb szabvány (1971-es, 1989-es) esetében megtörtént.

A terhek esetében az állandó és hasznos (esetleges) terhek *parciális tényezői* semmi újat nem jelentenek az *osztott biztonsági tényezőkhöz* szokott magyar statikusnak, csupán számértékük nagyobb a megszokottnál. Jellemzően nagyobbak a megoszló és koncentrált hasznos terhek értékei is, és ezeket A, B, C, D stb. osztály szerint, többnyire nem tételes előírás, hanem „jellemző használat” és „példa” megnevezés alapján kell a tervezőnek kiválasztania. Irodaterületen azonban kivételesen teljesen egyértelmű az NA nemzeti melléklet szerinti $3,0 \text{ kN/m}^2$ érték és közlekedőinél az $5,0 \text{ kN/m}^2$. (Megjegyezzük, hogy egy-egy konkrét irodaháznál ésszerű lehet még ennél is feljebb menni!) Újdonság, hogy nem csak az oszlopok-falak tervezésekor, hanem a 10 m^2 -nél nagyobb földemterületek méretezésekor is lehet hasznos terhek csökkentő tényezőt alkalmazni. Mi ezt nem alkalmaztuk, és egy irányban teherviselő lemez esetén nem is tartjuk alkalmazhatónak.

A válaszfalteher egyértelműen kvázi-állandó *hasznos* terhek tekintendők, és mi ugyanilyenek javasoljuk a függesztett épületgépészeti terhet is.

A nem járható lapostetőkre előírt $0,4 \text{ kN/m}^2$ terhek viszont nem számítandók együtt a hőterheléssel, tehát gyakorlatilag mintha nem is lenne.

A meteorológiai terhekre külön, részletes szabványkötetek vannak: Szélhatás (1991-1-4) és Hóhatás (1991-1-3). Bonyolult esetekben igen hasznosak ezek, szokásos esetekben viszont túl bonyolult a számítás. A *belső szél* teljesen új szempont, s olyan épületeknél, pl. foghíjbeépítés, ahol egyetlen ún. domináns homlokzaton van a nyílások kétharmada, igen jelentős nagyságú. Egyes faltestekre akár mértékadó is lehet. A mi épületünkről térbeli számítási modell készült, a szélertereket e modellre működtettük. Amint várni lehetett, a csupán kétszintes ház falaiban a szélerter – minden kedvezőtlen alaprajzi adat ellenére – mind hossz-, mind harántirányban jelentéktelen, legfeljebb $\pm 3 \text{ kN/m}$ többletterhelést okozott.

A teherkombinációk (pontosabban hatáskombinációk) képzése természetesen nem újdonság, de a matematikailag lehetséges összes kombináció áttekinthetetlen mennyiség. A szabvány 2.4.2 pontja kifejezetten utal is az egyszerűsítési lehetőségre. Mi a konkrét számításunkban nem általában, hanem egy-egy tartószerkezeti elem méretezésének elején állítottuk össze a kívánt igénybevétel-párt, pl. maximális függőleges és vele egyidejű vízszintes erőket.

Külön is tárgyaljuk majd a földrengési erők kérdését, mert ez minden bizonnyal a legnagyobb különbség az eddigi magyar gyakorlathoz képest.

Anyagminőségekben csak a falazatra térünk ki. Újdonság a vasalt falazat szabályozása. Az egyes ellenőrzési pontokban egymást követi a vasalatlan és vasalt falazatra érvényes előírás. Talán ennek az a logikai magyarázata, hogy nincs is definíció, mikor minősül vasaltnak egy falazat, inkább minimális vasmennyiségek és a szerkesztési szabályok vannak meghatározva. (Érdekesség, hogy a „kötésben” falazáshoz elő van ugyan írva a minimális átfedés, de vasalt falazat esetében ez meghatározható a vasalási terv részeként).

A tervezés első alapadata a falazat határfeszültségének kiindulási értéke (MSZ szerinti megnevezés). Ehhez eddig 7 paraméter kellett: anyagminőség szerint a falazóelem fajtája, magassága, nyomószilárdsága és a habarcsszilárdság; a készítési mód szerint pedig a falazóelem minőségi osztálya, darabolási állapota (egész, fél, sérült, törött), a habarcsréteg jellemzői (vastagság, fugatelitettség).

Most a falazat tervezési szilárdságát (ez az MSZ EN 1996-1-1:2009 szerinti megnevezés) 12 adat határozza meg: 5 anyagminőség-jellegű és 7 kivitelezési jellegű paraméter. A felhasznált anyagok szerint előbb

- a falazóelem szabványos nyomószilárdsága és a falazóhabarcs nyomószilárdsága alapján a falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értékét (f_k) kell számítanunk, majd a használandó γ_M parciális tényező (vagyis osztott biztonsági tényező) kiválasztásához szükséges a falazóelem-csoportba sorolás (gyártói adat), a falazóelem minőségi osztálya (I. vagy II. osztályú), a habarcs milyensége (tervezett összetételű habarcs, recepthabarcs, tetszőleges habarcs)
- és ugyancsak a γ_M parciális tényező kiválasztásához kivitelezési szempontok alapján (ilyen eddig nem volt): a munka felügyeletének ellátása szerint, a munka ellenőrzésének szervezése szerint, a habarcs és kitöltőbeton szilárdságának ellenőrzöttsége szerint, a habarcs gyári vagy helyszíni keverésű volta szerint, a hézagok habarccsillapítottsága szerint, majd aszerint, hogy fél- vagy negyedméretű a megengedett

legkisebb elem, végül aszerint, hogy csak géppel vagy kézzel is szabad elemet fűrészelni. Látható, hogy a tényleges építési viszonyok, felszereltség ismerete nélkül most már szinte lehetetlen pontos méretezést végrehajtani. Több helyen utal ugyanakkor az MSZ EN arra, hogy bizonyos értékeket, pl. kúszási tényezőt kísérletekkel kell/lehet meghatározni.

A rugalmassági modulus értéke elég hosszadalmasan számítandó, egymástól messze lévő szabványhelyekről – 3.7.2, 3.6.1.2, NA 2.5, NA 2.6 – kell kigyűjteni tényezőket. Értéke az égetett agyagra azonos az eddigivel, de a mészhomoktéglára nézve alacsonyabb.

A falazat besorolásához szükség van a gyártók által közlendő műszaki adatokra, a számpélda kidolgozásakor ez még jobbra hiányos volt.

3. A SZÁMÍTÁS RÖVID BEMUTATÁSA

A födém szerkezeteket nem szükséges részleteznünk, mert a monolit vasbeton lemezek más számpéldákban kimerítően szerepelnek.

A mintafeladatunk falazat-számításakor két fontos eltérést találtunk a két szabványrendszer között. Modellezésben: az MSZ szerint a külső faltestekre ható szél hajlító hatása merevített „zömök” falnál elhagyható, s ha számítani kell, akkor is kéttámaszú a modell – födémről födémig. Az MSZ EN szerint viszont mindig számítandó a hajlítás, még hozzá többtámaszú modellel.

Méretezésben: az MSZ a külpontosság-növekményre csak egyféle számítást ismer, s így a nyomott faltestet mindig a magassága közepén méreteztük. Az MSZ EN viszont másmilyen módszert ad a födémcsatlakozásnál, mint közép magasságban, így aztán három keresztmetszetben (alul, közepén, fent) kell méretezni.

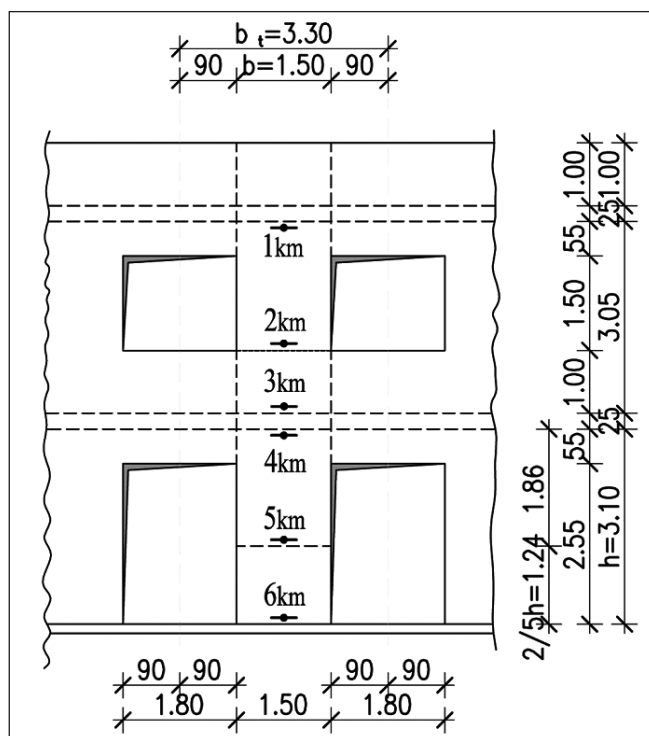
Az alaprajzon 13 jelű faltestünk méretezése a következőképpen történt.

A bevezetésben említett Porotherm 30N+F téglának a szabványos nyomószilárdsága $f_b = 10 \text{ N/mm}^2$, I. osztályú. Mivel égetett agyag, üregtérfogata 45%, a gyártói besorolás híján ezek alapján soroltuk a 2. falazóelem-csoportba.

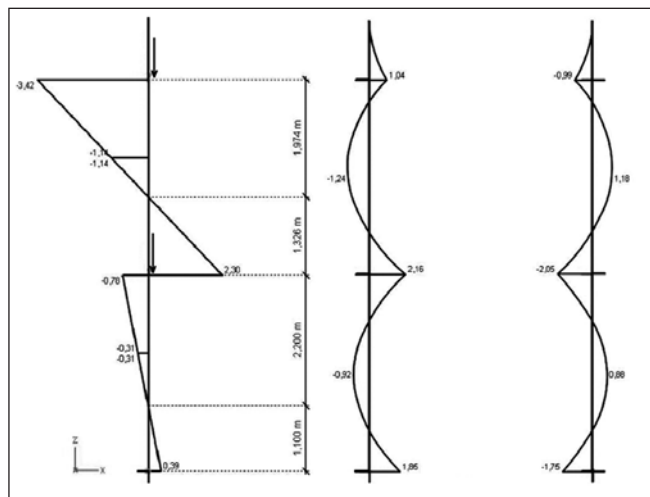
A habarcs a gyári tájékoztató szerint PTH M30 (ez „recepthabarcs” és most már M3-nak kell nevezni), szabványos nyomószilárdsága $f_m = 3 \text{ N/mm}^2$. A falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értékét, f_k -t most már a 3.6.1.2 pont szerint számíthattuk, majd az $E_{longterm}$ tartós rugalmassági modulus is.

A falazat f_d tervezési nyomószilárdságának kiszámításához feltételeztük, hogy a munka ellenőrzését egy független személy fogja végezni, a hézagok habarcsfeltöltöttsége 100% (itt megengedi az NA, hogy a függőleges hézag kitöltöttsége az alkalmazási útmutató szerint legyen értelmezve), legalább negyed méretűek legyenek a használt falazóelemek, de kézzel is fűrészelhetők. A parciális (osztott biztonsági) tényező – mely itt természetesen osztó – a falazatra $\gamma_M = 2,2$ értékű.

A kétszintes faltestet a 3. ábrán mutatjuk be. Először a legnagyobb nyomóerő – egyidejű nyomaték igénybevétel párokkal foglalkoztunk. A két födémről átadódó – külpontos – teherben nem kellett részletesen terhelte födémterület esetét figyelembe venni! Mivel minden födém felett és alatt, továbbá a szintmagasság középső ötödében kell keresztmetszetet méretezni, a födémterhekhez értelemszerűen adtuk hozzá az attika- és falazati (nyíláskiváltó) súlyokat. Mindhárom keresztmetszetet a nyílások közötti falpillér 1,50 m szélességével méreteztük.



3. ábra: A tárgyalat 13 jelű faltest nézete



4. ábra: A rúdmodell nyomatéki ábrái

Egy táblázat (mely a könyv mintafeladatában megtalálható) foglaltuk össze a $2 \times 3 = 6$ keresztmetszet helyét, normálerőit, azok származását. A 4. ábrán látható nyomatéktáblák előállításához készítettünk egy külön Axis rúdmodellt (lehetett volna kézi nyomatékosztással vagy a szabvány C melléklete szerint is számítani). Három teherből raktuk ezeket össze: a födémterhek külpontosságainak megfelelő koncentrált nyomatékokból, az egyidejű szélnyomásból, majd egyidejű szélszívásból. Használtuk a Φ_0 kombinációs tényezőt.

Az első méretezési hely a tetőfödém alatti keresztmetszet. A normálerő-nyomaték párból számítható külpontosságok alapján a szabvány 6.4 képlete szerinti Φ_i kapacitáscsökkentőt számítottuk. Ez az 1-nél kisebb szám a teherbírás csökkentő szorozója. Egészen hasonló módon kellett a 3., 4., 6. jelű, a födémek alatti és feletti keresztmetszetet számítani, míg a fal középső ötödében (ezen belül meg kell keresni a mértékadó helyet; a mi esetünkben ez az ötöd teteje volt), a 3. és 5. keresztmetszetben a szabvány 6.7 képlete igazít el a Φ_m kapacitáscsökkentő tényező számításában.

Ugyanezen a számításokat el kellett végezni a legnagyobb nyomatékok és egyidejű nyomóerők, továbbá legnagyobb nyomatékok és egyidejű nyomóerők kombinációjára is.

A szilárdsági méretezés után nem kellett a falazat használhatósági határállapotát vizsgálni, mert a szabvány ilyenkor már ezt kielégítettnek nyilvánítja.

Az épületben nem fordultak elő olyan kapcsolatok, helyi igénybevételek stb., amelyek vizsgálata érdemi tanulsággal járt volna. A 300 mm-es téglafalazat kielégíti a REI 120 tűzállósági követelményt.

4. A FÖLDRENGÉSI ELLENŐRZÉS TAPASZTALATAI

Az irodaépület földrendési ellenőrzését is elvégeztük a szokványos statikus vizsgálatok kiegészítéseként. A budapesti épület esetén 0,14g alapkőzet gyorsulást vettünk figyelembe, melyet a Magyar Mérnöki Kamara ajánlása alapján 0,7-es redukciós tényezővel csökkentettünk. A talajmechanikai adatokat a vonatkozó szabványok (MSZ EN 1997-1:2006 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok és MSZ EN 1997-2:2008 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 2. rész: Geotechnikai vizsgálatok) szerint mérlegelve az alapozás altalaját „C” talajosztályba soroltuk. A funkciót illetően épületünk a II. osztályba tartozik.

Az MSZT vasalatlan, falazott szerkezetekre vonatkozó javaslatát figyelembe véve 2,50-es duktilitási tényezőt alkalmaztunk, amelyet viszont az épület magassági értelemben vett kedvezőtlen merevségi viszonyai miatt 20%-kal csökkentettünk, így az alkalmazott tényező $q=2,00$ volt. Ezek alapján a válaszspektrum görbe felső vízszintes szakaszának (platójának) értéke $S_d=0,1409g$. Az ellenőrzés során a válaszspektrum görbét a (Dulácska, Joó, Kollár, 2008) ajánlása alapján módosítottuk, a spektrum görbéjének emelkedő szakaszán is a platón meghatározott értékkel számoltunk. Ezt az épület lengésidejének meghatározásának bizonytalansága is indokolta teszi. A felső platóra történő méretezés a biztonság javára közelít.

Érdemes külön kiemelni, hogy a falazott szerkezetű épület adottságait összevetettük az MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8 szabvány 9.7-es bekezdésének („Egyszerű falazott épületek”-re vonatkozó szabályok) pontjaival is (ezek azok a követelmények, melyek teljesülése esetén eltekinthetünk a részletes földrengésvizsgálattól). A vizsgált irodaház kialakítása több pontnak sem felelt meg, a fontosabbakat az alábbiakban emeljük ki:

- A teherhordó falak irányonként vett keresztmetszeti területe a haránt irányú falak esetén alul maradt az ajánlott értéknek (harántirányban: $2,8\% < 3\%$).
- Az épület oldalhosszainak aránya meghaladja a kívánt (max. 1:4) értékeket. Megemlítenénk, hogy hosszú, sok beharpassal ellátott épület esetén vizsgálni kellene a födémek tárcsamerevségét is. Számításainkban terjedelmi okok miatt ettől eltekintettünk.
- Az épület egyik hosszoldalán lévő tűzfalas kialakítás a csavarási középpontot erősen eltolja a tömegközépponttól, a közel szimmetrikus merevségi elrendezés így nem teljesül.
- A harántfalak egymástól mért távolsága is meghaladja az ajánlott 7 m-enkénti értéket.

