

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



9 771419 644000 20114



Fornay Csaba — Nagy András — Szabó Gergely
Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése

3. Szerelés és beállítások

98

Bocskai Zoltán — Polgár László

Az Eurocode 2 általános oszlopméretezési módszerének alkalmazása

104

Vass Viktória — Dr. Lublók Éva — Dr. Horváth László — Dr. Balázs L. György

Acél-beton öszvér-szerkezetek tervezése tűzterherre

114

Betontechnológus szakmérnöki tanfolyam indul

121

Dr. Kausay Tibor

A fiatal beton szilárdulási folyamatának modelljei — Szakirodalmi áttekintés

3. rész: Az Arrhenius-féle modell

122

Személyi hírek

Dr. Lovas Antal köszöntése 65. születésnapján
Zsomboly Sándor 65. születésnapjára

128

2011/4

XIII. évfolyam, 4. szám

Megjelent!

AXISVM

Végeselem programrendszer statikusoknak

- Teljeskörű megoldás az építőmérnöki feladatokhoz
- CAD rendszerű grafikus modellépítés és eredmény dokumentálás
- Szerkezetmodellezés egyszerű keretektől komplex épületekig
- Méretezési modulok EUROCODE és más szabványok szerint
- Gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalásszámítása
- Homloklemezcsavarozott kapcsolatok ellenőrzése
- Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Faszervezetek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Átszűrődés vizsgálat, repedéstágasság számítás
- Pont- és sávalapok méretezése, geotechnikai ellenőrzése
- Lineáris és nemlineáris statikai és rezgés számítások
- Általános dinamikai vizsgálatok (időtörténet eljárás)

www.axisvm.hu



Szeged, Móra Ferenc híd



Rárópuszta, Ipoly-híd

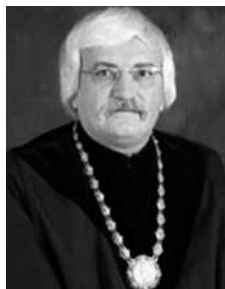


M0, Soroksári Dunaág-híd

www.pont-terv.hu

PONT-TERV MÉRNÖKI TERVEZŐ ÉS TANÁCSADÓ ZRT.

DR. LOVAS ANTAL KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Dr. Lovas Antal a BME Építőmérnöki Kar dékánja, a Hidak és Szerkezetek Tanszékegyetemi docense, 1946. október 31-én született Hajdúböszörményben. 1971-ben végzett szerkezetépítő mérnökként, majd 2000-ig a Tartószerkezetek Mechanikája Tanszék oktatója volt. Oktatási tapasztalata ennek megfelelően alakult: Statika, Szilárdságtan, Rugalmasságtan, Dinamika, Számítástechnika,

Végeselemek módszere, Tartók Statikája I-II. (magyar és angol nyelven), Orvosbiológiai Mechanika, Magasépítési szerkezetek mechanikája, Mélyépítési szerkezetek mechanikája, Hidak és műtárgyak mechanikája, Infrastruktúra műtárgyak, Méretezés alapjai.

Kutatási területe: Élettelen és élő szerkezetek modellezése, szerkezetek megerősítése, biomechanikai kísérletek. Szakmai tevékenysége: Korábbi években tartószerkezeti szoftverfejlesztésekkel foglalkozott (keretszerkezetek rugalmas-képlékeny számítása, hűtőtorony alapgyűrű nemlineáris vizsgálata, rugalmas-képlékeny lemezek-, gerendával merevített lemezek-, betonagyazású vasúti pálya-, IMS földem-megerősítések-, térbeli rúd-héj szerkezetek-, gátak számítása, vasbeton és acél szerkezeti elemek szilárdsági vizsgálata, térbeli keretek és turbinalapok dinamikai vizsgálata). Részt vett több tartószerkezeti tervezésben, elsősorban a hidmegerősítések területén. Szakértési munkák közül Paksi Atomerőmű konténment, lokalizációs tornyok, segédépületek, alagút, iker-kémények és hidak, vízkivételi

mű, szűrőház földrengésállósági tartószerkezeti vizsgálata emelhető ki. Publikációinak száma több mint 100.

1997-2005 között oktatási-oktatásfinanszírozási dékánhelyettes. Ez idő alatt szervezésével átalakult az Építőmérnöki Kar képzése. 1998-ban bevezetésre került a szakirányos képzés. 2001-2003 között a Műszaki Bologna Bizottságban az építőmérnöki képzési terület felelőse, majd 2003-ban első között akkreditálták a 240 kredites építőmérnök alapképzést. 2001-2004 között a Műegyetem stratégiai igazgatója volt. Jelenleg hetedik éve az Építőmérnöki Kar dékánja, negyedik éve a kontrollingért felelős rektorhelyettes. Az oktatásszervezési munka folytatásaként 2005-ben akkreditálták a kari mesterképzéseket.

1998-2010 között a European Civil Engineering Education and Training (EUCEET) nemzetközi projektben a kar képviselője és Management Committee tag. 1998-2002 között a Mérnöki Kamarát képviselte az European Council of Civil Engineering (ECCE) szervezetben. Jelenleg az Association of European Civil Engineering Faculties (AECEF) Board tagja.

Főbb ösztöndíjak: Széchenyi Professzori Ösztöndíj (1998-2001); Wessex Institute of Technology, Ashurst, Nagy Britannia, Royal Society ösztöndíj, (1995, 3 hó), Helsinki University of Technology, Finnország, állami ösztöndíj, (1980-81, 6 hó). Szakmai-oktatási kitüntetések, hallgatói díjak: József Nádor-díj 2005, Apáczai Csere János-díj 2003; Pro Juventute Universitatis 2001; Hallgatókért-díj: 1999; Teacher of the Year: 1991, 1995, 1996, 2002; a Kar Kiváló Oktatója: 1986; Rektori Dícsért: 1979, 1992, 2004; Kiváló Munkáért: 1980 és 1986.

Dr. Lovas Antalnak további sok sikert és jó egészséget kívánunk.
Dr. Balázs L. György

ZSÖMBÖLY SÁNDOR 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Zsomboly Sándor 1946. október 2-án született Budapesten. Építőmérnöki oklevelét 1971-ben szerezte meg a Budapesti Műszaki Egyetem Mérnöki Karán. Szakmai tudását elmélyítendő vasbetonépítési szakmérnöki képzésen vett részt, amelynek befejeztével 1979-ben szakmérnöki oklevelet kapott.

Az egyetemi tanulmányok befejeztével 1971-ben ifjú tervezőmérnökként az Uvatervben

helyezkedett el a II. iroda Hid- és szerkezettervező osztályán. Számos érdekes feladat tervezésében vett részt, mint a távolsági szállítószalagok acélszerkezetű hídjai Hejőcsabán és Bélapátfalván; gyalogos felüljárók Budapesten (Őrs vezér tér, Gyömrői út) és Tatabányán (vasútállomás); az M0, M1, M3, M5, M15 autópálya egyes hídjainak engedélyezési és kiviteli terve. Az M1 autópálya Győrt elkerülő szakasz hídtervezési munkáit létesítményi főmérnökként irányította. Több tervpályázaton is sikeresen indult, a budapesti Galvani úti Duna-híd tervezésére kiírt versenyen pályaművük II. helyezést ért el.

Különleges szakmai tapasztalatot jelentett számára az Algériában töltött nyolc munkás esztendő. A közúti hidak tervezésén túl belekóstolt a mérnöki ellenőrző tevékenységbe a Tiaret-i repülőtér kivitelezési munkáinál, majd az El-Hadjar-i vasműben töltött négy évet, ahol az általános mérnöki képzettség minden szakágát volt módja kipróbálni a vasúti pályatervezéstől a szerkezetek tervezésén át a vízipítési és

csatornázási tervek készítéséig. Jelentős feladat volt az El-Hadjar-i acélmű vasút és úthálózatának rekonstrukciója a rajta lévő 12 híd műszaki felülvizsgálata, a javítási tervek készítése. A vasműben végzett munkák külön érdekessége volt, hogy a megtervezett létesítmények megvalósításának irányítása is rá hárult. A szakmai életút harmadik szakasza a Pont-TERV Zrt-hez kötődik. Társaival közösen 1994-ben alapították meg azt a hídtervező társaságot, amely az elmúlt tizenhét év alatt a szakma élvonalában tevékenykedve a legnagyobb hídprojektek megvalósításában vett részt. A Dunán és a Tiszán átívelő hidak, autópályák számtalan megvalósult műtárgya viseli magán kezük és szakértelmük nyomát. Kereskedelmi igazgatóként más területen is kamatoztatta tapasztalatait, de vezetői feladatai mellett mindig szakított időt egy-egy műtárgy terveinek elkészítésére, a tervezés irányítására. A hosszú évek alatt megszerzett tudását, tapasztalatát szakértőként is kamatoztatta, számtalan közúti és vasúti műtárgy időszakos és rendkívüli vizsgálatát végezte.

Mérnöki tapasztalatait megosztotta a Budapesti Műszaki Egyetem magyar és francia tannyelvű hallgatóival. Az általa tervezett szerkezetekről rendszeresen tartott előadást konferenciákon, illetve az ezekről beszámoló írásai szakmai folyóiratokban jelentek meg.

Alakulása óta aktív tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, számos választott tisztséget töltött be a Tartószerkezeti Tagozatban. Tagja a **fib** Magyar Tagozatának, ahol megválasztották a Palotás László Díj kuratóriumi elnökévé.

Pozsonyi Iván

A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMATÁNAK MODELLJEI – SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

3. RÉSZ: AZ ARRHENIUS-FÉLE MODELL



Dr. Kausay Tibor

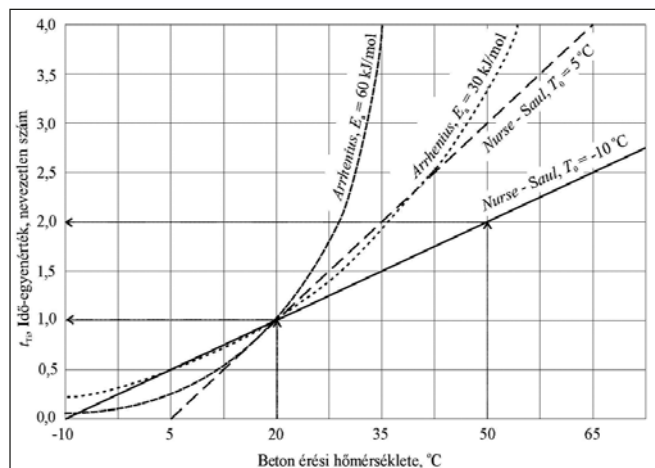
A betonkészítés során az utókezelési mód, a kiszaluzhatósági, a terhelhetőségi, esetleg a feszítőerő ráengedési idő stb. meghatározása szempontjából fontos lehet a fiatal beton szilárdsági tulajdonságai – például a korai nyomószilárdság, húzószilárdság, rugalmassági modulus – kialakulásának az ismerete. A fiatal beton szilárdulását számos tényező mellett jelentősen befolyásolja a hőmérséklet, ezért a szilárdulási folyamatot az idő és a hőmérséklet függvényében szokták tanulmányozni. Az utóbbi hatvan évben a tapasztalatokat több kutató szilárdulási (érési) modellel írta le, amelyek közül dolgozatunkban a legalapvetőbbeket tekintjük át. A cikk 2. része a Vasbetonépítés 2011/2. számában jelent meg.