Az épület dinamikai vizsgálatát AxisVM10 programmal végeztük, lineáris számítást, térbeli modálanalízist alkalmazva. (A modálanalízist az épület merevségi viszonyai és a homlokzati nyílások szabálytalansága indokolta tette.) A falakat homogén, izotróp héjelemekkel modelleztük, a födémeket merev tárcsaként kezeltük.

A rezgésszámítást követően a program generálta a modális tömegek figyelembevételével a statikus terheket. Az egyes

teheresetek kombinációjából előállított igénybevételeket felhasználva minden falat ellenőriztünk. Az ellenőrzés kimutatta, hogy több fal sem felel meg a teherbírási követelményeknek. A számítás részletezése nélkül a következtetéseket, tanulságokat az alábbiakban gyűjtöttük össze.

A korábbi tervezési gyakorlat során jellemzően csak szélteherre vizsgálatuk épületeinket. Viszont az MSZ EN 1998 hatálybalépése óta jelentős többlet teherrel kell számolnunk, mely az épület kialakítási elveit erősen korlátozhatja.

Irodaházunk esetében a vízszintes erőket tekintve a földrengési teher a mértékadó. A szeizmikus teher akár 5-10-szerese lehet a széltehernek a figyelembe vett duktilitási tényezőtől függően. Külön kiemelnénk, hogy míg a szélteher az adott iránytól és a felülettől függ, addig a földrengési teher az össztömeg függvénye, viszont az iránytól független!

A modálanalízis eredményei a közelítő ellenőrzés során tapasztalt anomáliákat igazolták. Főként a haránt irányú falak lettek túlterheltek mind a két szinten. A kedvezőtlen, aszimmetrikus helyzetű tűzfal a merevségi középpontot eltolta, ezzel többlet horizontális erőt okozott a harántfalakban.

A falazott szerkezetek nyírási- és hajlítási teherbírása függ a leterhelő erőtől, így a szerkezeti elemek kedvezőtlen elosztása, ill. a teherhordási irányok (pl. gerendás födémek esetén) komoly szerepet játszhatnak a megfeleltetésben. (Épületünk középső vasbeton pillérsora a födémek jelentős tömegét hordja, a szélső falak meg fajlagosan kis függőleges erőt, viszont nagy vízszintes erőt kapnak.) Ugyan a földrengési terhek az alapoknál, térszínen okozzák a legnagyobb nyíróerőt, de a leterheléstől függően a felső szintek falazatai is ellenőrzésre szorulnak. Külön figyelmet érdemelnek a falsarkok: a födémekről viszonylag kis terhet kapnak, viszont szélső pozíciójuk miatt az épület esetleges csavarodásából komoly vízszintes erőt kell elviselniük. Meggondolandó, hogy ezekben az esetekben, a falsarkokban ne helyezzünk-e el erősítő vasbeton pilléreket.

A kitöltetlen álló hézaggal készülő nűtfédes falazat esetén az MSZ EN 1996-1-1:2009 Eurocode 6 szabvány ajánlása szerint a nyírószilárdság értéke 0,5-ös csökkentő tényezővel veendő figyelembe. Ez az ajánlás sajnos lényegében ellentétes az építőanyagok fejlődési tendenciájával, a hőszigetelési igényekkel.

Szerkezetünk esetében öszvér megoldást jelenthet, ha a nem megfelelő harántfalakat „lecseréljük” erősebb monolit vasbeton teherhordó falakra. Ellenben nem szabad megelégedni arról, hogy a vasbeton falak vízszintes erejét az alapoknak is fel kell venniük, szükség esetén a felborulás elleni védelemről (lehorgonyzásról) gondoskodni kell.

A korábbi méretezési szokásokkal összehasonlítva a földrengési tervezés új szemléletet kíván meg a mérnököktől. Az MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8 szabvány ajánlásaiban rögzíti a szerkezetileg kedvező épületkialakítási elveket, melyek segédkezet nyújtanak a tervezőknek, viszont a kívánalmak sok esetben nincsenek összhangban az építetői/építészeti szándékkal. Az épületek koncepcionális tervezésében a statikus mérnököknek is aktív szerepet kellene vállalniuk. Az elbonyolított, kedvezőtlen tartószerkezeti kialakítású épületek földrengési méretezése komoly időráfordítást kíván, sőt e téren jelentősebb gyakorlatot igényel, végeredményben bonyolult és költséges szerkezeti megoldásokat eredményezhet. A koncepcionális tervezés során építésznek és statikusnak érdemes közösen átgondolni a közelítő ajánlások alapján az épületszerkezeti igényhez szükséges anyag és rendszer megválasztását.

5. ÖSSZEHAISONLÍ- TÓ MEGÁLLAPÍ- TÁSOK

Az MSZ EN szabványok szerinti és az MSZ 15000-es sorozat szerinti tervezés általunk tapasztalt jellemző eltéréseit a következőkben vesszük sorra.

- A terhelési esetek és teherkombinációk felvétele sokkal részletesebb, mint korábban volt. Főleg az egyik szerkezetről (lemez), a másik szerkezetre (fal) átadódó terhek kombinációit nehéz nyom követni, hiszen az utóbbira vonatkozó mértékadó kombinációba az előbbi számításából nem az ott mértékadó terheket kell továbbvinni, hanem sok esetben egy – a lemeznél nem is értelmezhető – külön teheresetet.
- A meteorológiai terhek (elsősorban szél) számítása a valóságot a számítási mennyiség drasztikus növelése árán közelíti jobban.
- Az eddig nem figyelt „belső szél”, amely domináns homlokzattal rendelkező, keskeny nyílásokkal ellátott épületek esetében számottevő, akár mértékadó is lehet egy-egy faltestre.
- Az épületbelsőben számítható a túlnyomás, ez a belső falak méretezéséhez is használható.
- A válaszfalak és egyéb kvázi-állandó terhek az MSZ EN-ben esetleges terhek.
- A falazatok nyomószilárdságát az eddiginél több, főleg kivitelezési körülmény határozza meg. Ha mindkét követelményrendszerből az „életszerűt” választjuk, akkor MSZ szerint 1. osztályú falazatot választjuk, míg az MSZ EN soktényezős rendszerében – a MSZ EN 1996-1-1:2009 Eurocode 6 szabvány NA1 jelű táblázatából – B3-at vehetjük fel. Ez 22% szilárdsági többlet az MSZ javára. Ha ugyanazt a nyomószilárdságot szeretnénk MSZ EN-ben elérni, akkor ez a kivitelezésben eddig megszokott körülmények, felszereltség, ellenőrzés számottevő javítását követeli meg.

A számszerűen is összehasonlítható értékeket az 1. táblázatba foglaltuk.

A földrengésszámítás tervezői munkáigényét az MSZ-hez – előzmény hiányában – nem tudjuk hasonlítani, de elmondható, hogy jelentős ráfordítás szükséges hozzá. Jelen munkában az összes többi tervezői feladathoz viszonyítva, 30% többletráfordítást jelentett.

Egy, a tartószerkezeti követelményeket szem előtt tartó építészeti vázlattevé esetén a méretezési többletmunka - és a tönkremeneteli kockázat - jelentősen csökkenthető.

6. HIVATKOZÁSOK

Dulácska Endre – Joó Attila – Kollár László (2008) „Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra” Akadémiai Kiadó, Budapest, 2008.
Porotherm - alkalmazási és tervezési útmutató 2009., Wienerberger Téglaiipari zRt. (szerkesztés lezárva: 2009. április 1.)

1. táblázat:

terhelések	MSZ	MSZ EN	MSZ EN/MSZ
teheresetek, teherkombinációk	1 egység	2 egység	2

vb. lemez	MSZ	MSZ EN	MSZ EN/MSZ
lemezvastagság	gazdaságossági megfontolásból: 24cm	gazdaságossági megfontolásból: 24cm	1
betonszilárdság	C20/25	C20/25	1
jellemző vasalás tetőfödém	7,37-18,75 cm ² /m	7,82-21,51 cm ² /m	1,06-1,16
jellemző vasalás közbenső födém	5,82-14,50 cm ² /m	7,19-19,50 cm ² /m	1,24-1,36
tervezési munka	1 egység	1,05 egység	1,05

falazat	MSZ	MSZ EN	MSZ EN/MSZ
tégla, habarcs	PTH 30 N+F; M3	PTH 30 N+F; M3	1
falazatminőség	I. oszt.	B3	átlag-követelmény
falazat határfeszültség	1,73 N/mm ²	1,42 N/mm ²	0,81
falazat kihasználtság	21%-58%	22%-59%	1
tervezési munka	1 egység	1,2 egység	1,2

MSZ EN 1990:2005 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
MSZ EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher
MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
MSZ EN 1992-1-2:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
MSZ EN 1996-1-1:2009 Eurocode 6: Falazott szerkezetek tervezése. 1-1. rész: Vasalt és vasalatlan falazott szerkezetekre vonatkozó általános szabályok
MSZ EN 1997-1:2006 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok
MSZ EN 1997-2:2008 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 2. rész: Geotechnikai vizsgálatok
MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

Gonda Ferenc (1942) okl. mérnök (1966), okl. vasbetonépítési szakmérnök (1972). A DÉKETTŐ Statikus Iroda tulajdonosa és vezető tervezője. A Lakótervben és ÁÉTV-ben irányító tervezőként és osztályvezetőként főleg kommunális és lakóépületek tervezésével foglalkozott. Saját irodájában 1995 óta középületeket, irodaházakat, kereskedelmi létesítményeket tervez. Köztársasági Elnöki Ezüst Emlékéremmel 1997-ben, Csonka Pál Emlékéremmel 2010-ben tüntették ki.

Lukács Dávid (1979) okl. építőmérnök, statikus tervező. Elsősorban vasbeton szerkezetű kereskedelmi létesítményeket, irodaházakat, lakóépületeket tervez.

Varga Krisztián (1977) okl. építőmérnök, statikus vezetőtervező. Főleg vasbeton iroda- és kereskedelmi létesítmények tervezése a területe. Jelentős utóbbi munkája volt a budapesti Infopark „E” jelű irodaépülete.

Horváth Csaba (1972) okl. építőmérnök, statikus vezetőtervező. Főleg monolit vasbeton szerkezetű kommunális és kereskedelmi létesítmények tervezésében tevékenykedik. Társtervezője többek között a Ludwig Múzeumnak, több Skanska-irodaháznak, a West End City Center kereskedelmi területeinek.

Tajta István (1981) okl. építészmérnök, doktorandusz a BME Építészmérnök Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén. Kutatási területe karcsú falazott szerkezetek és blokkos szerkezetek földrengési vizsgálata. A DÉKETTO Statikus Irodában számos vasbeton középület tervezésében vesz részt.

DESIGNING OF A TWO-STOREY BUILDING WITH MASONRY WALLS ACCORDING TO MSZ EN 1996-1-1: EUROCODE 6

Ferenc Gonda – Dávid Lukács – Krisztián Varga – Csaba Horváth – István Tajta

The structural analysis of the mentioned building was executed according to „old” Hungarian Standards MSZ and „new” Eurocode Standards MSZ EN. The paper emphasizes the most important differences in methods and way of

thinking. Eurocode is more detailed consequently much longer. Partial factors are very similar to the „old” Hungarian safety factors. The paper presents the process of the analysis. A column-like wall between two rows of openings is loaded by excentric vertical loads (floor-slabs), by self-weight and horizontal wind. The processes of the analysis are different above and under floor-slabs and at mid-height. This way one has to calculate 6 different cross-sections while according to MSZ one had to calculate two mid-height cross-sections only. As a result the paper finds that the Eurocode work of design was cca. 20% more while expenses of the structure may grow to 110-120%. Earthquake is new for Hungarian practice: the analysis needed 30 % of the design work while all the slightly-loaded cross-walls proved unadequate. They have to be changed to concrete walls. In order to construct adequate structures architects should design a construction together with structural engineers.



2010 Freyssinet Medals awarded in Washington, D.C.

Awarded every four years at the occasion of an *fib* Congress, the Freyssinet Medal is the highest distinction awarded by *fib* and is “given in recognition of outstanding technical contributions in the field of structural concrete”. The 2010 medals were awarded on 30 May 2010 to **Nigel Priestley** and **Jiri Strasky** by *fib* President Michael N. Fardis, at the third *fib* Congress and Exhibition, held in Washington, D.C.

Nigel Priestley received his doctorate from the University of Canterbury, New Zealand, in 1967. He is Emeritus Professor of Structural Engineering at the University of California at San Diego, Emeritus co-director of the Rose School (Pavia, Italy), and also works as a consulting structural engineer. His research focuses on the seismic design of concrete and masonry structures, and on seismic design philosophy. He was the coordinator of the PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) Research program (1991-1999) for the development of recommendations for the seismic design of buildings constructed of precast concrete. The project culminated with the construction of a large-scale five-storey precast concrete building that was tested under simulated seismic loading. Dr. Priestley’s consulting work involves design, analysis or checking of seismic performance of new and existing structures. He has participated in, and co-authored reports for, numerous post-earthquake reconnaissance teams, including Chile (1985), Whittier (1987), Costa Rica (1990), Northridge (1994), and Kobe (1995). He was the leader of the seismic checking team for the Rion-Antirion Bridge, Greece, and was the co-concept designer for the repair, retrofit, and upgrading to 100% increase in seismic capacity of the Bolu Viaduct in Turkey (Duzce earthquake, 1999). Dr Priestley has published more than 650 books, technical papers and reports, mainly related to seismic design. He has received more than 30 international awards for his research. He is currently a member of *fib* Commission 7, *Seismic design*.

Jiri Strasky obtained his doctorate in 1981 from the Brno University of Technology, Czechoslovakia. He began his career with Dopravni Stavby Design and Construction Engineers, where he eventually became Chief Design Engineer and Vice-Manager of the Design Department. He spent three years with T.Y. Lin International (California, USA), as Project Manager or Engineer responsible for design/rehabilitation of suspension, cable-stayed and cantilever segmental bridges. Since 1991 he is the Technical Director of Strasky, Husty and Partners; since 1994 he is also Professor at the Technical University of Brno and works as a consulting engineer. He specializes in concrete and steel bridge design and construction, with expertise in nearly all systems (suspension, stress-ribbon, cable-stayed, arch, cantilever, segmental, post-tensioned, precast, composite). He has developed new design and construction concepts and has experience with elastic and plastic design of bridges built in severe seismic areas of California, Oregon and Taiwan. Dr. Strasky has published two books, contributed to six books and published over 100 technical papers. He has won numerous awards for his design work, including the 2010 *fib* Award for Outstanding Concrete Structures for the Svratka River Pedestrian Bridge in the Czech Republic, as well as several achievement awards, including the *fib* Medal of Merit (1999). He is currently a member of *fib* Commission 1, *Structures*.

FASZERKEZETŰ CSARNOK ÖSSZEHAISONLÍTÓ ERŐTANI SZÁMÍTÁSA MSZ EN SZABVÁNY SZERINT



Dezső Zsigmond – Szabó Lajos – Zámbo Ernő

Az egyszerű faszerkezetű csarnok MSZ EN szabványsorozat szerint elvégzett részletes számítását a "Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtani számítása az MSZ EN szerint II. kötet" tartalmazza. A teljes számítás „kézi” módszerekkel készült, így az algoritmusok és összefüggések teljes részletezettségükben is áttekinthetőek és jól követhetőek. Ebben a cikkben a szabványkörnyezet változásából adódó legfontosabb eltéréseket és a két szabványsorozatra épülő számítások összehasonlítása során szerzett tapasztalatokat foglaltuk össze.