Kulcsszavak: fiatal beton, szilárdulási folyamat, Nurse-Saul-féle modell, Papadakis-Bresson-féle modell, de Vree-féle modell, CEMIJ-féle módszer, Arrhenius-féle modell, Eurocode 2

6. ARRHENIUS-FÉLE BETONSZILÁRDULÁSI MODELL

A Nurse-Saul-féle modell a beton szilárdulás becslő módszerek közül a legegyszerűbb, ismereteink szerint a betontechnológiában történetileg az első, de a természettudományokat illetően ez nem mondható el, mert Arrhenius (1859-1927) svéd kémiai Nobel-díjas (1903) fizikus és kémikus elmélete korábbi. Arrhenius 1888-ban dolgozta ki a tételét, amelyet beton érési-szilárdulási becslő modelleként először 1977-ben Freiesleben és Pedersen alkalmazott. Míg a Saul-féle idő-egyenérték összefüggés alakja lineáris, addig az Arrhenius-féle összefüggés exponenciális görbét eredményez (22. ábra).

A 22. ábrán a különböző feltételeknek megfelelő Saul- és Arrhenius-féle idő-egyenérték függvények elhelyezkedését vethetjük össze. A 22. ábra szerint a $T_0 = 5\text{ °C}$ alsó



22. ábra: Különböző feltételeknek megfelelő Saul- és Arrhenius-féle idő-egyenérték függvények összevetése. Forrás: Report IPRF, 2006.

hőmérséklettel jellemzett Nurse-Saul-féle függvény a (10 – 35) °C hőmérsékleti tartományban jó közelítését adja az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványban is szereplő $E_a = 30,0$ kJ/mol jellemzőjű Arrhenius-féle függvénynek.

Az Arrhenius-féle tétel a kémiai kinetikában a reakciósebességi együttható (k) értékét adja meg az anyaghőmérséklet (T) függvényében:

$$k = A \cdot e^{-\frac{E_a}{R_u \cdot T}} = A \cdot e^{-\frac{E_a}{R_u} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} = A \cdot e^{\frac{E}{R_u} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad (10)$$

ahol:

- A preexponenciális tényező (frekvencia faktor)
- E_a aktiválási energia, J/mol
amely $T \geq 293,15\text{ K}$ ($\geq 20\text{ °C}$) esetén $E_a = 33500\text{ J/mol}$
 $T < 293,15\text{ K}$ ($< 20\text{ °C}$) esetén $E_a = 33500 + 1470 \cdot (T_0 - T)\text{ J/mol}$
vagy a cementfajta függvényében:
CEM I esetén: $E_a = 25000\text{--}45000\text{ J/mol}$
CEM III esetén: $E_a = 50000\text{--}75000\text{ J/mol}$
- R_u univerzális gázállandó (8,3142 J/mol·K)
- $E_a/R_u = 33500/8,3142 = 4029\text{ K} \sim 4000\text{ K}$, ha $T \geq 293,15\text{ K}$ ($\geq 20\text{ °C}$)
- $E_a/R_u = (33500 + 1470 \cdot 20)/8,3142 = 7565\text{ K}$, ha $T = 273,15\text{ K}$ ($0,0\text{ °C}$)
- T_0 az anyag referencia-hőmérséklete (293,15 K = 20 °C), kelvinben kifejezve
- T az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet – vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), (273,15 K + $T_i = 0,0\text{ °C} + T_i$), kelvinben kifejezve
- T_i az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), °C-ban kifejezve

A (10) szerinti *Arrhenius*-féle összefüggés megtalálható az ASTM C 1074-04 szabvány 6.3 fejezetében, és az E_a/R állandót a szabvány A1.3 melléklete (Annex A1.3), valamint X1.3 függeléke (Appendix X1.3) értelmezi.

Ha a vizsgálati anyag hőmérséklete (itt már nevezhetjük betonhőmérsékletnek) $T \geq 293,15 \text{ K}$ ($\geq 20 \text{ °C}$), akkor az *Arrhenius*-féle formula a CEB-FIP Model Code 1990 szerint a következő alakot ölti:

$$k = A \cdot e^{\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} = A \cdot e^{4000 \left(\frac{1}{293,15} - \frac{1}{273,15+T_i} \right)} = A \cdot e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \quad (11)$$

Az *Arrhenius*-féle formulában a k/A hányados az *idő-egyenérték* (t_n) fejezi ki, amelynek összefüggése – ha a vizsgálati anyag hőmérséklete $\geq 20 \text{ °C}$ – a következő, és amely $T_i = 20 \text{ °C}$ vizsgálati anyaghőmérsékleten $t_n = t_{20\text{°C}} = 1,0$ értéket vesz fel (23. ábra):

$$\frac{k}{A} = t_n = e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \quad [\text{nevezetlen szám}] \quad (12)$$

Meg kell jegyezni, hogy az *Arrhenius*-féle (11) és (12) jelű összefüggést a szabványok olykor 20 °C alatti hőmérsékleten is alkalmazzák, illetve nem tiltják (például: CEB-FIP Model Code 1990; MSZ EN 1992-1-1:2010; ASTM C 1074-04), és ezért a 6. táblázatban és a 23. ábrán az idő-egyenértéket $T_i = 15 \text{ °C}$ átlagos beton hőmérséklet esetére is megadtuk.

6. táblázat: Példa a t_n idő-egyenérték számítására a (12) összefüggés alapján, feltételezve, hogy a hőmérséklet $T_i \geq 15 \text{ °C}$ (23. ábra)

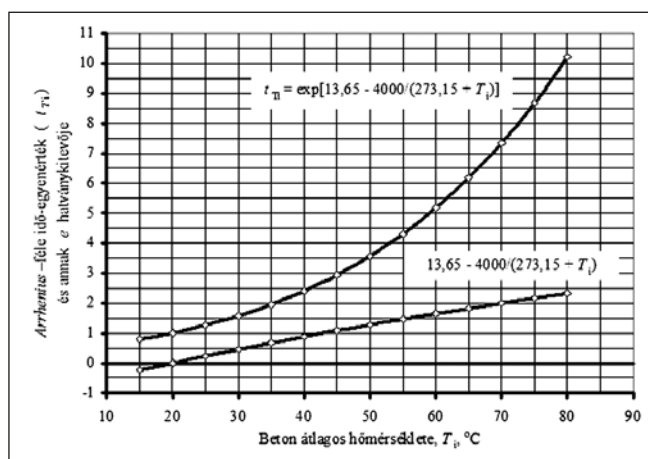
T_i a beton átlagos hőmérséklete egy napon át $^{\circ}\text{C}$	e hatványkitevője a t_n idő-egyenérték összefüggésben	t_n idő-egyenérték (20 °C hőmérsékletű napra vonatkoztatva, az e hatványa)
15	-0,232	0,793
20	0,000	1,000
25	0,234	1,264
30	0,455	1,577
35	0,669	1,953
40	0,877	2,403
45	1,077	2,937
50	1,272	3,567
55	1,460	4,308
60	1,643	5,173
65	1,821	6,178
70	1,993	7,340
75	2,161	8,677
80	2,323	10,210

A 20 °C betonhőmérsékletre vonatkoztatott **helyettesítő időtartam az *Arrhenius*-féle összefüggés alapján, portlandcement esetén:**

$$t_T = \sum_{i=1}^n t_{T_i} \cdot \Delta t_i = \sum_{i=1}^n e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \cdot \Delta t_i \quad [\text{nap vagy óra}] \quad (13)$$

ahol:

T_i az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan betonhőmérséklet vagy átlagos betonhőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), $^{\circ}\text{C}$ -ban kifejezve
 Δt_i a szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan vagy átlagával jellemezhető (T_i), napban vagy órában kifejezve



23. ábra: Arrhenius-féle idő-egyenérték (t_n) összefüggése és abban az e hatványkitevője a hőmérséklet függvényében

A helyettesítő időtartam számítására a (13) *Arrhenius*-féle összefüggés alapján a 7. táblázatban mutatunk be példát.

Minthogy az eredeti *Saul*-féle formula alkalmazása 20 °C hőmérséklet felett ellentmondásokra vezet (20. ábra), a CEB-FIP Model Code 1990 kidolgozói a szabályozásba az *Arrhenius*-féle törvényt emelték be. A (13) összefüggést a CEB-FIP Model Code 1990 nyomán az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány is tartalmazza. A (13) *Arrhenius*-féle helyettesítő időtartam összefüggés számjele a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.8.2. fejezetében: (2.1-87), és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány B.1 mellékletében: (B.10).

Az európai szabványok a t_T helyettesítő időtartam összefüggést a 28 napnál fiatalabb szabványosan érlelt és az előregyártott, hőérlelt beton szilárdság becsléséhez $0-80 \text{ °C}$ hőmérsékleti tartományban alkalmazzák (CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.8. fejezete és MSZ EN 1992-1-1:2010 szabvány B.1 mellékletének (3) bekezdése).

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. és 2.1.8.2. fejezete, valamint D. függelékének d.4.2.1. szakasza szerint a (13) összefüggés lényegében a mai értelemben vett CEM I és CEM II típusú portlandcementek esetén használható. (Ezek jele a modell-kódban CE I és CE II volt, a CE II heterogén portlandcement összetétele a maiól bizonyos mértékig eltért, a mai CEM V típusú kompozitcement nem volt szabványos.) Ettől a korlátozástól az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése érdemben nem tér el. (Lásd a 8. táblázatot.)

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezetének (2.1-54) összefüggése a 28 naposnál fiatalabb beton szilárdsági tulajdonságainak változását – a 28 napos korú, szabványosan tárolt és utókezelt (MSZ EN 12390-2:2009) beton átlagos nyomószilárdságára vonatkoztatva – az idő függvényében a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényezővel veszi figyelembe:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_T / t_{1,T}} \right)^{1/2} \right] \right\} = e^{\left[s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_T / t_{1,T}} \right)^{1/2} \right) \right]} \quad (14)$$

ahol:

s cement fajtájától függő tényező, lásd a 8. táblázatot
 t_T a (13) összefüggés szerinti helyettesítő időtartam, napban kifejezve
 $t_{1,T}$ 1 nap, a mértékegységre tekintettel szerepeltetik az összefüggésben.

Eszerint a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényező a hőmérséklet befolyásolta helyettesítő időtartamnak (t_i) és a cement fajtájától függő együtthatónak (s) a függvénye (24. ábra).

7. táblázat: Példa a helyettesítő időtartam számítására a (13) Arrhenius-féle összefüggés alapján

Érlelési idő, óra	Mért hőmérséklet, °C	Δt_i , óra	Átlagos hőmérséklet, T_p , °C	Idő-egyenérték, t_{Ti}	Helyettesítő időtartam, t_T , óra
0,5	20	0,5	20,5	1,029	1,03
1,0	21	0,5			
1,5	22	0,5	22,5	1,128	2,16
2,0	23	0,5			
2,5	24	0,5	24,5	1,235	3,39
3,0	25	0,5			
3,5	27	0,5	27,5	1,413	4,80
4,0	28	0,5			
4,5	29	0,5	29,5	1,543	6,35
5,0	30	0,5			
5,5	31	0,5	31,5	1,682	8,03
6,0	32	0,5			
6,5	33	0,5	33,0	1,794	9,82
7,0	33	0,5			
7,5	34	0,5	34,0	1,872	11,70
8,0	34	0,5			
8,5	35	0,5	35,0	1,953	13,65
9,0	35	0,5			
9,5	36	0,5	36,0	2,037	15,69
10,0	36	0,5			
10,5	36	0,5	36,5	2,080	17,77
11,0	37	0,5			
11,5	37	0,5	37,0	2,123	19,89
12,0	37	0,5			

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete szerint a (14) összefüggés az ISO 2736-2:1986 szerint szabványosan készített és tárolt (20 ± 2 °C hőmérsékleten, kizsuzás után vízben vagy legalább 95 % relatív nedvességtartalmú laboratóriumi körülmények között úgy, hogy a vizsgálatig a próbatestek felületét állandóan vízfilm vonja be) próbatestek esetén érvényes. (Az ISO 2736-2:1986 szabványt visszavonták, az ISO 1920-3:2004 szabvány váltotta fel, mai európai megfelelője az MSZ EN 12390-2:2009 szabvány.)