Kulcsszavak: faszerkezet, csarnok, Eurocode, szabvány, földrengésvizsgálat

1. BEVEZETÉS

A faszerkezetű épület MSZ és MSZ EN szabványsorozatok szerinti számításánál az alábbi egyszerűsített táblázatban szereplő szabványokat vettük figyelembe:

	MSz	Eurocode
Általános alapelvek	MSz 15020	MSz EN 1990
Terhek, hatások	MSz 15021	MSz EN 1991
Faszerkezetek	MSz 15025	MSz EN 1995
Anyagszabvány	MSz 10144	MSz EN 338

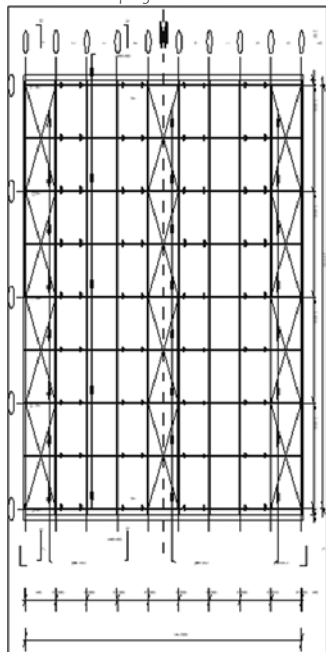
A faszerkezetű csarnoképület összehasonlító számítását egy 20,50 m x 54,50 m befoglaló méretű zárt, hőszigetelt raktárépületre végeztük el. Az épület vázszerkezete faszerkezetű, befogott oszlopos, egyhajós csarnok. A fesztávolság 20,0 m.

Az alul befogott rétegelt-ragasztott fa (RRfa) oszlopokhoz (160 mm x 500 mm) csuklósan kapcsolódik a szintén RRfa

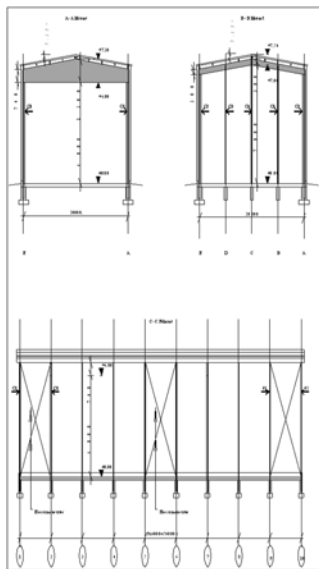
változó magasságú, egyenes alsó övű főtartó (160 mm x (740 mm - 1300 mm - 740 mm)).

A vállmagasság így 6,74 m, a gerincmagasság 7,30 m, a tiszta belmagasság 6,0 m. A keretállások távolsága 6,00 m. A végfali tartók (160 mm x 300 mm) többtámaszú tartóként a végfali falváz- (160 mm x 300 mm), illetve keretoszlopokra (160 mm x 500 mm) támaszkodnak. Mind a szélső, mind a közbelső oszlopok alul befogott, felül csuklós kialakításúak. A főtartókra 2,50 m-enként többtámaszú Gerber-csuklós rendszerű szelemenek támaszkodnak. A szélső mezőkben a szelemenek 160 mm x 200 mm keresztmetszetűek, míg a közbelső 120 mm x 200 mm. Ezek közül minden második a merevítésben is részt vesz. Ezért ezek 180 mm x 200 mm keresztmetszettel készülnek. Az épület térbeli merevségét a tetősíkban, a szélső mezőkben és a középmezőben elhelyezett húzott pótlátlós rácsoszású köracél szelvényű szélrácsok, valamint ugyanitt elhelyezett függőleges síkú, szintén köracélból kialakított hosszkapcsolók és keresztirányban maguk a főtartó keretek biztosítják. A héjalás acél trapézlemez. A tető 5%-os (3,15°)

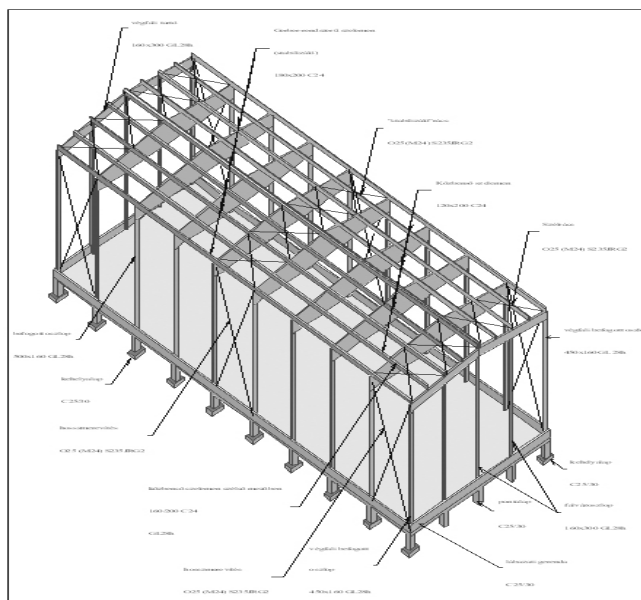
1. ábra: Alaprajz



2. ábra: Keresztmetszet és falnézetek



3. ábra: Csarnokszerkezet térbeli vázlata



hajlásszögű. A homlokzati falak külső burkolata szintén könnyűszerkezetes.

Az alapozás sákalapozás. A fő tartóoszlopok Appeltárcsás kapcsolattal, acélszerelvényekkel vannak a vasbeton kehelyalapokba befogva. Számításához táblázati adatokat (Armuth, Bodnár, 2006) használtunk. A végfali falvázoszlopok a pontalapokba bebetonozott laposacél szerelvényekhez kapcsolódnak. Az alapok tetején monolit vasbeton lábazati gerenda fut körbe.

2. ANYAGJELLEMZŐK

Az Eurocode szabványsorozat előírásai és ajánlásai a faszerkezetek tekintetében a jelölésrendszer, illetve a szilárdsági osztály változása miatt már az anyag használata és elnevezése terén is újat jelentenek.

Az alkalmazott anyagok szilárdsági és merevségi jellemzői:

A szelemenek anyaga fűrészelt fa: **C24** fenyő

Biztonsági tényező: $\gamma_M = 1,30$

A primer teherhordó szerkezeti elemek, gerendák, oszlopok anyaga homogén rétegelt ragasztott fa (RRfa):

Az MSz alapú számításnál: II. F56

Az MSz EN alapú számításnál: **GL28h**

Biztonsági tényező: $\gamma_M = 1,25$

Szilárdsági – határ, vagy tervezési – értékek (N/mm ²)		
	MSz	MSz EN
Hajlítás	21	22,4
Húzás rostrral párhuzamos	15,3	15,6
	rostra merőleges	0,80 0,36
Nyomás rostrral párhuzamos	18,1	21,2
	rostra merőleges	4,1 2,4
Nyírás	2,0	2,6
Merevségi értékek (kN/mm ²)		
Rugalmassági modulus		
Rostrtal párhuzamos átlagértéke	12,0	10,1
Nyírási modulus átlagértéke	0,50	0,62
Sűrűség (kg/m ³)		
Átlagos sűrűség	650	490

Az MSz alapú számítás módosító tényezője $k_m = k_u + k_t$, ahol: $k_u = 1 - (18 - 12) \times 0,02 = 0,88$

$u = 18\%$ fedett de nem zárt légtérben;

$k_t = 1$ T = 50 év élettartam esetén.

Módosító tényező: $k_m = 0,88$

Hajlító határfeszültség:

$$\sigma_{Hm} = 0,88 \times 21,0 = 18,48 \text{ N/mm}^2$$

Az MSz EN alapú számítás esetén rövid idejű terheknél (hó), I. felhasználási osztályt figyelembe véve:

Módosító tényező: $k_{mod} = 0,9$

Hajlító szilárdság tervezési értéke:

$$f_{m,g,d} = 0,9 \times 22,4 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

A két eltérő szabványon alapuló számításból adódóan a határ-, illetve tervezési hajlítási szilárdságok aránya:

$$f_{m,g,d} / \sigma_{Hm} = 20,16 / 18,48 = \mathbf{1,09}.$$

3. TERHEK ÉS HATÁSOK

A terhek és hatások összehasonlítása céljából az egy keretállásra ható fajlagos terheket vetettük össze a függőleges terhekből a keretgerendára és a vízszintes terhekből a keretoszlopra.

3.1 Függőleges terhek a keresztgerendán:

Terhelések az MSz előírásai szerint:

Állandó teher (önsúly): $g_r = 0,34 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_g = 1,20$

Hóteher: $p_s = 0,80 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_s = 1,75$

Mértékadó teherkombináció a keretgerendán:

$$Q_m = 6,0 \times (1,20 \times 0,34 + 1,75 \times 0,80) = \mathbf{10,86 \text{ kN/m}}$$

Terhelések az MSz EN előírásai szerint:

Állandó terhek (önsúly) $g_k = 0,34 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_G = 1,35$

Hóteher: $q_k = \mu_i \times s_k = 0,8 \times 1,25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_s = 1,50$

A teher tervezési értéke a keretgerendán:

$$Q_{Ed} = 6,0 \times (1,35 \times 0,34 + 1,50 \times 1,00) = \mathbf{11,76 \text{ kN/m}}$$

Fajlagos tehertöbblet: **8,3%**, $11,76/10,86 = 108,3\%$

3.2 Vízszintes terhek a keretoszlopon

Terhelések az MSz előírásai szerint:

Széltéher: $w_o = 0,53 \text{ kN/m}^2$, $c = 0,8$, $\gamma_w = 1,20$

Mértékadó vízszintes teher a keretoszlopon:

$$Q_m = 6,0 \times (1,20 \times 0,80 \times 0,53) = \mathbf{3,05 \text{ kN/m}}$$

Terhelések az MSz EN előírásai szerint:

Széltéher: $q_m = 0,51 \text{ kN/m}^2$, $c = 0,8$, $\gamma_w = 1,50$

A teher tervezési értéke a keretoszlopon:

$$Q_{Ed} = 6,0 \times (1,50 \times 0,80 \times 0,51) = \mathbf{3,67 \text{ kN/m}}$$

Fajlagos tehertöbblet: **20,3%**, $3,67/3,05 = 120,3\%$

4. MEREVSÉGEK

Az alakváltozások ellenőrzése során két értéket: a pillanatnyi alakváltozást (u_{inst}) és az alakváltozás végértékét (u_{fin}) vizsgáltuk. Az alakváltozás számításánál az állandó, a kiemelt esetleges és az egyidejű esetleges terhek és hatások kombinációját a pillanatnyi alakváltozásnál a hatások karakterisztikus kombinációjából, míg az alakváltozás végértékénél a hatások kvázi-állandó kombinációjából határoztuk meg, a megfelelő rugalmassági modulusok várható értékével számolva. Használhatósági követelmények határértékei (Dezső, Szabó, 2010):

	u_{inst} (pillanatnyi)	$u_{net,fin}$ nettó végérték	u_{fin} (végérték)
Kéttámaszú	$l/300 - l/500$	$l/250 - l/350$	$l/150 - l/300$
Konzolos	$l/150 - l/300$	$l/125 - l/175$	$l/75 - l/150$

Tekintettel az alárendelt mezőgazdasági raktárépületre, ezért a használhatósági követelmények mérsékeltebb határértékeit választottuk.

Szelemen alakváltozás vizsgálata (Werner, Zimmer, 1995 alapján):

– pillanatnyi alakváltozás: $u_{inst} = 19 \text{ mm} \approx 1/300 = 20 \text{ mm}$

– alakváltozás végértéke: $u_{fin} = 29 \text{ mm} \approx 1/200 = 30 \text{ mm}$

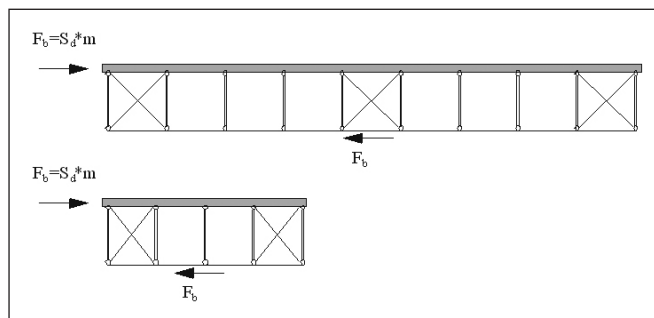
Keretgerenda alakváltozás vizsgálata:

– pillanatnyi alakváltozás: $u_{inst} = 53 \text{ mm} \approx 1/300 = 67 \text{ mm}$

– alakváltozás végértéke: $u_{fin} = 112 \text{ mm} \approx 1/150 = 133 \text{ mm}$

Szigorúbb korlátozás esetén túlelélést kell alkalmazni, így 60 mm túleléléssel az alakváltozás végértéke:

$$u_{net,fin} = 52 \text{ mm} \approx 1/300 = 67 \text{ mm}$$



4. ábra: A földrengésteherből származó eltoló erő

Keretszlop alakváltozás vizsgálata:

– pillanatnyi alakváltozás: $u_{\text{inst}} = 40,8 \text{ mm} \approx 1/150 = 40 \text{ mm}$
A használhatósági követelmények ellenőrzéséből jól látszik, hogy a szerkezeti elemek a választott keresztmetszeti méretekkel épp megfelelnek, így a szükséges és elégséges anyagmennyiségek szempontjából a szerkezeti elemek merevsége a mértékadó.

5. FÖLDRENGÉS ELLENI VÉDELEM

Az egyszintes épület tömegét a földem szintjébe koncentráljuk F_b eltoló erő működtetésével.

A rezgésidő: $T = C_t \times H^{3/4} = 0,075 \times 7,5^{3/4} = 0,34$, ahol
 $H = 7,55 \text{ m} < 40 \text{ m} \rightarrow C_t = 0,075$

A 3. zónához tartozó tervezési gyorsulás értéke a Magyar Mérnöki Kamara ajánlásának figyelembevételével:

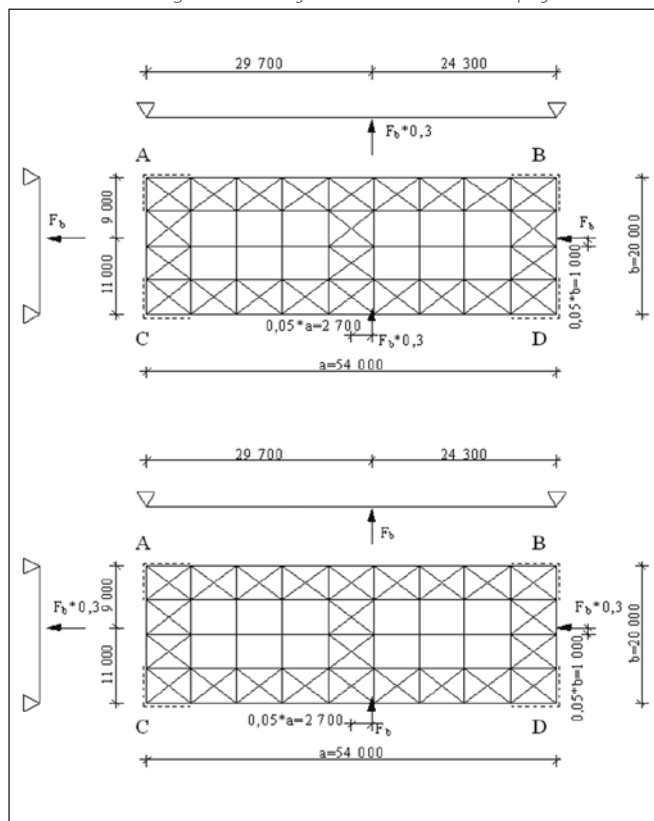
$a_g = 0,12 \times 0,7 \times g = 0,08 \times g$ ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

S_d görbe töréspontjait azonosító „C” talajosztályú rezgésidők:

$T_B = 0,2$; $T_C = 0,6$; $T_D = 2,0$; talajszorzó: $S = 1,15$

Viselkedési tényező: $q = 1,5$ (mereven befogott oszlop)
 $q = 2,5$ (rugalmasan befogott oszlop)

5. ábra: A földrengéstehér eredőjének működtetése az alaprajzban



A tervezési gyorsulási válaszspektrum értéke:

$T_B = 0,2 < T = 0,34 < T_C = 0,6$

$S_d = a_g \times S \times 2,5/q = 0,8 \times 1,15 \times 2,5/1,5 = 1,53$ (merev)

$S_d = a_g \times S \times 2,5/q = 0,8 \times 1,15 \times 2,5/2,5 = 0,92$ (rugalmas)

A mindkét irányban elvégzett lengésvizsgálatnál figyelembe vettük a másik irányú lengésből adódó erő 30%-át, s mindkét földémsíkú tömeget az előírt 5%-os külpontossággal helyeztük el.