Alkalmazva a $t = t_T/t_1$ egyszerűsítést, a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kódból átvett (14) összefüggés az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezetének (6) bekezdésében – (3.2) jel alatt – a következő alakot ölti, és ugyancsak a 28 napos korú, szabványosan tárolt és utókezelt beton átlagos nyomószilárdságára vonatkoztatva az idő függvényében a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényezőt adja meg:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \quad (15)$$

A (15) összefüggésben a t betonkor a (13) összefüggés szerinti t_T helyettesítő időtartam.

A (15) összefüggés az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 10.3.1.1 fejezetének (3) bekezdése szerint az előregyártott vasbeton szerkezeti elemek hőérlelése esetén is érvényes, ha a beton 28 napnál fiatalabb. Megjegyzik, hogy ebben az esetben a $\beta_{cc}(t)$ tényezőt általában 1,0-re kell korlátozni. Ez azt jelenti, hogy a (15) jelű összefüggés hőérlelt betonok esetén is akkor alkalmazható, ha azok 28 napnál fiatalabbak (24. ábra).

Kanstad – Hammer – Bjøntegaard – Sellevold (1999) a

korai szilárdulási folyamat jobb leírására a (15) összefüggést a következőképpen módosította, és a húzó-szilárdság, valamint a rugalmassági modulus alakulásának kifejezésére is alkalmazta (Röhling, 2009 és Atrushi, 2003):

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28 - t_0}{t - t_0} \right)^c \right] \right\} \quad (16)$$

ahol:

t_0 a hőfejlődés és a szilárdulás kezdetének a cementfajtától és a beton összetételétől függő időpontja

c kísérletekkel meghatározandó függvényállandó

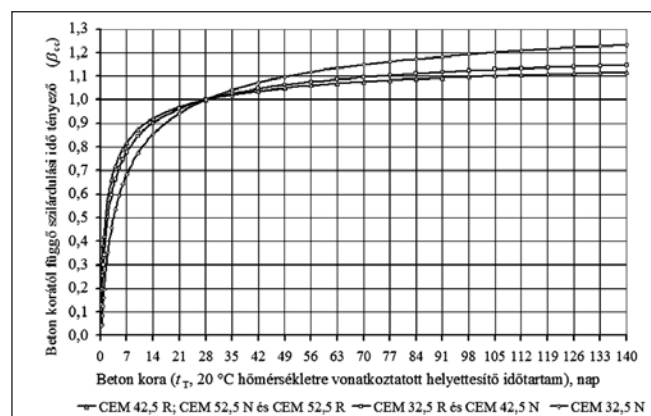
A t_0 időpont figyelembevétele főként akkor előnyös, ha a kötési-kezelési adalékszernek a hatását, vagy a hidratáció első néhány óráját jellemző pangó szakasznak (németül: dormante Periode) a hatását nem kívánjuk elhanyagolni. A pangó szakasz a kezdetleges trikálcium-aluminát-szulfát hidratáció (az elsődleges ettringit képződés kezdetének) ideje, amely szakasz a kalcium-szilikát-hidrát fázisok képződésének kezdetéig, lényegében nem egészen a Vicat-féle kötésidő végéig tart. Ezalatt a beton már nem tömöríthető, de még nem is szilárd.

A (14) és (15) összefüggés a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány szerint 20 °C átlagos hőmérsékletre vonatkoztatva és az MSZ EN 12390-2:2009 szerinti utókezelés esetén érvényes. Az MSZ EN 12390-2:2009 szabvány 5.5. fejezetében a próbatestek utókezeléséről (tárolásáról) a következőket olvashatjuk: a próbatesteket legalább 16 órán át, de 3 napnál nem hosszabb ideig – védve ütéstől, rázástól, vízvesztéstől – a sablonban, (20 ± 5) °C hőmérsékletű térben kell tárolni. A próbatesteket a sablonból kivéve közvetlenül a vizsgálatig (20 ± 2) °C hőmérsékletű vízben vagy (20 ± 2) °C hőmérsékletű és legalább 95 %-os relatív páratartalmú klímakamrában kell tárolni.

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezetének (2.1-53) összefüggése és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezete (6) bekezdésének (3.1.) összefüggése szerint a 28 naposnál fiatalabb beton átlagos nyomószilárdságát a t időpontban – a szilárdulási idő tényező $\beta_{cc}(t)$ és a beton 28 napos átlagos nyomószilárdsága (f_{cm}) felhasználásával – a következő összefüggéssel lehet megbecsülni:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2} \right]} \cdot f_{cm} \quad (17)$$

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezete (6) bekezdésben kihangsúlyozzák, hogy ha a beton 28



24. ábra: $\beta_{cc}(t)$, szilárdulási idő tényező függvénye

8. táblázat: A cement fajtajától függő tényező (s) értéke a (15) – (17) összefüggésben

CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése szerint	
s	ha a cement fajtaja
0,20	CEM 42,5 R; CEM 52,5 N; CEM 52,5 R ^{a)}
0,25	CEM 32,5 R; CEM 42,5 N ^{b)}
0,38	CEM 32,5 N ^{c)}
Megjegyzés:	
A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete és d.4.2.1 függeléke az	
a) szerinti cementek csoportját RS osztályú, gyorsan szilárduló és nagyszilárdságú (rapid hardening high strength cements), akkori jelöléssel CE 52,5;	
b) szerinti cementek csoportját R osztályú, gyorsan szilárduló (rapid hardening cements), akkori jelöléssel CE 42,5 R, és N osztályú, normál módon szilárduló (normal hardening cements), akkori jelöléssel CE 32,5 R és CE 42,5;	
c) szerinti cementek csoportját SL osztályú, lassan szilárduló (slowly hardening cements), akkori jelöléssel CE 32,5 cementnek nevezi;	
MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése az	
a) szerinti cementek csoportját R osztályú,	
b) szerinti cementek csoportját N osztályú,	
c) szerinti cementek csoportját S osztályú cementnek nevezi.	
Ezek a betűjelek nem tévesztendőek össze az MSZ EN 197-1:2000 cement-szabvány szerinti betűjelekkel.	
Rostasy – Krauß – Budelmann (2002) szerint, lásd Röhling (2009)	
s	ha a cement fajtaja
0,17 – 0,22	CEM I 52,5 (C60/75 osztályú betonok)
0,20 – 0,23	CEM I 42,5 R (C40/50 osztályú betonok)
0,28 – 0,45	CEM III/B 32,5 NW, kis hőfejlesztésű kohósalakcement (C40/50 osztályú betonok)

napos megkövetelt nyomószilárdsága nem teljesül, akkor a (15) és (17) alatti összefüggést használni, továbbá ezekkel a nem megfelelő referencia-szilárdság meglétét visszamenőlegesen, az utószilárdulás figyelembevételével igazolni nem szabad.

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 10.3.1.1 fejezetének (3) bekezdése szerint a 28 naposnál fiatalabb ($t < 28$ napos) hőérlelt előregyártott vasbeton szerkezeti elem betonjának $f_{cm}(t)$ nyomószilárdsága ugyancsak a (17) jelű összefüggéssel számítható, amely összefüggésben a t a hőmérséklettel módosított (13) szerinti t_T betonkor.

Példaképpen – MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány szerinti (17) összefüggés, valamint az 5. és 8. táblázat alapján – a 9. táblázatban mutatjuk be annak a CEM 32,5 N jelű cementtel készített betonnak a kiszaluzhatósági ideje számítását, amelytől megköveteljük, hogy a teherhordó zsaluzat eltávolításának időpontjában a beton nyomószilárdsága érje el a 28 napos nyomószilárdság 80 %-át. A betonozás tervezésének idején felkészülünk arra, hogy a fiatal beton átlagos hőmérséklete a kiszaluzásig – az időjárástól függően, és az egyszerűség kedvéért – például 15 °C vagy 20 °C vagy 25 °C lesz.

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} = \beta_{cc}(t) = 0,8 = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2} \right]}$$

$$\frac{\ln 0,8}{s} = \frac{-0,2231435}{0,38} = -0,5872198 = 1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2}$$

$$\frac{28}{t_T} = 1,5872198^2 = 2,5192667$$

$$t_T = 11,114345 \text{ nap, helyettesítő idő (13) szerint}$$

9. ábrázat: Példa a kiszaluzhatóság időpontjának kiszámítására

T Beton átlagos hőmérséklete a készítéstől a kiszaluzásig °C	t_{Ti} Idő-egyenérték az 5. táblázatból	$\Delta t_{\text{kiszaluzási}} = t_T/t_{Ti}$ Kiszaluzhatóság időpontja Nap
15	0,793	14,0
20	1,000	11,1
25	1,264	8,8

Tehát a példa szerinti beton 15 °C átlagos hőmérséklet esetén 14 napos, 20 °C átlagos hőmérséklet esetén 11 napos, illetve 25 °C átlagos hőmérséklet esetén 9 napos korban zsaluzható ki. Arról természetesen meg kell győződni, hogy az adott nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori nyomószilárdságának 80 %-a a teherbírás szempontjából kizsaluzáskor elegendő-e. Így például

- a C20/25 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (20+8) = 31,4 \text{ N/mm}^2$;
- a C25/30 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (25+8) = 37,0 \text{ N/mm}^2$;
- a C30/37 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (30+8) = 42,6 \text{ N/mm}^2$.

Ha a betont fiatal korában, amikor még kicsi a szilárdsága, megterhelik, akkor a kúszási alakváltozás a rugalmas alakváltozás 3-5-szörösét is kiteheti. Ilyen esetben a $\varphi(t, t_0)$ kúszási tényezőben szereplő, a beton megterhelésének napján kifejezett t_0 időpontját a cement szilárdulási ütemének figyelembevételével a CEB Bulletin 199:1990 és a CEB-FIP Model Code 1990 szerint a következő összefüggéssel kell kiszámítani:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T} / t_{1,T})^{1,2}} + 1 \right]^a \geq 0,5 \text{ nap} \quad (18)$$

ahol:

$t_{0,T}$ az Arrhenius-féle t_T helyettesítő időtartam a (13) alatti összefüggés alapján, a megterhelés időpontjában, napban kifejezve

$t_{1,T}$ 1 nap, amelyet a mértékegységre tekintettel szerepeltetnek az összefüggésben

α = -1 a lassan szilárduló (SL jelű) cement esetén; 0 normál (N jelű) vagy a gyorsan (R jelű) szilárduló cement esetén; 1 a gyorsan szilárduló (RS jelű) nagyszilárdságú cement esetén

A (18) szerinti összefüggést az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványa a B.9 jel alatt a következő, egyszerűbb formában közli, és a cementek szilárdulását is némiképp módosítva értelmezi:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ nap} \quad (19)$$

ahol:

- $t_{0,T}$ az Arrhenius-féle t_1 helyettesítő időtartam a (13) alatti összefüggés alapján a megterhelés időpontjában, napban kifejezve
- α = -1 a lassan szilárduló (S jelű) cement esetén; 0 a normál módon szilárduló (N jelű) cement esetén; 1 a gyorsan szilárduló (R jelű) cement esetén

Egyes szabványokban az érési, szilárdulási modell segítségével nem csak a nyomószilárdság, hanem egyéb szilárdsági jellemzők időbeni változásának meghatározásával is foglalkoznak az Arrhenius-féle modell alapján.