A földrengés elleni védelem miatt a tetőben további hosszirányú szélrácsokat, illetve ezeknek megfelelően a végfalakba függőleges síkú húzott pótlós merevítéseket kellett elhelyezni.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A hőszigetetlen, alárendelt jelentőségű, egyszintes faszervezetű csarnok terheléseit a viszonylag kis önsúlyok és a meteorológiai terhek dominanciája jellemzi. Ezek alap, illetve karakterisztikus értékei közel azonosak, így az Eurocode-nál jelentkező teherföllet elsődleges oka a biztonsági tényezők magasabb értékei.

A szilárdsági és merevségi követelmények ellenőrzése során azt tapasztaltuk, hogy a megfelelő méretű keresztmetszetek meghatározására elsősorban az alakváltozási és stabilitási követelmények kielégítése a mértékadó.

Meg kell továbbá jegyezni, hogy az MSZ EN szerint elvégzett számítások mennyisége még egyszerű csarnoképületnél is jelentősen több munkát jelent az MSZ alapú számítással szemben. Ez a terhelési adatok előállítás – rendkívüli módon részletezett szélterhelés miatt több mezőben kell terheléseket meghatározni –, a teherkombinációk meghatározása – több és összetettebb teherkombinációt kell figyelembe venni –, és a földrengési vizsgálat elvégzése miatt áll elő.

Az MSZ 15000-es szabványok és az Eurocode szerint számított létesítmény fajlagos faanyag felhasználását az alábbi összehasonlító táblázatban közöljük:

Faanyag	Szerkezeti elem	Anyagfelhasználás (m ³ /m ²)	
		MSZ	MSZ EN
Fűrészelt fa	Szelemen	0,012	0,016
RRfa	Főtartó	0,021	0,027
	Oszlop	0,008	0,008
	Végfal	0,003	0,003
Famennyiség összesen		0,044	0,054

A két szabványsorozat szerint elvégzett erőtanai számításokból adódó faanyag felhasználás aránya:

$MSZ \text{ EN} / MSZ = 0,054 / 0,044 = 1,23$

A faanyag-felhasználás az MSZ EN szerint **23 %-kal több**.

7. HIVATKOZÁSOK

MSZ EN 1990:2005 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai

MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1.

rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei

MSZ EN 1991-1-2:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-2.

rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások

MSZ EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3.

rész: Általános hatások. Hóteher

MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4.

rész: Általános hatások. Szélhatás

MSZ EN 1991-1-6:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-6.

rész: Általános hatások. Hatások a megvalósítás során

MSZ EN 1991-1-7:2010 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész: Általános hatások. Rendkívüli hatások

MSZ EN 1995-1-1:2004/A1:2008 Eurocode 5: Faszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános szabályok. Közös és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1995-1-1:2005 Eurocode 5: Faszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános szabályok. Közös és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

Armuth M. – Bodnár M.: Fa tartószerkezetek segédlet, Méretezés az Eurocode alapján BMGE Építésmérnöki Kar Szilárdságtan Tanszék Budapest, 2006

Armuth M. – Bodnár M.: Fa tartószerkezetek példatár, Méretezés az Eurocode alapján BMGE Építésmérnöki Kar Szilárdságtan Tanszék Budapest, 2006

Dezső Zs. – Szabó L.: Faszerkezetek tervezése Eurocode 5 alapján, Útmutató példákkal, gyakorló mérnökök számára MMK Tartószerkezeti Tagozat 2010 kézirat

Werner-Zimmer: Holzbau 2. Dach- und Hallentragwerke nach DIN und Eurocode Springer 1995.

Dezső Zsigmond (1959) okl. építómérnök, Budapesti Műszaki Egyetem Építómérnöki Kar, Szerkezetépítő szak; Tartószerkezet tervezők Mesteriskolája V. ciklus (1991). 1983-tól Keletterv-nél statikus tervező, 1988-tól számítástechnikai és tervezés-fejlesztési csoportvezető. 1989-1993 a Tér és Forma Kft.-nél statikus tervező, 1993-1997 A. K. Terv Kft. ügyvezető, 1997-től a Hydrastat Kft.-nél statikus vezetőtervező, ügyvezető. 1989-2009 között a Hajdú-Bihar megyei Mérnöki Kamara elnöke. Elismerései: 2002 Zielinski Szilárd-díj, 2003 Csonka Pál érem, 2007 Tierney Clark díj, 2008 Debrecen Város Pro Urbe-díja, 2008 Pro Sientia Transsylvanica érem, 2010 Pekár Imre-díj.

Szabó Lajos (1954) okl. építómérnök, Budapesti Műszaki Egyetem Építómérnöki Kar, Szerkezetépítő szak; 1986 Budapesti Műszaki Egyetem faszerkezeti szakmérnöki diploma. 1979-től a székesfehérvári Fejér Megyei Tervező Irodánál hagyományos és vasbeton vázas szerkezetek tervezésében dolgozik, 1982-től az agárdi Mezőgazdasági Kombinát Tervező Irodában fa és acélszerkezetű csarnokok tervezője. 1990-ben megalapítja a DU-PLAN Mérnöki Iroda Kft.-t, melynek statikus vezető tervezője és ügyvezető. 2010-ben Bory Jenő mérnök díjat kapott.

Zámbó Ernő (1948) okl. építómérnök, Budapesti Műszaki Egyetem Építómérnöki Kar, Szerkezetépítő, magasépítő szak; 1976 acélszerkezeti szakmérnöki diploma; Tartószerkezet tervezők Mesteriskolája I. ciklus (1981). 1972-től Lakóterv-nél statikus tervező, 1983-tól a Tervezésfejlesztési és Technikai Építészeti Intézetben (TTI) statikus osztályvezető. Ebben a minőségében vezető statikus tervezőként részt vett a Nemzetközi Ingatlanfejlesztési díjjal kitüntetett Középső Ferencváros rehabilitációs munkáiban, a Vízafogó lakótelep tervezésében, tervezési segédletek kidolgozásában, munkásszállók szállodává alakításában, a Városmajori Gimnázium és az első Amerikai Nemzetközi Iskola tervezésében. 1993-tól a Statikus Stúdió' 93 Mérnöki Tervező és Szervező Szövetkezet ügyvezetője, majd 2007-ben megalakította a Statikus Mérnöki Tervező Kft-t, melynek ügyvezetője. 1992-ben ÉTE Érdemérmét, 1999-ben és 2007-ben Csonka Pál érmet kapott.

Comparative stress analysis of wooden warehouses according to MSZ EN Zsigmond Dezső - Lajos Szabó - Ernő Zámbó

Volume II of the "Verification Analysis of Structural Architectural Facilities According to MSZ EN " shows us the detailed stress analysis of a simple wooden warehouse structure according to MSZ EN. The complete calculation was done by hand, so the whole calculation method and the context between the different parts of the calculations are clearly perspicuous and easily traceable. This article is summarizing the most important differences that were caused by the changing of standards and the practical experience gained during the comparison.

HEGESZTETT „I” TARTÓS ACÉL CSARNOK



Dr. Metzing Ferenc – Tornai László

A korszerű csarnokrendszerek egy jellemző kialakítását elemeztük az összehasonlító számítások során. A szerkezet 24,0 m fesztávú, 8,80 m vállmagasságú, 10% tetőhajlással. A 60 m-es csarnok 6,0 m-es raszterosztású. A hegesztett gerinclemez, „I” tartós kétsuklós szerkezet nyomatékkövető, lineárisan változó gerincmagasságú oszlop- és gerendaelemekből áll, homloklemez 8.8 minőségű csavarkötésekkel. A csarnok keretanyaga S355 JO lemezekből készült. A csarnok két végfalas, IPE, HEA szelvényekből készített, S235 JO minőséggel, a végfalaknál elhelyezett merevített mezőkkel. Az MSZ szerinti számítás AXIS 9,0, az MSZ EN szerinti számítás Consteel 5.0 programmal készült. Az alkalmazott falváz és szelemenrendszer vékonyfalú Lindab Z szelvényű, FeE 350G minőségű. A burkolati rendszer szendvicspanel. A környezeti adottságok megegyeznek a többi ellenőrző számítással. A számítási eljárásban a tervezésben szokásos, alkalmazott szoftverek különbözősége, a kihasználtságok eltérő mértéke, valamint a végfali konstrukciós elvek tervezői különbözősége csak kismértékű eltéréseket jelent az összehasonlításban. Az MSZ EN szerinti tervezést Tornai László (KÉSZ Építő Zrt.) készítette, Fülöp Attila (PTE, PMMK) közreműködésével. Az MSZ 15000 szerinti számítást Dr. Metzing Ferenc (dr. Metzing Mérnöki Szakértő Iroda Kft.) készítette, Legeza László (LM-M Mérnök Iroda Kft.) közreműködésével.

Kulcsszavak: acélkeret, szabványváltozás, acélcsarnok, hegesztett I tartó

1. ADATBÁZIS ISMERTETÉS

1.1 Konstrukció

A vizsgált szerkezet a mai szerelt jellegű, szárazépítésű, „könnyűszerkezetes” építési módnak egy korszerű megjelenési formája. A kialakítás a klasszikus, egyszerű, kevés hibalehetőséget magában hordozó kétsuklós keretrendszer az alábbi kialakításban.

A kétféle számításban a konstrukcióban csak a merevítések helye különbözik, valamint a végfali oszlopok támaszrendszere.

Az MSZ EN számításban a végfali oszlopok csuklósak, a merevítés a második mezőben van. Előnye, hogy a

hőmérsékletváltozásnál a végfal tető eltolódás kevesebb igénybevétel többletet okoz, és a merevítést adó térbeli rácsos tartó mindkét öve azonos főtartó.

Az MSZ 15000 számításban a végfali oszlopok befogottak, a merevítés közvetlenül a széltámadta homlokfalat is támasztja.

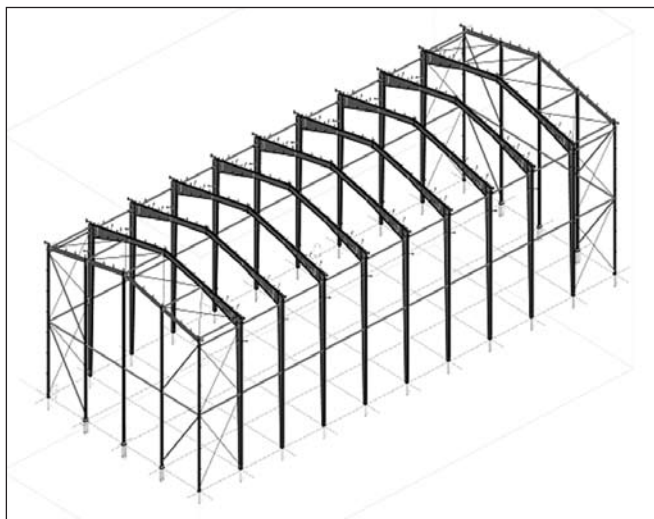
Előny, hogy a szerelésnél a merevített mező szerelése a homlokfalnál állékony oszlopokhoz kapcsolódhat, a szélrácsra a befogás miatt kevesebb erő jut, a falváz-oszlop felső csomópontját nem kell kitémasztani egy raszterrel hátrább, a homlokfali alakváltozások kisebbek. Mindezek a tervezői szabadság, konstrukciós elvek körébe tartoznak, nem szabványfüggő, ezért nem is törekedtünk mindenáron történő azonosságra.

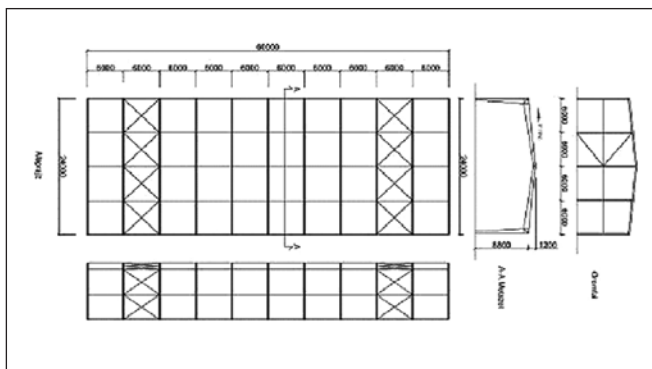
A modellfelvétel szoftverfüggetlen, általában a teljes térbeli szerkezet statikai modellje alapján célszerű a vizsgálatokat elvégezni, mivel a síkbeli keretként való számítás esetenként a biztonság rovására megy, általában előszámításoknál használatos. A keret kialakításánál ugyanabból a geometriából indult ki mindkét csarnok. Az MSZ 15000 szerinti számítások során a keretsarok méretét sikerült I 300/700/12/6-ra csökkenteni, az MSZ EN-nél maradt a 3. ábrán látható geometria.

A keret kialakításánál mindkét csarnok ugyanabból a geometriából indult ki. Az MSZ 15000 szerinti számítások során a keretsarok méretét sikerült I 300/700/12/6-ra csökkenteni, az MSZ EN-nél maradt a 3. ábrán látható geometria.

Az MSZ 15000 számítások kisebb mennyisége és begyakorlottsága miatt a szerkezetet X-steel térbeli modellezés szerint is elkészítettük, tehát a szerkezet bemutatása nem csak a számítási gépi mellékletekre támaszkodik, a térbeli képek az azonos elvű csomópontok kialakítása miatt nem értelemszavaróak.

1. ábra: Szerkezeti kialakítás MSZ 15000





2. ábra: Szerkezeti kialakítás MSZ EN

A nagy gerincmagasságú I tartós szerkezet a keretsarok környezetében kifordulás-veszélyes, ezért e szerkezetípusnál a számítás során a nyomott belső öv stabilitását általában a szelemenekhez kitámasztott könyökrendszerrel biztosítjuk.