Igy például az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványa

- 3.1.2 fejezetének (9) bekezdése szerint a 28 naposnál fiatalabb beton tengelyirányú húzószilárdsága átlag értékének időbeni értéke $f_{ctm}(t)$ a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényező és a 28 napos beton tengelyirányú húzószilárdsága f_{ctm} átlag értékének függvényében:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctm} = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \cdot f_{ctm} \quad [N / mm^2] \quad (20)$$

- 3.1.3 fejezetének (3) bekezdése alatt a rugalmassági modulus (E_{cm}) időbeni változásának számítására a következő összefüggés található:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0,3} \cdot E_{cm} = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad [N / mm^2] \quad (21)$$

ahol: E_{cm} a 28 napos korú beton rugalmassági modulusa

Mint már említettük, az ASTM C 1074-04 szabvány 8.7 fejezete a fiatal beton hajlítószilárdságának becslését teszi lehetővé a tárgyalt Nurse-Saul-féle és Arrhenius-féle helyettesítő időtartam meghatározásával.

7. ÖSSZEFOGLALÁS

A hőmérsékletnek a fiatal beton szilárdságára gyakorolt hatása a mintegy 20 °C hőmérsékletű beton szilárdulási folyamatának első négy hetéből becsülhető meg. Ehhez kísérlettel meg kell határozni a szabványosan tárolt és utókezelt (MSZ EN 12390-2:2009) beton átlagos nyomószilárdságát minél több időpontban, de mindenképpen például 1 vagy 2 napos és 7 vagy 14, legfeljebb 28 napos korban, majd valamelyik számítási módszer (modell) segítségével, logaritmikus interpolálással ki kell számítani a helyettesítő időtartamot, illetve a szilárdulási tényezőt, majd az adott időponthoz tartozó, hőmérsékletfüggő nyomószilárdságot, húzószilárdságot, rugalmassági modulus.

A dolgozatban négy modellt és egy optimum számítási módszert ismertettünk.

A legegyszerűbb a Nurse-Saul-féle modell, de hiányossága, hogy idő-egyenérték összefüggése lineáris és a különböző cementfészeségek eltérő hatását az érési óra-fok számra nem veszi figyelembe. Saul szerint a beton nyomószilárdsága arányos a betonérési óra-fok szám logaritmusával. A Nurse-Saul-féle modellt a cement hőérzékenységet kifejező „A” tényező bevezetésével Papadakis és Bresson fejlesztette

tovább. A Papadakis-Bresson-féle modell hátránya, hogy csak 20 °C hőmérséklet felett használható. A Papadakis-Bresson-féle modellt de Vree alakította át úgy, hogy 20 °C hőmérséklet alatt is használható legyen. Ehhez bevezetett egy új, cement hőérzékenységet kifejező „C” tényezőt, miáltal a de Vree-féle modell – a Nurse-Saul-féle modellhez hasonlóan – -10 °C hőmérsékletig alkalmazható. De Vree szerint a beton nyomószilárdsága a korrigált betonérési óra-fok szám természetes alapú logaritmusával arányos. Hollandiában a de Vree-féle óra-fok szám meghatározására mérőműszert fejlesztettek ki. A CEMIJ-féle módszert a legjobb nyomószilárdság becslésre vezető de Vree-féle „C_{optimális}” tényező meghatározására dolgozták ki. Legtöbb kísérleti munkával jár, de épp ezért nagyobb biztonsággal becsülhető meg a fiatal beton nyomószilárdsága a de Vree-féle modellel épülő CEMIJ-féle számítási módszerrel. Arrhenius kémiai kinetikai tételét beton érési-szilárdulási becselő modelleként először Freiesleben és Pedersen alkalmazta. Az Arrhenius-féle összefüggés exponenciális görbét eredményez, az Arrhenius-féle modellt a 28 napnál fiatalabb szabványosan érlelt és az előregyártott, hőérlelt beton szilárdság becsléséhez 0-80 °C hőmérsékleti tartományban alkalmazható. Az Arrhenius-féle modell a (10 – 35) °C hőmérsékleti tartományban az 5 °C alsó hőmérsékletre tartozó Nurse-Saul-féle függvénnyel jól közelíthető.

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványa a beton szilárdulási tényezőjének összefüggését az Arrhenius-féle modell alapján adja meg. Az ASTM C 1074-04 szabványban két módszert írnak le, ezek egyike a Nurse-Saul-féle modell, másika az Arrhenius-féle modell. A de Vree-féle betonérési fok, illetve szilárdság becslési módszer leírását a holland NEN 5970:2001 szabvány tartalmazza. A betonérési fok vizsgálatát a módszer megnevezése és részletek ismertetése nélkül az állványzat eltávolíthatósága és a beton kiszaluzhatósága idejének meghatározására a DIN 1045-3:2008 szabvány, a kúszás számításához az első terhelés időpontjához tartozó betonérési fok meghatározására a DIN-Fachbericht 102:2009 jelentés ajánlja.

A dolgozat ismerteti az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványban megadott összefüggések elméleti alapjait, és ezzel segíti a tervezőt a kivitelezés során rendre felmerülő kérdéseknek – úgymint a kiszaluzhatóság és a feszítőerő ráengedés lehetséges időpontjának, a beton korai állapotában fellépő hidratációs húzóerőknek (acélbetét mennyiségnek) a meghatározása – megválaszolásában.