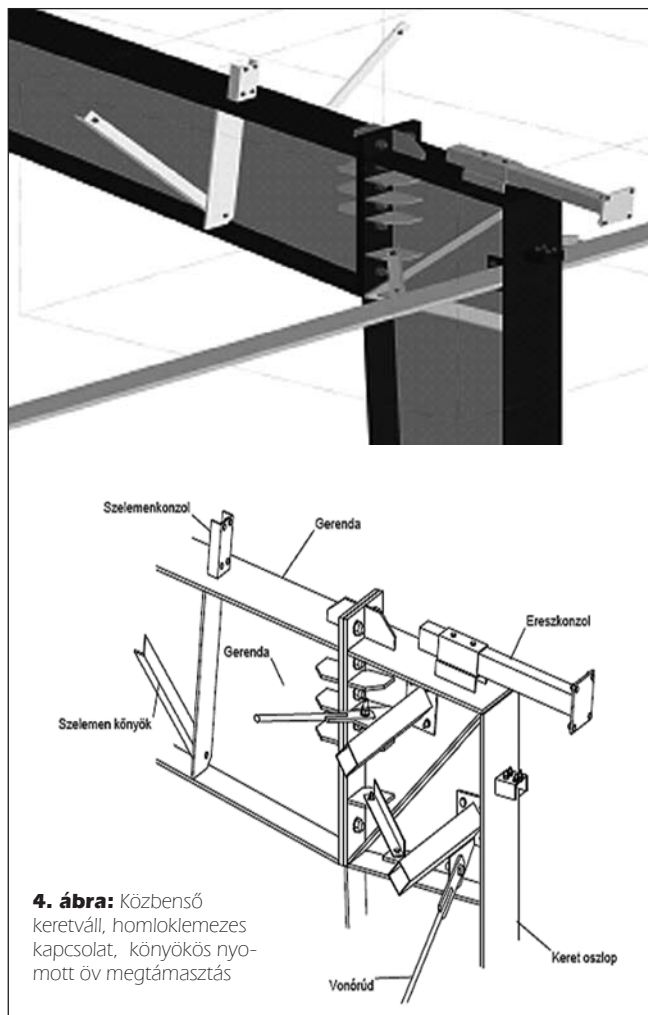
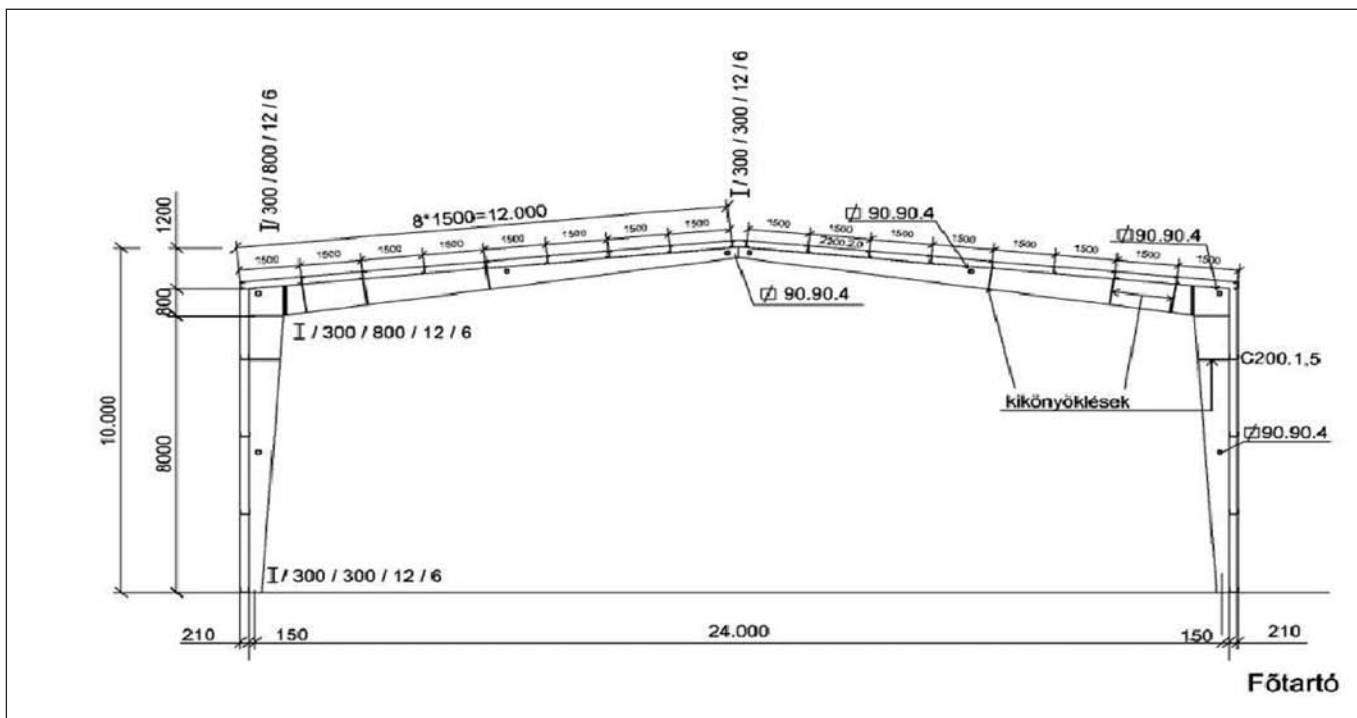
Az oszlopközépen kihajlási okokból a szélrács osztáshoz kapcsolódó közbenső megtámasztást alkalmaztunk. A gyártási egységek a vállnál és a gerincnél függőleges, homloklemezkes kapcsolattal csatlakoznak.

A számítási eredmények terhek, igénybevétel, keresztmetszetek, kapcsolatok, súly vonatkozásában harmonikusan összecsengenek, ezért a kapott eredmények megbízhatónak tekinthetők, elfogadhatóak. A különböző szoftverek alkalmazása nem jelent lényeges különbséget a kapott eredmények tekintetében.

1.2 Anyagok, gyártási technológia

Az alkalmazott S355 anyagminőség hegesztett szerkezeteknél egyre elterjedtebb. A felhasznált lemezek ára csak kb.20%-kal magasabb, a 40%-s szilárdág (ellenállás) növekedés mellett. Ugyanakkor a szállítási súly is jelentősen csökken. Az ASTRON csarnokrendszerénél ez volt az általánosan használt anyagminőség. Csak ott érdemes S235-ös anyagminőséget használni, ahol nem a teherbírás, hanem a merevségi követelmények a mértékadóak, tehát pl. nagyfeszítávú szerkezeteknél. A vizsgált csarnok közepes feszítávúnak számít, tehát az S355-ös anyagminőség alkalmazása gazdaságosabb.

3. ábra: Közbenső keret szerkezeti kialakítása MSZ EN



4. ábra: Közbenső keretváll, homloklemezkes kapcsolat, könyökös nyomott öv megtámasztás

A hegesztett I tartók gyártása külön tudományterületté nőtte ki magát. A kritikus elem itt a nyakvarrat. Kétfajta fő irányzat létezik, a szokásos kétoldali sarokvarrat, valamint az egyoldali mélybeolvasású sarokvarrat, ami a tompavarratos kötést váltotta ki, ezt egyszerűbb készíteni, és kevesebb lemez alakváltozással jár. Ezekre most nem térünk ki, a

példánkban használt varrat kétoldali sarokvarrat, ahol a $2a \geq v_{\text{közrefogott lemez}}$. A homloklemez kapcsolatinál is ugyanezt alkalmaztuk a bekötő öv- és gerinclemezénél. Ezzel úgynevezett „teljes értékű” kapcsolatot hoztunk létre, a vizsgálatok egy része mellőzhető.

1.3 Alkalmazott szoftverrendszerek

Az alkalmazott szoftverrendszerek egyre nagyobb szerepet töltenek be a szerkezettervező életében. *Igen nagy segítség, és egyre nagyobb veszélyforrást is jelent a hiányos ismeretekkel, felkészültséggel történő szoftverhasználat, valamint a kiszolgáltatottság is.*

Jelentősen megkönnyítik, meggyorsítják a mérnöki munkát, növelik a tapasztalatok mennyiségét, mivel egyszerű modellelem, vagy kényszer változtatásával gyorsan jutunk gazdaságosabb modellhez.

Veszélyforrás a használata, mert a modellépítésnél egy elem helytelen megadása az egész rendszerre kiterjedő hibát okozhat, és a nem kellően gyakorlott tervező elhiszi a kapott eredményt. Ugyanakkor a használat során szükséges a szakirodalom átfogó ismerete is, mivel a bevitt adatbázisba rengeteg kézi számítási adat kerül be, (súlyelemzés, egyidejűségek, számítási segédmennyiségek, kihajlási hosszak, stb.) amit csak bizonyos gyakorlattal lehet a modellbe beépíteni.

A tervezési határidők rövideje megköveteli a számítástechnikai eszközök hatékony használatát. A szerkezettervező mérnöki programok két irányban fejlődtek. Egyrészt anyag- és gyártáskiszolgáló specifikus programrendszerek, másrészt az általánosan használatos mérnöki szerkezetekre kifejlesztett szoftverek terjedtek el. A tervezőnek döntenie kell, hogy melyik irányzatot részesíti előnyben, mivel nagy anyagi befektetéssel jár, és a fejlődés következtében az állandó szoftverkövetés is folyamatos anyagi terhet jelent. Az adatbázis beadásánál, az eredmények megjelenítésénél, a szoftverhasználatnál *a mérnök részlegesen kiszolgáltatott a számítástechnikai környezetnek.*

A jelen példánál is a két modell számításánál ez a két irányzat jelent meg a számításoknál, azonban a gyakorlott használók miatt csak az eredmények megjelenítésében, és nem az eredményekben jelentett különbözőséget.

Az MSZ EN szerint készített számítás Consteel 5.0 programrendszerrel, az MSZ 1500 szerinti számítás Axis 9.0 programmal készült. A készítés időpontjában már volt 10.0-ás rendszerünk is, de az idő rövideje nem tette lehetővé, hogy részleteiben nem kipróbált, általunk nem ellenőrzött új verziót alkalmazzunk.

A Consteel programrendszer acélszerkezetek gyártással integrált tervezésére kifejlesztett megbízható, acélszerkezeteknél nemzetközileg használatos számítási rendszer. A méretező rendszerhez kapcsolódik a 3D-s kiviteli, gyártási dokumentációt készítő modellépítő rendszer, amiből a gyártáshoz szükséges adatbázisok leolvashatóak, előállíthatóak, a szerelési, gyártási összeállítási, gyártmány- és elemrendszerek, amik kiegészíthetők a gyártó gépsor vezérlőrendszeréhez kapcsolódó szoftverrel is.

Az Axis programrendszer általánosabban elterjedt, több gyakran használatos építőanyagra, szerkezetre kifejlesztett, egyre részletesebb, valóságűbb modulokkal rendelkezik. A számítások elvégezhetők az MSZ EN és az MSZ 15000 szabványok szerint is. Mivel több modullal rendelkezik, és csak általános tartószerkezeti elemekre végez vizsgálatokat, a szerkezet alapos ismerete, valamint a számítási eljárások peremfeltételeinek, elemeinek részletes ismerete szükséges a megbízható, eredményes, hibamentes használatához. Az

acélszerkezetnél például viszonylag jól lehet modellezni az általunk használt változó keresztmetszet-típust, azonban a vizsgálatoknál a kihajlási hosszakat külön számolni kell. Erre az MSZ 15000 szabványokban vannak jó, kézi számítási eljárások, változó merevségű és változó igénybevétellel terhelt keretoszlopokra, gerendákra, azonban az MSZ EN-ből ez hiányzik.

Az előzőek alapján az MSZ EN-re való áttérés után is használnunk kell a bevált, az MSZ EN-nel nem ütköző számítási eljárásokat, amiket az MSZ 15000 sorozatokban elméletileg megalapozottan leírtak és a gyakorlatban jól beváltak.

Az Axis programrendszer használatához sokkal több mérnöki tudás, szélesebb tervezési tapasztalat, ismeret szükséges az anyagspecifikus Consteel programhoz képest.

2. A SZÁMÍTOTT SZERKEZETEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

2.1 Számítási munkamennyiség

A számítási munkamennyiség ennél a szerkezetnél megduplázódott.

Általánosságként megfogalmazhatjuk, hogy ez minden munkarészt érint, a terhektől és hatásoktól elkezdve az erőtanai számítás minden elemére, kiegészítve a tűzterhelésre és a földrengésre való ellenőrzéssel. A számítási munkamennyiséggel arányosan nőtt a dokumentációs iratanyag is.

A mai piaci viszonyok mellett ez a munkamennyiség többlet nem realizálható, nagy a veszély, hogy a jelenleg is alulfinanszírozott, áversenyen alapuló tervezés további minőségromláshoz vezethet.

2.2 Terhek, hatások összehasonlítása

A terhek, hatások tekintetében általánosan megállapítható a teherszintek és a biztonsági tényezők növekedése. Ezt csak kismértékben kompenzálja az egyidejűségek egy részének, valamint a hasznos teher állandó hanyadának csökkenése, valamint egyéb tényezők, például az acélanyag számításba vehető szilárdságnövekedése.

A jelen konstrukciónál még egy specifikus problémarendszer, a *rendkívüli hőteher* kérdése is felmerült. A „könnyűszerkezetes” épületeknél az önsúlyterhek kicsik ($\sim 0,5 \text{ kN/m}^2$), a mértékadó teher a hőteher.

Az MSZ 15000 sorozat $0,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,75 = 1,40 \text{ kN/m}^2$ terhet ír elő, az MSZ EN $1,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,50 = 1,50 \text{ kN/m}^2$ terhe már alapesetben is növekedést jelent, a rendkívüli hőteher ennek a duplája.

Mivel az MSZ szerinti teherre méretezett szerkezeteknél a hőteher következtében nem történt hazánkban acélszerkezeti csarnok tönkremenetel, az MSZ EN Nemzeti mellékletben célszerű lenne a rendkívüli hőteher figyelembevételét tervezői mérlegelés tárgyává tenni, elsősorban a raktár jellegű szerkezeteknél, illetve 300 m tengerszint feletti magasság alatti területeken.

Az összehasonlító számításban a rendkívüli hőteher nincs figyelembe véve, amennyiben figyelembe vesszük, 30% körüli további szerkezeti súlynövekedésre számíthatunk.

A szélteher számítás jelentősen bonyolódott, elsődlegesen a zónák megjelenésével. Célszerű lenne olyan egyszerűsített szélteher rendszer kialakítása, ami burkolja a jelenlegi teherfüggvényt, és csak pontosabb számításnál kellene figyelembe venni a szabvány pontos előírásait.

2.3 Számítási részletek összehasonlítása

Mindkét szabványrendszerben a szerkezet sajátosságainak legjobban megfelelő választható ellenőrző számítási eljárások, eljárásrészecskék vannak definiálva. Az MSZ EN rendszernél még kellő tapasztalat hiányában nincs kialakult szakmai álláspont, hogy a keresztmetszeti osztályok, konkrét konstrukciós rendszerek esetén melyik eljárást célszerű alkalmazni.

A változó gerincmagasságú hegesztett keretszerkezetek MSZ EN szerinti számításánál mindenképpen szólnunk kell a következő jellegzetességekről.

Az MSZ 15024 lemezhorpadásra vonatkozó korlátozó előírásával szemben az MSZ EN megengedi a horpadásra érzékeny 4. osztályú keresztmetszetek alkalmazását, melyeknél a lokális lemezhorpadás fellép, mielőtt a feszültségek elérnék a folyáshatárt. Ezen keresztmetszeteket azonban redukált/effektív jellemzőkkel kell figyelembe venni, mivel a normál feszültségeloszlás függvényében kialakuló hatékony keresztmetszet a nem dolgozó (horpadt) lemezrészecskék elhagyásával jön létre. A megmaradó rugalmasan viselkedő keresztmetszet azonban még így is igen gazdaságos és súlytakarékos megoldást eredményez.

A keretsarkok kialakítása is kedvező, mert a megnövelt magasságú homloklemez kapcsolatot képes felvenni a maximális nyomatékokat.

Az igen karcsú lemezekből kialakított keretszerkezet aztán különösen érzékennyé válik a lokális tönkremeneteli formák mellett a térbeli globális stabilitásvesztésre, amelynek ellenőrzését végezhetjük a Consteel program segítségével vékonyfalú térbeli rúd vagy héjvége-selelemes modellel.

A gazdaságosabb szerkezetek felé vezet a következő lehetőség is, melyet az MSZ EN 1993-1-8 kínál. A fél-merev kapcsolatok alakváltozásának hatását figyelembe vehetjük, így a nyomaték-átrendeződés következtében csökkennek a csúcsnyomatékok, az előzőleg túlterhelt kapcsolatok pedig megfelelnek. Alapfelállásban eddig mindig ideális kapcsolatokban

gondolkodtunk: a talplemeznél csuklós, a keretsaroknál, tárcskapcsolatnál pedig teljesen merev kapcsolatokban. Viszont ha belegondolunk, minden nyomatékbíró kapcsolatban van egy bizonyos elfordulási merevsége. Ha a kapcsolatot úgy alakítjuk ki, hogy e merevség alapján a kapcsolat fél-merevnek minősüljön, akkor igénybe vehetjük a fenti eljárást. A jelen példában ettől eltekintettünk.

A teljes szerkezetvizsgálatnál hiányzik az MSZ EN-ből a vizsgálatoknál elengedhetetlen, keret konstrukciófüggő stabilitási elemek, „kihajlási hosszak” köre. Itt az általános programok használatánál a régi MSZ szerinti kézi számításokkal kezelhetjük a problémát.

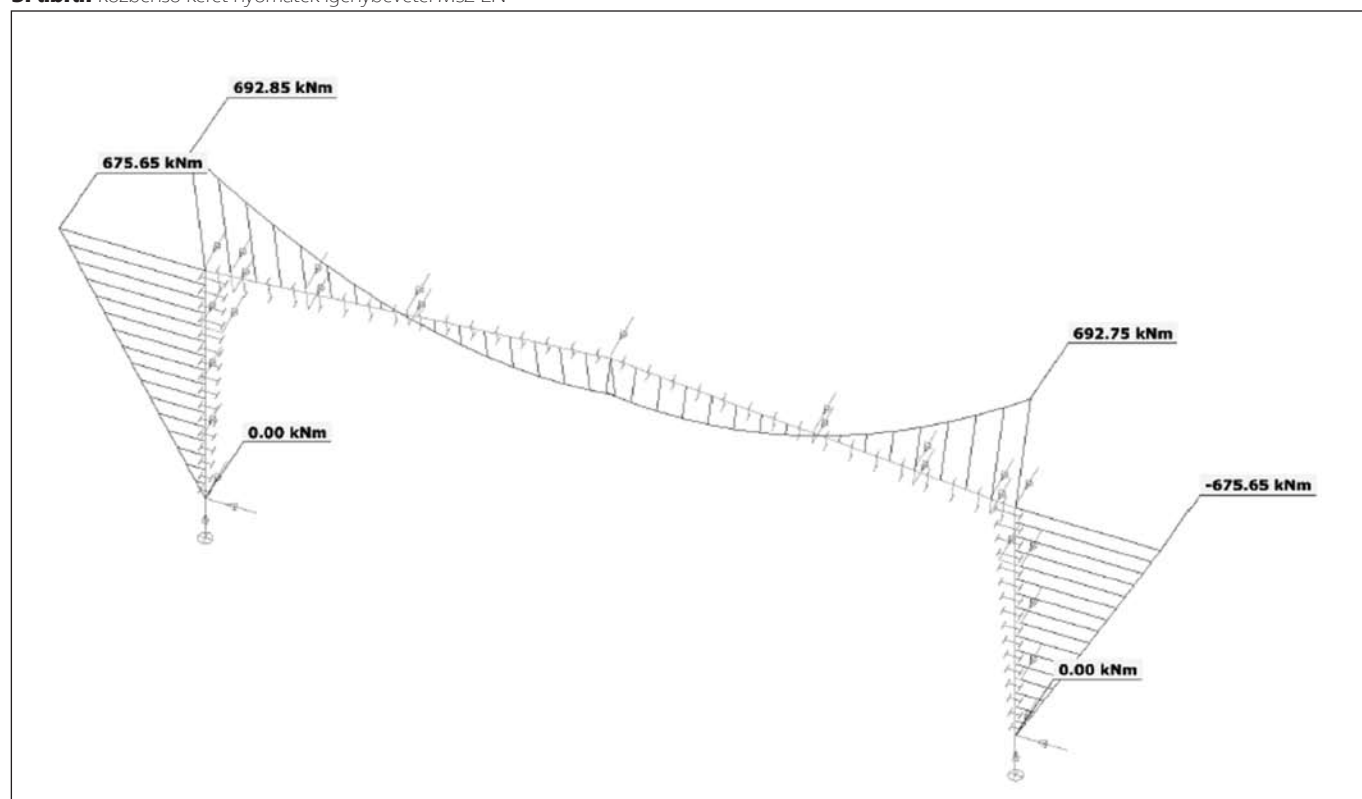
A kapcsolatok tekintetében is lényegesen bonyolultabb lett a rendszer. A kötőelemes kapcsolatoknál a vélemények szerint túl bonyolult számítási rendszerek elméleti megközelítései, ellentmondásosak. A központos nyíróerővel terhelt kapcsolatoknál a kötőelemek közötti elméleti erőelosztás csak elméleti, illesztési tűrésmentes csavar- és lyukkiosztás esetén igaz, ugyanakkor ugyanezen szabványban a csavarkép megengedett tűrésértéke 2 mm.

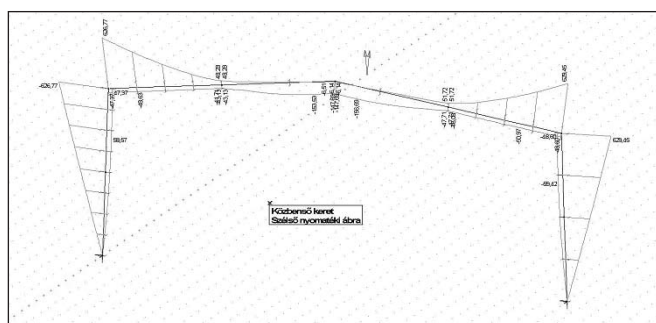
Célszerű lenne egy egyszerűbben használható, a tényleges állapotot figyelembe vevő, lefedő függvényt használni, így kevesebb munkával valóságosabb eredményeket kapnánk. A homloklemez kapcsolatoknál is egyszerűbb, használhatóbb előírásokat látunk célszerűnek.

2.4 Teherbírási (ellenállási) követelmények

A vizsgált szerkezetnél a 2.2 pontban leírt tehernövekedésnek következményeként ennek megfelelő, ~10%-os igénybevétel növekedés jelentkezett az MSZ EN számításoknál. A keresztmetszeti méretek ezért az MSZ 15000-es szabványsorozat alkalmazásánál a keretsaroknál az I tartó gerincmagassága 800 mm-ről 700 mm-re csökkenthetőek voltak, ugyanakkor a kihasználtsági szint növekedett. A keret stabilitási vizsgálatok eltérő előírásrendszerek alapján

5. ábra: Közbenő keret nyomaték igénybevétele MSZ EN





6. ábra: Közbenő keret nyomtérigénybevétel MSZ 15000

készültek, más szoftverrendszerrel, mégis az igénybevétellel összecsengő eredmények születtek. Szakmailag érdekes a kétféle rendszer összehasonlítása, mind tartalmi, mond formai szempontból. Az egyszerűség kedvéért csak egyes vizsgálati látványelemeket mutatunk be.

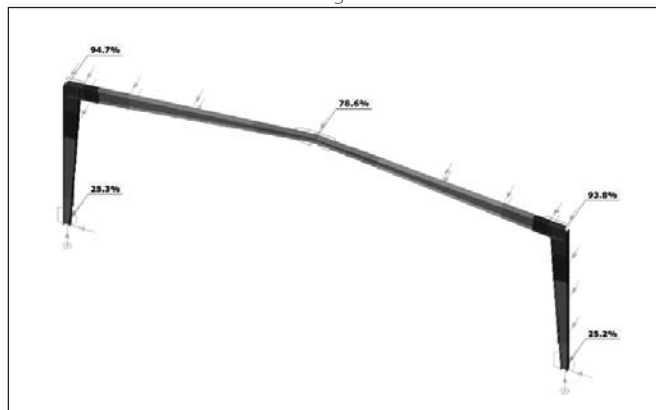
A keretsarokpont kismértékű megfelelőségi szint túllépése megengedhető, mivel a 4. sz. ábrán jól látható a keretsarok kifordulással szembeni könyökös megtámasztása.

A kapcsolatok tekintetében a csavarátmérő, a minőség és a csavarkép kialakítás mind megegyezést mutatott a talp és gerinc vonatkozásában, a keretvállnál az MSZ EN szerinti nagyobb nyomtérkot a magasabb szelvény ellensúlyozta, nyújtottabb csavarképpel ugyanannyi kötőelemet alkalmaztunk az egymástól teljesen független számítások és eltérő szoftverrendszer ellenére.

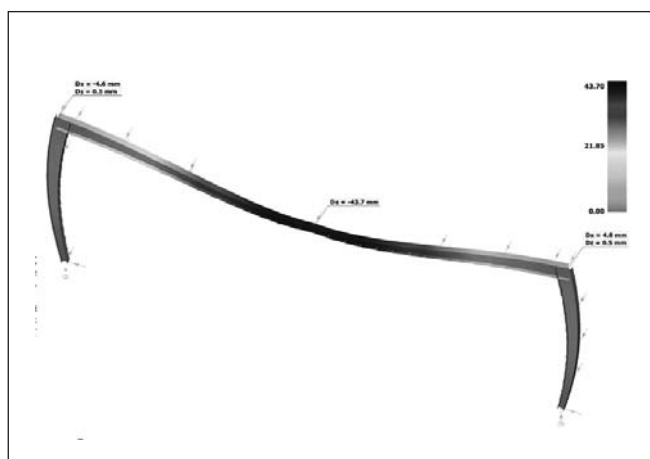
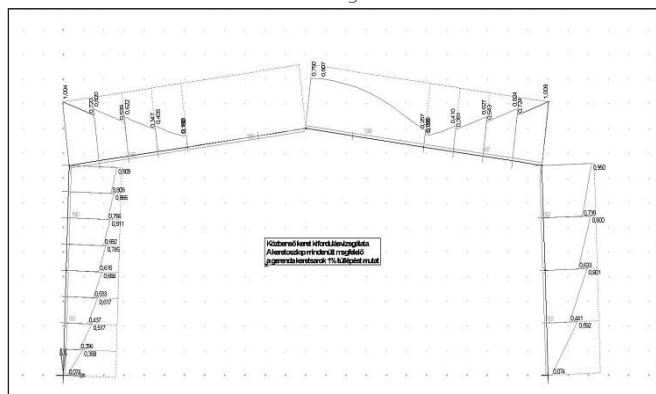
2.5 Merevségi követelmények

A merevségi követelmények tekintetében jelentős különbségek mutatkoztak. Az MSZ EN merevségi előírásai kb. 50 %-os szigorodást jelentenek a korábbi előírásokhoz képest. Ez a nagyobb fesztávoknál különösen jelentős, mivel az alakváltozás a fesztáv negyedik hatványával arányos (megoszló

7. ábra: Közbenő keret kihasználtság MSZ EN



8. ábra: Közbenő keret kifordulás vizsgálat MSZ 15000



9. ábra: Közbenő keret lehajlás, MSZ EN

teher esetén).

A jelen keretszerkezetnél is a számítások során kihasználtuk ezt a különbséget. Az MSZ 15000 szerinti számításnál a kisebb merevségű keretsarok jelentős keretpuhulást eredményezett, de a 96,3 mm lehajlás megfelelt a kevésbé szigorú előírásoknak.

Az MSZ EN szerinti számításnál lényegesen kisebb lehajlás keletkezett, ami elsődlegesen a nagyobb merevségnek köszönhető.

Összességében megállapítható, hogy a tehernövekedéssel arányos, jó keresztmetszet-választás a szigorúbb alakváltozási követelményeknek is megfelelt.

2.6 Alapozási következmények

Az MSZ 15000 szerinti számítási modellnél a kevesebb munkamennyiség miatt az alapozást is megterveztük, a csuklós kerettalp miatt külpontos vasalt beton pontalapokkal.

A közbenő keretnél 1,20x1,40-es, kifelé külpontosan elhelyezett 1,10 mélységű vasalt beton alaptesteket terveztünk, a befogott oszlopos végkeretnél 1,40x1,80-as alaptestek készültek. A homlokfali nagyobb merevség és a kisebb acélszelvények alapozási többletköltséggel járnak.

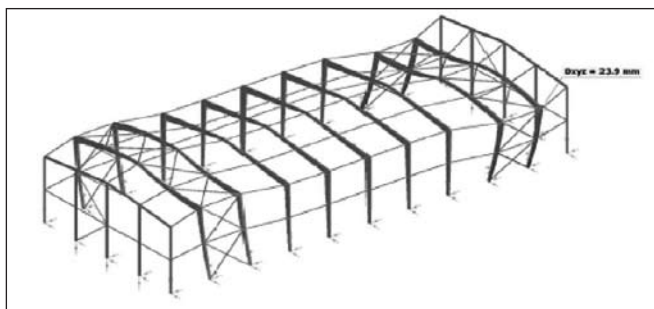
Mivel az MSZ EN szerinti számításnál a talpreakciók 10% körüli értékkel növekedtek az előző számításához képest, az eddigi tapasztalatok szerint az alapozás költsége is ugyanilyen mértékben megnő. A számítási munkamennyiség és a geotechnikai munkarészek MSZ EN 1997-1:2006 és MSZ EN 1997-2:2008 szerinti tagoltsága és számítási eljárásai miatt szintén jelentősen nőnek, és több egyeztetést igényelnek, elsősorban a talajvizsgálati jelentés kérdéskörében.

2.7 Földrengésszámítás, megálapítások

A földrengés elleni védelem számítását csak az MSZ EN szerint kellett elvégezni. A számítás a Consteel program modális válaszspektrum-analízisével készült, a térbeli modellen, 1-es típusú rugalmas válaszspektrum földrengés típussal.

A szerkezet első dinamikai sajátértéke 1,14 Hz, a tervezési talajgyorsulás értéke Budapesten 0,14g, az effektív tényező 0,7.

A kapott számítási eredmények alapján a szerkezet kis önsúlya miatt a földrengés nem mértékadó, a szerkezet kihasználtsága kisebb, mint más teherkombinációban. Ez „könnyűszerkezetes” épületeknél várható eredmény volt.



10 ábra: Földrengés, deformáció, MSZ EN

2.8 Acélszerkezet anyagfelhasználás

Szerkezeti súlyok:

A szerkezeti súlyba nem értjük be a héjazati alrendszer, szelemenek, burkolatok súlyát, költségét, mivel ezek meg is haladhatják az alább közölt költségeket, különösen a nagyméretű nyílászárók, kapuk, felülvilágítók alkalmazása esetén.

A szerkezeti súlyok vonatkozásában a végfali kismértékben eltérő modell, és az alkalmazott szelvényforma is közrejátszik, az EC szerinti kialakítású szerkezet megítélése tekintetében.

Megjegyezzük, hogy az MSZ szerinti szerkezet tényleges gyártási súly szerint számított, az EC szerkezet fő és végkeretei, merevítései számoltak, a csomóponti lemezek becsült súllyal szerepelnek.

Az árak áfa nélküliek. MSZ (100 %) / EC / %

Szerkezet súly: 44,6 tonna / 47,08 tonna / 105,5%

Szerkezet m² súlya: 30,97 kg/m² / 32,7 kg/m²

Szerkezet gyártási költség: 17.840 e Ft / 8.832 e Ft.

Szerkezet tűzvédelemmel: 21.218 e Ft / 23.112 e Ft / 109 %

Megállapítható, hogy az egyszintes, daruzatlan csarnoktípus esetében az EC szerinti számítással kb. 10 % szerkezeti költségnövekedés várható.

3. TAPASZTALATOK, TANULSÁGOK

3.1 A szerkezetvizsgálat tapasztalatai

A tervezési szabadságfokon belül a választott konstrukciós tervezői elvek, merevítések kialakítása, a kihasználtság mértéke, a gyártási feltételek tervezői figyelembevétele, a felhasznált szoftver és egyéb tényezők eredményeznek 10-15 % szórást az egyes szerkezetek között, adott műszaki feladat és körülmények mellett, azonos szabvány alkalmazása esetén is.

A cikkben bemutatott szerkezethöz a kimutatott súlykülönbség töredéke az előbbiekben ismertetett szokásos eltéréseknek, különböző szoftverek alkalmazására került sor, a tervezők kissé eltérő konstrukciós elvei, alapozási költséget is befolyásoló megoldásai tehát ebben az esetben nem feltétlenül jelentik a számszerű értékek általános érvényesülését, a két szabvány szerinti vizsgálat a „hibahatáron”, szokásos eltérésen belül van.

A cikkben bemutatott szerkezet költségei a teljes építési költségnek ennél a szerkezettypusnál csak kb. 30 %-át teszik ki, tehát a jelen szerkezet drágulása az építményre vetítve mintegy 3% szerkezeti költségnövekedést valósíthat meg a számok alapján az alábbiak figyelembe vételével.

3.2 Tanulságok

Az MSZ EN szabványokra felhasználói szempontból több kritikai észrevétel született. A szabvány fejezetei nem azonos részletezettséggel kidolgozottak, egyes részek túl elméletiek, a gyakorlati felhasználást, valós helyzetet nem mindenben figyelembe vevő számítási eljárásokat, modelleket alkalmaznak. Szükséges lenne olyan egyszerűsített eljárások, módszerek kidolgozása, amelyek az MSZ EN előírások lefedő függvényeként használhatóak, megkönnyítve az alkalmazók helyzetét.

A szabványok jelentős részét az elmúlt időszakban átdolgozták, az előszabványokat visszavonták, átstrukturálták. A jelenleg kapható szabványok jelentős része még mindig angol nyelvű, ezek is nehezítik az egységes áttérést.

A megnőtt számítási munkamennyiség a tervezési díjban jelenleg nem érvényesíthető. Részlegesen javíthatnánk a kialakuló helyzeten a tervezési szakági részterületek arányválogatásával, ez elsődlegesen a Magyar Építész Kamarával történő megegyezés kérdése, illetve a beruházókkal történő tervezési helyzet tudatosítása. Ez azért is nehéz, mert az ő szemszögükből a statikusok „okozzák” az épület többletköltségeit.

AZ MMK Tartószerkezeti Tagozat minimális eszközzel rendelkezik, döntően „karitatív” tevékenységgel tud csak részlegesen javítani a kialakult helyzeten. A főbb területeken segédletekkel, állásfoglalásokkal próbálja az átmeneti állapotot a lehetőségein messze túlmenően kezelni.

A jelenlegi helyzet az MMK érdekvédelemértékesítési lehetőségeinek hiánya miatt alakulhatott ki a mai jogszabályi környezetben. Az ország érdeke, hogy jó minőségű épületek épüljenek, és ennek peremfeltételeit, jogszabályi környezetét, beleértve a tervezéshez szükséges feltételek biztosítását kiemelten kellene kezelni, és ennek érvényesítési lehetőségét az MMK részére biztosítani kellene.

4. SZABVÁNYOK

MSZ EN 1990-2005 „Tartószerkezetek tervezésének alapjai”

MSZ EN 1991-1-1:2005 „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások”

MSZ EN 1993-1-1:2009 „Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése, Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”

MSZ EN 1993-1-8: „Csomópontok tervezése”

MSZ EN 1998-1: 2008 „Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre”

MSZ 15001:1987 „Alapozások tervezésének általános előírásai”

MSZ 15002-1:1987 „Építmények alapozásának erőtanai tervezése. Általános méretezési előírások”

MSZ 15004:1989 „Sík alapok határteherbírási és süllyedésének meghatározása”

MSZ 15012-1:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Fogalom-meghatározások”

MSZ 15012-2:1985 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Jelölések”

MSZ 15020:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezésének általános előírásai”

MSZ 15021-1:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Magasépítési szerkezetek terhei”

MSZ 15021-2:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Magasépítési szerkezetek merevségi követelményei”

MSZ 15022-1:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Vasbeton szerkezetek”

MSZ 15022-1:1986/1M:1992 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Vasbeton szerkezetek”

MSZ 15022-1:1986/2M:2001 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Vasbeton szerkezetek”

MSZ 15022-7:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtanai tervezése. Vasbetonszerkezetek szerkesztési előírásai”

MSZ 15024-1:1985 „Építmények acélszerkezeteinek erőtani tervezése. Általános előírások”

MSZ 15024-3:1985 „Építmények acélszerkezeteinek erőtani tervezése. Méretezési eljárások”

5. HIVATKOZÁSOK

Dunai L.-Horváth L.-Kovács N.-Verőci B.-Vigh L. G.(2009)” Acélszerkezetek méretezése az Eurocode 3 alapján”, MMK Tartószerkezeti Tagozat 2009.

Dulácska E: (2009) „Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az Eurocode 8 alapján”, MMK Tartószerkezeti Tagozat

Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtani számítása az MSZ EN szerint I-II.(2010) MMK TT

Deák Gy.-Erdélyi T.-Visnovitz Gy: (2005)”A tartószerkezeti tervezés alapjai” BME HU-ISBN 963 86129 59

Deák Gy.-Erdélyi T.-Fernezezyi S.-Kollár L.-Visnovitz Gy: (2006) „Terhek és hatások” BME HU –ISBN 963 86129 5 9

Ádány S.-Dulácska E.-Dunai L.-Fernezezyi S.-Horváth L.(2006) „Acélszerkezetek 1. Általános eljárások”, BME, HU –ISBN 963 86129 5 9

Ádány S.-Dulácska E.-Dunai L.-Fernezezyi S.-Horváth L.(2007) „Acélszerkezetek 2. Speciális eljárások”, BME, HU –ISBN 963 86129 5 9

Fernezezyi S. (2009) „Acélszerkezetek méretezése, Példatár” BME, HU –ISBN 963 86129 5 9

Leonardo da Vinci Projekt: koordinátor Iványi Miklós(2001) „Acélszerkezet tervezés az Eurocode 3. szerint” Műegyetemi kiadó ISBN 963 420 675 1

Iványi M.: (2004) „Táblázatok acélszerkezetek méretezéséhez az Eurocode 3 szerint” Műegyetemi Kiadó ISBN 963 420 803 7

Papp F.: (2005) „Változó gerincmagasságú keretszerkezet tervezése az EN

1993 szabvány szerint a Consteel programmal” - Acélszerkezetek 2005/3. szám

Dr. Metzing Ferenc (1948) építőmérnök, acélszerkezetek műszaki doktor, a PTE Pollack Mihály Műszaki Kar Tartószerkezeti Tanszék nyugalmazott tanszékvezetője. A Lindab *Systemline* és RUTIN acél csarnokok rendszerfejlesztője. Több, mint ezer csarnok és acélszerkezet vezető tervezője a MET-SZOFT Kft. és Dr. Metzing Mérnöki Szakértő Iroda Kft-ben végzett tervező-fejlesztő munka eredményeként. Az MMK Tartószerkezeti Tagozat Minősítő Bizottság elnöke.

Tornai László (1950) okleveles építőmérnök. Mérnöki diplomáját a Belgrádi Egyetem Szerkezetépítő Szakán szerezte. A KÉSZ Építő Zrt. tervezője. 160-170 igen sok fajta acélszerkezetű építmény tartószerkezeti tervezését végezte el különböző tervszinteken. Több nagy fesztávú csarnokot és nagy kiterjedésű ipari létesítményt tervezett. Legújabb munkája a Ferihegyi Repülőtér SkyCourt/Égi Udvar 70 m fesztávú acél csőszelvényű tetőszerkezetének kiviteli tervezése.

COMPARATIVE DESIGN OF A WELDED, I-SECTIONED STEEL STRUCTURE

Ferenc Metzig - László Tornai

Comparative calculations performed on a typical and modern steel structure due to the changing of structural design codes in Hungary. Two similar steel structures were designed according to the old MSZ National Codes and the new MSZ EN Codes (EUROCODE). Different programs (Axis 9.0 and Consteel 5.0) and two variant static models were applied in the calculations, but these acceptable differences are within the designer's freedom. The main goal of this comparison is to point out to the designers the similarities and differences between the design codes.

SZABVÁNYJAVASLAT ÉPÜLETEK MEGÉPÜLT TEHERHORDÓ SZERKEZETEINEK ERŐTANI VIZSGÁLATÁRA



Dr. Dulácska Endre – Dr. Korda János – Dr. Körmöczy Ernő

Magyarországon a fentivel azonos című Műszaki Irányelv (MI 15011-86) volt hatályban és használatban. Az EU-s elveknek megfelelően azonban minden Műszaki Irányelvet hatálytalanítottak. A szakmai gyakorlatban – más vonatkozó szabályozás hiányában – az irányelvet továbbra is alkalmazzák. Beigazolódott, hogy e témában szükség van (pl. szabvány jellegű) szabályzatra. Létrehozásával – a Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata kezdeményezésére – az MSZT Tartószerkezeti Albizottsága egyetértett. A szabványjavaslat szövegtervezetét a felkért előkészítő bizottság (dr. Dulácska Endre, dr. Korda János, dr. Körmöczy Ernő, Tóth Tibor) elkészítette. A szabványjavaslat a korábbi MI-re épült – annak előírásait tartalmazza, de azt az Eurocode-hoz igazítva a szóhasználatban és a jelölésekben. Közli a korábbi MSZ szerinti jelöléseket is. Az MI szövegét helyenként pontosítottuk, továbbá bővítettük pl. a földrengésvizsgálat vonatkozásában és a helyreállítások, átalakítások, bővítések szempontjaival.

A szabványjavaslat szövegét feltesszük a Tartószerkezeti Tagozat honlapjára megismerés, hozzászólás céljából. A mellette olvasható tanulmány az MI korábbi szövegtervezetét ismerteti, kitérve a lényegesebb részek magyarázatára, indoklására (Korda – Szilassy, 1986). Szövege szinte teljesen érvényes a szabványjavaslatunkra.

Kulcsszavak: megépült szerkezet, erőtani vizsgálat, erősítés, helyreállítás, átalakítás, bővítés

1. A SZABVÁNYJAVASLAT TÁRGYA

Tárgya: az épületek megépült teherhordó szerkezeteinek és alapozásának erőtani vizsgálata, valamint helyreállításának, átalakításának, bővítésének, megerősítésének tervezési elvei. Értelemszerűen felhasználható más tartószerkezetek esetében is.

2. A VIZSGÁLATBAN ALAPUL VEENDŐ ELŐÍRÁS

A meglévő építmény tartószerkezeteit, azok megerősítését, és az azokra terhelő szerkezeteket általában szabad az építés idején hatályos előírások (azok hiányában szakmai szabályok) alapján ellenőrizni és tervezni, kivéve, ha a szerkezeten súlyos statikai eredetű károsodások (pl. túlzott lehajlás, súlyos károsodásra utaló repedés) jelentkeztek, vagy ha a szerkezeti anyaggal, illetve a szerkezettípussal kedvezőtlen tapasztalatok voltak (pl. bauxitbeton, salakbeton szerkezetek). Figyelembe vehetők azonban azok az eltérő körülmények és lehetőségek is, amelyek miatt a még csak tervezett, illetve a már meglévő tartószerkezet megítélése eltérő (3. fejezet).

A 2009 előtt megépült építményeket földrengésre – mint új követelményre – az MI 04 133 – 81 Műszaki Irányelv szerint kell igazolni.

A vizsgálat idején hatályos szabványelőírások minden

esetben alkalmazhatóak (Eurocode szabványok). Ez esetben a tűzrendészeti követelményeket is figyelembe kell venni (Országos Tűzrendészeti Szabályzat). A földrengési vizsgálatot ilyenkor az Eurocode-8 szabvány szerint kell végezni.

A szakértő tehát eljárhat az éppen hatályos előírások szerint, vagy választhatja – a szabványjavaslatban meghatározott feltételeket kielégítő esetben – a tartószerkezet létrehozásakor érvényes előírások alapul vételét, kiegészítve az MI 04 133 szerinti földrengésvizsgálattal. A szakértő eldöntheti, hogy indokolt-e egy jól működő, biztonságosnak ítélt szerkezetet csak azért megerősíteni, mert szigorúbb előírás körébe került. A szabványjavaslat értelemszerű alkalmazásával a szakértő nem kényszerül ilyen tetre, az indokolatlan beavatkozás elkerülhető.

3. ELTÉRŐ ADOTTSÁGOK A MÉG CSAK TERVEZETT, ILLETVE A MÁR MEGLEVŐ TARTÓ- SZERKEZET BIZTONSÁGI MEG- ÍTÉLÉSÉNÉL

Előírásaink új tartószerkezet tervezésénél a társadalmilag optimális – a tönkremenetellel szemben mintegy 10^{-5} – kockázatvállalást célozzák meg. Mértékének levezetéséhez országosan

gyűjtött, átlagos építményre vonatkozó adatokból készített statisztikai jellemzőket vettek figyelembe.

Ugyanezt a megfontolást és levezetést alkalmaztuk a már megépített tartószerkezet vizsgálatánál a társadalmilag optimális kockázat levezetéséhez. Részletes ismertetés található a „Megépült tartószerkezetek erőtani felülvizsgálata az új tervezési előírások felhasználásával” című cikkben (Korda, 1975). Egyes bemenő adatok eltérnek a tervezési esethez tartozótól. A levezetés eredménye szerint némileg nagyobb kockázat vállalása optimális társadalmilag. Ezt az eredményt alátámasztja az is, hogy ha jelentős idejű használatban jól viselkedett a szerkezet, a további használatban némileg kevesebb – biztonsággal fedezendő – bizonytalanság maradt a tervezéskori helyzethez képest.

A fentiekre alapozva engedhető meg – meghatározott feltételek betartása esetén – a szabványtervezetben bevezetett ún. *tűrhető állapotú tartószerkezet* használata. Ezen állapot biztonsági szintjét elemzi a „Tűrhető állapot mint új minősítési kategória megépült teherhordó szerkezetek felülvizsgálatánál” című tanulmány (Körmöczy, 1986).

4. AZ ERŐTANI KÖVETELMÉNYEK KIELÉGÍTÉSÉNEK IGAZOLÁSHOZ ALKALMAZHATÓ ELJÁRÁSOK

Az előírt követelmények kielégítését új tartószerkezet tervezésénél általában erőtani számítással igazolják. Meglevő tartószerkezet erőtani felülvizsgálatához alkalmazható:

- használati tapasztalatokra alapozott eljárás,
- erőtani számítás,
- próbaterhelés,
- a fentiek kombinált alkalmazása.

A szabványjavaslat megbízhatóság tekintetében rangsorolja az eljárásokat. Alkalmazhatóságukat feltételekhez köti. Vizsgálati többlet-munkával esetleg igazolható a megerősítés mellőzhetősége.

5. MINŐSÍTÉS

A szerkezet minősítése az erőtani követelmények kielégítése szempontjából

- megfelelő,
- tűrhető,
- veszélyes állapotú lehet.

Kíváncos, hogy a „tűrhető állapotú” minősítést a szakértő az épület tulajdonosával, üzemeltetőjével egyeztetve, a feltételek betartásának szándékáról meggyőződve állapítsa meg.

6. A SZABVÁNYJAVASLAT TARTALMA

A szabványjavaslat tárgyalja azokat a meglevő tartószerkezet felülvizsgálatához alkalmazandó előírásokat, amelyek a tervezési előírásokat kiegészítik vagy módosítják. Egyes tételei

olyan alternatívák, amelyek közül az eljáró szakértő választhatja ki a véleménye szerint legalkalmasabbat.

A szabványjavaslat főszövegének fejezetei a tartószerkezet anyagától nem függő kérdésekkel foglalkoznak. Fejezetei:

1. Erőtani követelmények
2. Kiindulási adatok, előkészítés
3. Az erőtani követelmények kielégítésének igazolása; (cikkünk 4. pontjában felsorolt eljárások részletes tárgyalása)
4. Minősítés
5. A teherhordó szerkezetek megerősítésének elvei
6. Helyreállítások, átalakítások, bővítések szempontjai; (a szakirodalomból átvett hasznos ajánlások).

A melléklet fejezetei:

- M1 Beton anyagú szerkezetek
- M2 Falazott szerkezetek
- M3 Acélszerkezetek
- M4 Faszervezetek
- M5 Alapozás
- M6 Próbaterhelés
- M7 A szakvélemény tartalma

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az azonos tárgyú, de hatálytalanított MI 15011-86 pótlására elkészült „Az épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata” c. szabványjavaslat szövegtervezete olvasható a Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata honlapján.

A szabványjavaslat az MI 15011-86 szövegére épül, de korszerűsítésre, bővítésre került. Szóhasználatában, jelölésekben az Eurocode és a korábbi MSZ szerinti változat is megjelenik.

A szövegtervezetet tartalmazza az újabb követelményekre (pl. földrengés-vizsgálat) vonatkozó előírást, továbbá helyreállítások, átalakítások, bővítések vonatkozó – a szakirodalomból átvett – ajánlásokat.

A szerzők tudomása szerint más országban nincs a szabványjavaslatához, illetve az alapját képező műszaki irányelvhez hasonló szabályozás.

8. HIVATKOZÁSOK

Korda J. (1975) „Megépült tartószerkezetek erőtani felülvizsgálata az új tervezési előírások felhasználásával”, Magyar Építőipar XXIV. Évf. 6. szám, pp.342-348.

Korda J – Szilassy K. (1986) „Az épületek teherhordó szerkezeteinek felülvizsgálatára vonatkozó új magyar műszaki irányelvek fontosabb előírásai”, Tartószerkezeti Konferencia Budapest, 1986. okt. 7-9. pp. XX/1-XX/14.

Körmöczy E. (1986) „A tűrhető állapot, mint új minősítési kategória megépült teherhordó szerkezetek felülvizsgálatánál”, Tartószerkezeti Konferencia Budapest, 1986.okt. 7-9. pp. XXI/1-XXI/ 9.

STANDARD PROPOSAL FOR THE DYNAMIC SURVEY OF BUILDINGS' LOAD-BEARING STRUCTURES

Endre Dulácska - János Korda – Ernő Körmöczy

A technical directive (MI 15011-86) in the title mentioned above was in force and in use in Hungary so far. The standard proposal is based on this directive – includes its instructions, but its terminology and marking is adjusted to Eurocode. It is also informing about the former Hungarian Standard (MSZ) markings. The directive's text was refined and complemented in some places e.g. at earthquake studies and aspects of restorations, conversions, extensions.

fib BULLETINS 51, 52 AND 53: STRUCTURAL CONCRETE TEXTBOOK ON BEHAVIOUR, DESIGN AND PERFORMANCE, SECOND EDITION

fib Bulletins 51, 52 and 53 (volumes 1-3 of the “Structural Concrete Textbook”) are now available for purchase from the **fib** secretariat. This second edition of the Structural Concrete Textbook is an extensive revision that reflects advances in knowledge and technology over the past decade. The objective of the Textbook is to give detailed information on a wide range of concrete engineering from selection of appropriate structural system and also materials, through design and execution and finally behaviour in use. The revised **fib** Structural Concrete Textbook covers the following main topics:

- phases of design process, conceptual design, short and long term properties of conventional concrete (including creep, shrinkage, fatigue and temperature influences), special types of concretes (such as self compacting concrete, architectural concrete, fibre reinforced concrete, high and ultra high performance concrete), properties of reinforcing and prestressing materials, bond, tension stiffening, moment-curvature, confining effect, dowel action, aggregate interlock;
- structural analysis (with or without time dependent effects), definition of limit states, control of cracking and deformations, design for moment, shear or torsion, buckling, fatigue, anchorages, splices, detailing;
- design for durability (including service life design aspects, deterioration mechanisms, modelling of deterioration mechanisms, environmental influences, influences of design and execution on durability);
- fire design (including changes in material and structural properties, spalling, degree of deterioration), member design (linear members and slabs with reinforcement layout, deep beams); management, assessment, maintenance, repair (including, conservation strategies, risk management, types of interventions) as well as aspects of execution (quality assurance), formwork and curing.

The updated Textbook provides the basics of material and structural behaviour and the fundamental knowledge needed for the design, assessment or retrofitting of concrete structures. It will be essential reading material for graduate students in the field of structural concrete, and also assist designers and consultants in understanding the background to the rules they apply in their practice. Furthermore, it should prove particularly valuable to users of the new editions of Eurocode 2 for concrete buildings, bridges and container structures, which are based only partly on MC90 and partly on more recent knowledge which was not included in the 1999 edition of the Textbook.

Pages: Bulletin 51: 306 pages; Bulletin 52: 350 pages; Bulletin 53: 390 pages

Price (non-member price), including surface mail:
Bulletin 51: CHF 140; Bulletin 52: CHF 140; Bulletin 53: CHF 160.

ISBNs: 978-2-88394-091-8, 978-2-88394-092-5, 978-2-88394-093-2

To order these Bulletins, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.



fib BULLETINS 55 AND 56: MODEL CODE 2010 - FIRST COMPLETE DRAFT

fib Bulletins 55 and 56, volumes 1 and 2 of the first complete draft of the fib Model Code 2010, are now available for purchase from the fib secretariat.

The fib Model Code 2010 is a revision of the 1978 and 1990 CEB-FIP Model Codes. This new edition is much more "life cycle" oriented than its predecessors, which is reflected in the sequential organisation of its content: conceptual design, dimensioning, construction, conservation, and even dismantlement.

The Model Code is intended as a source of information for updating existing codes or as a basis for future codes. While existing operational codes are legal documents, the Model Code takes into account new developments with respect to concrete structures, the structural material concrete and new ideas for requirements to be formulated for structures in order to achieve optimum behaviour according to new insights and ideas. In this edition of the Model Code, those new ideas refer not only to classical requirements for safety and serviceability, but also take into account the increasing significance of design criteria for durability and sustainability. While a normal operational code mainly gives sets of application rules which should be transparent enough to be applied by professional designers yet still accurate enough to be economical, the Model Code also aims to provide background information, show trends, and indicate where further research is necessary. At the same time, the Model Code is also intended to be an operational document for normal design situations and structures.

The 2010 Model Code gives an extensive state-of-the-art regarding material properties for structural concrete, including constitutive relations for concrete up to strength class C120, and properties of reinforcing and prestressing steel, including prestressing systems. Special attention is given to the application of fibre concrete for structural applications, and to the application of non-metallic reinforcement.

Attention is also given to interface characteristics, to verification assisted by numerical simulations and verification assisted by testing, and to a number of important construction aspects.

Design rules for serviceability and ultimate limit states are given for a wide range of conditions, such as static and non-static loading, as well as high and low temperatures. Furthermore limit states for durability are given. Design for sustainability will be an important task in the future; here some initial ideas are given. Design for robustness is also given due attention.

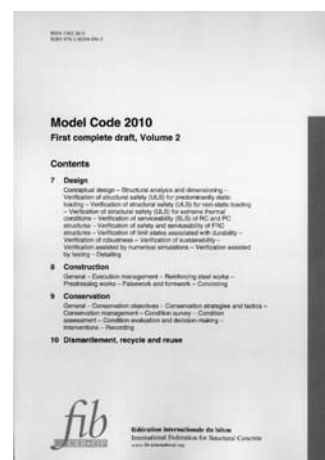
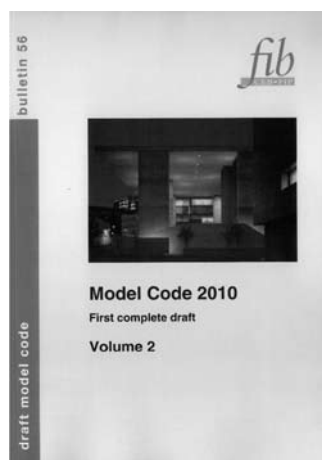
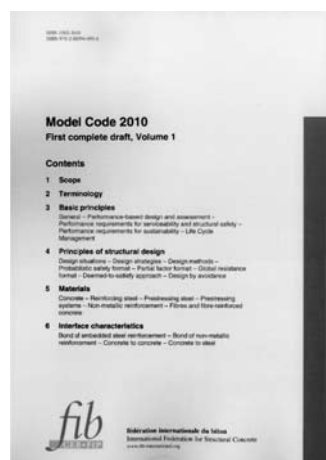
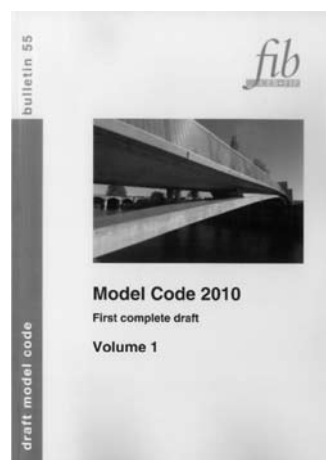
An important chapter within the scope of design for service life is conservation. This chapter deals with conservation strategies and conservation management, condition survey and conditions assessment, decision-making, interventions and recording. A final short chapter on dismantlement, removal and recycling is also included.

fib Bulletins 55 and 56 are the first complete draft of the fib Model Code 2010. After receiving comments from the fib Commissions and National Delegations, a revised version will be submitted to the fib General Assembly for discussion and approval. The publication of the definitive the fib Model Code 2010 will then follow.

fib Bulletin 55, Model Code 2010 - First complete draft, Volume 1 (chapters 1-6), 318 pages, ISBN 978-2-88394-95-6. Non-member price: 140 CHF, surface mail included.

fib Bulletin 56, Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2 (chapters 7-10), 312 pages, ISBN 978-2-88394-096-3. Non-member price: 140 CHF, surface mail included.

To order these Bulletins, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.



DR. SCHARLE PÉTER KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAPJÁN



Scharle Péter (Budapest, 1940) az ÉKME Mérnöki Karon 1963-ban szerezte meg oklevelét, mérnök-matematikus szakmérnök (BME, 1970), a BME dr.tech. címét 1972-ben kapta meg, 1977-ben lett kandidátus, a mérnöki tervezés numerikus módszereinek fejlesztését megalapozó értekezésekkel. Szerkesztetvezőként dolgozott hét éven át az Uvaterv metrótervező irodáján, Széchy

Károly és Szabó János aspiránsa volt MTA-ösztöndíjjal, 1974-től az Építéstudományi Intézetben mélyépítési kutató-fejlesztő tevékenységet végzett. 1985 és 1998 között építésügyi, majd közlekedési minisztériumi vezetői beosztásokban feladata volt egyes építőipari célprogramok irányítása, műszaki szabályozási, fejlesztéspolitikai projektek kidolgozása, az épített infrastruktúrához kapcsolódó kutatás, műszaki fejlesztés, kiemelt állami beruházások, oktatásfejlesztés irányítása, a magyar közlekedéspolitikai kialakítása, megvalósításának szakmai koordinálása.

A felsőfokú képzésbe 1970-től a BME építőmérnöki karán

kapcsolódhatott be, ahol 1982-ben c. egy. docens, Pécsen 1989-ben c. főiskolai tanár lett. A BME habilitált doktora (1997), 1998-tól egyetemi tanár a Széchenyi István Főiskolán (2002-től Egyetemen), ahol a mérnöki mechanika, tervezés és társadalmi szerepvállalás témaköreiben végez oktató munkát az alap-, mester- és doktorképzés szintjein.

A szakmai közéletben akadémiai és kamarai szervezetek tagjaként, testületeikben választott tisztségviselőként négy évtizede vesz részt aktívan. Szakirodalmi munkássága szer-teágazó, mintegy 140 (köztük ~60 idegen nyelvű) dolgozata, társszerzőkkel írott könyvei (Földtámfalak, 1985, A véges elem módszer ..., 1985, 1986, 1987, Earth Walls 1993), ~60 konferencia-előadása foglalkozik a mérnöki szerkezetek mechanikai viselkedése és numerikus vizsgálata, a közlekedéspolitikai, a műszaki infrastruktúra-fejlesztés, a felsőfokú képzés kérdéseivel. Tevékenységéért több elismerést (Eötvös Loránd-díj Baross Gábor-díj, ÉTE-díj, Zielinski Szilárd-díj, MK Középke-reszt, Széchy Károly-díj) kapott. A Széchenyi István Egyetem 2010-ben professor emeritus címmel tüntette ki.

T. H.

FÖLDVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAPI ALKALMÁBÓL



1940. július 5-én született Budapesten. Diplomáját 1963-ban szerezte az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki karán. Egyetemi tanulmányait befejezve először az ÉM Pécsi Tervező Vállalatnál dolgozott statikus tervezőként, majd 1965-től az Uvaterv tervező mérnöke lett. A következő években, 1967. és 1998. között a vállalat Hidirodáján tervező mérnök, irányító

tervező és szakosztályvezetői beosztásban dolgozott. 1998. óta a Pont-TERV Zrt. szakfőmérnöke.

Pályafutása során a hídtervezés különböző területein szerzett tapasztalatokat, de fő szakterületévé a nagyteherbírási, előregyártott vasbeton és feszített vasbeton hídgerenda-családok fejlesztése és tervezése, illetve az ezekből kialakított hídfelszerkezetek, METRO alagutak és állomási födémek tervezése vált.

Közreműködött többek között a budapesti Árpád híd, a Lágymányosi híd, a Ferihegyi repülőtér közúti előtérhídja, majd

az esztergomi Mária Valéria híd és a szekszárdi Szent László Duna-híd tervezésében, valamint az athéni közúti felüljáró és az asszuáni ferdekábeles Nílus-híd számításainak készítésében. A hídgerendák mellett az elmúlt években a bővülő autópálya hálózat tervezésében az M70 autópálya közúti hídjainak tervezését irányította és az M0, M7 autópályán több monolit vasbeton híd felszerkezetének statikai számítását készítette.

A számítógépek alkalmazásának hazai megjelenésekor a statikai számítások gépesítésével, különösen a feszített tartók és az öszvér szerkezetek gépi számításával foglalkozott. A tervezésben szerzett tapasztalatok alapján észrevételeivel támogatta a Közúti Hídszabályzat szerkesztőinek munkáját és jelenleg is közreműködik az Eurocode szabványok hazai bevezetésével, illetve a harmonizált Útügyi Műszaki Előírásokkal foglalkozó szakmai bizottság munkájában.

A szakmai ismeretek döntő többségét dr. Knebel Jenő, Szánthó Pál és Kiss Lajos mellett sajátította el, akikhez a hídtervezés szeretetén túl csaknem négy évtizedes munkatársi kapcsolat és szoros barátság is kötötte. Több mint tizenkét éve a Pont-TERV kollektívájának megbecsült tagja.

T. H.

DR. ORBÁN JÓSZEF 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



A **fib** Magyar Tagozata szívélyes születésnapjára üdvözlöt küld dr. Orbán József főiskolai tanárnak, a PTE PMMK Anyagtan, Geotechnika és Közlekedéscsépítési Tanszék vezetőjének.

Dombóvári születésű, megbecsült tagtársunk 1969-ben szerzett szerkezet-építő mérnöki oklevelet a MISZI-ben, Moszkvában, majd 1972-ben a BME betontechnológiai szakmérnöki szakát végezte el, ugyanott 1980-ban avatták műszaki doktorrá. Az MTA 1985-ben ítélte oda számára a műszaki tudomány kandidátusa fokozatot, a PhD címmel a BME ruházta fel 1995-ben. Szakmai életpályája Pécshez kötődik. 1969-72-ig a BVM pécsi gyára vezető munkatársaként alapozta meg gyakorlati tudását, és már ebben az időszakban elkötelezte magát a főiskolai munkához. 1972-től a PMMF adjunktusa, 1984-től főiskolai docens, 1987 óta tölti be jelenlegi pozícióját.

Oktató munkája során szakterülete minden körében magas szinten adta át tudását hallgatóinak.

Kutató munkája gazdag eredményeket hozott a pernyebeton alkalmazása, a habcement felhasználása, a polisztirol-pernyebeton hőtechnikai felhasználása, a falszáritási eljárások, korróziós károkat szenvedett épületek rehabilitációja, vasbeton szerkezetek diagnosztikája terén. Az ipar számára különösen értékes munkája a CD formában kialakított, és interneten hozzáférhető építőanyag-katalógusa, amit az elektronikus média révén fejlesztett az oktatás céljaira is.

Munkáját számos publikációja kísérte mind hazai mind nemzetközi körökben. Széles területen hasznosított több

szabadalma szolgálta az építőipart. Díjnyertes pályamunkái is tükrözik értékes tevékenységét.

Elmélyült tudását a PTE-n kívül is kamatoztatta. Számos hazai szakmai körben tartott előadásokat. Ismereteit átadta hallgatóságának Tbiliszipben, Vilniusban, Weimarban, izsevszki és cseljabinszki oktatói tevékenységét tiszteletbeli professzori címmel ismerték el.

A hazai mértékadó intézmények elismerték magas színvonalú munkáját. Elnyerte az Alpár Érmét, az ÉVM Kiváló Munkáért kitüntetését, a Pollack Mihály aranyplakettet, a Pollack Mihály nívódíjat, az OTDK Munkáért aranyplakettet, az ÉTE emlékérmét, az IKIM miniszteri elismerést, a Baranya megye Építőiparáért aranygyűrűt, s az oktató számára talán legértékesebb, a hallgatók által adományozott Aranykatedra-díjat,

E hely szűknek bizonyul Orbán József szakmai közéleti tevékenységének bemutatására, még a pusztas felsorolás se lehet teljes: Pécsi Akadémiai Bizottság, ÉTE, PTE PMMF Tudományos Bizottság, Magyar Szabványügyi Testület, a **fib** Magyar Tagozata. E szervezetekben, ill. bizottságaikban rendszeresen töltött be szakbizottsági és egyéb elnöki, titkári tiszteket.

Orbán József négy évtizedes sokrétű, intenzív és nagyon eredményes munka után is töretlenül folytatja a beton kérdései köré fonódó lelkes oktató, kutató és gyakorlati munkáját, gyarapítja szakmai-tudományos szervezetek értékeit.

Kívánjuk, hogy jó egészségben, a tevékenységéből ismert nagy energiával folytassa munkáját mindnyájunk hasznára és örömeire, élvezzen olykor egy kis szabadidőt, pihenést, részesüljön a családi kör örömeiben.

T. G.