8. JELÖLÉSEK

A	Preexponenciális tényező (frekvencia faktor)
c	Kísérletekkel meghatározandó függvényállandó a (16) összefüggésben
C	Cement hőérzékenységet kifejező de Vree-féle tényező
E_a	Aktiválási energia, J/mol
E_{cm}	28 napos korú beton rugalmassági modulusa
i	Szilárdulási időtartam (intervallum) sorszáma, $i = 1, 2, 3 \dots n$
r_i	Adott szilárdulási időtartam (óra) alatt változatlan „javított cementfüggő” betonhőmérséklet, °C-ban kifejezve
R	Beton érését (hidratáció előrehaladtát) kifejező idő-fok (óra-fok vagy nap-fok) szám (németül: Reife), mint a gőzölt beton gőzölési idő-hőmérséklet diagramja alatti terület nagysága
$R_{de Vree}$	Beton érését (a hidratáció előrehaladtát) kifejező „javított cementfüggő” óra-fok szám de Vree szerint

R_u	Univerzális gázállandó (8,3142 J/mol·K)
s	Cement fajtajától függő tényező
t_0	Hőfejlődés és a szilárdulás kezdetének a cementfajtától és a beton összetételétől függő időpontja
$t_{0,T}$	Arrhenius-féle t_T helyettesítő időtartam a beton megterhelésének időpontjában, napban kifejezve
$t_{1,T}$	1 nap, amelyet a mértékegységre tekintettel szerepeltetnek az összefüggésben
t_T	Helyettesítő időtartam, napban kifejezve
T	Adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), kelvinben kifejezve
T_0	Anyag referencia-hőmérséklete, kelvinben kifejezve
T_i	Beton egy órai vagy napi átlaghőmérséklete vagy változatlan hőmérséklete a szilárdulási időtartam (intervallum) alatt, °C-ban kifejezve
α	Cement fajtajától függő tényező
Δt_i	Szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan vagy átlagával jellemezhető (T_i), napban vagy órában kifejezve
$\beta_{cc}(t)$	Szilárdulási idő tényező

9. HIVATKOZOTT SZABVÁNYOK ÉS JELENTÉSEK

- ASTM C 1074-04 „Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method”, 2004; A szabvány korábbi változata 1993-ban, illetve 1998-ban jelent meg „Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method” címmel
- CEB Bulletin 199:1990 „Evaluation of the time dependent behaviour of concrete”
- CEB-FIP Model Code 1990 Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 203-205, Final Draft, Chapters 4-10, Lausanne 1991; First published by Thomas Telford Services Ltd., London, 1993.
- DIN 1045-3:2008 (és :2001), „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 3: Bauausführung”
- DIN 4227:1988 „Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung”
- DIN-Fachbericht 102:2009 „Betonbrücken”
- EN 197-1:2000 „Cement. 1. rész: Az általános felhasználású cementek összetétele, követelményei és megfelelőségi feltételei”. Módosítások: MSZ EN 197-1:2000/A1:2004 és MSZ EN 197-1:2000/A3:2007
- ISO 1920-3:2004 „Testing of concrete. Part 3: Making and curing test specimens”
- ISO 2736-2:1986 „Concrete tests. Test specimens. Part 2: Making and curing of test specimens for strength tests”. Visszavonva, felváltotta az ISO 1920-3:2004 szabvány. (Honosított változata: MSZ ISO 2736-2:1991 „Betonvizsgálati próbatetek. Próbatestek készítése és kezelése szilárdságvizsgálati célra”. Visszavonva: 2001. november 1.)
- MSZ EN 12390-2:2009 „A megszilárdult beton vizsgálat. 2. rész: Szilárdságvizsgálati próbatetek készítése és tárolása”
- MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: „Beton szerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”
- MSZ EN 206-1:2002 „Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelőség”. Módosítások: MSZ EN 206-1:2000/A1:2004 és MSZ EN 206-1:2000/A2:2005
- NEN 5970:2001 „Bepaling van de druksterkte-ontwikkeling van jong beton op basis van de gewogen rijpheid”, holland szabvány
- Report IPRF-01-G-002-03-6 „Using Maturity Testing for Airfield Concrete Pavement Construction and Repair”, An Research Report IPRF. Innovative Pavement Research Foundation. Airport Concrete Pavement Technology Program. Skokie (USA, Illinois) 2006.

10. HIVATKOZÁSOK

- Arrhenius, S.: „On the Reaction Velocity of the Inversion of Cane Sugar by Acids” *Zeitschrift für Physikalische Chemie*, No. 4, 1889, pp. 226-232 (as translated and published in Margaret H. Back and Keith J. Laidler, 1967, „Selected Readings in Chemical Kinetics” Pergamon, Oxford, 1967).
- Atrush, D. S.: „Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling”, Doctoral Thesis. Trondheim, Norway, 2003
- Bergmeister, K. – Wörner, J.-D. – Fingerloos, F.: „Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen”, Beton-Kalender 2009, Teil I. pp. 54-56. és 64-65., Jahrgang 98., Ernst & Sohn, Berlin, 2009.

- Beton-Kalender 1991: Schriftleitung J. Eibl, Karlsruhe, Teil II, pp. 263, Jahrgang 80., Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- Braasch, T.: „Herabsetzung des Risikos einer Rissbildung abschnittsweise hergestellter Brückenüberbauten aus Beton”, Dissertation, Hameln, Juni 2004.
- Bunke, N. (szerkesztette): „Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweis als Ergänzung zu DIN 1048”, DAfStb, Heft 422, Beuth Verlag GmbH, Berlin-Köln, 1991.
- Egmond, van, B. – Jacobs, F.: „Gewichtete Reife des Betons”, *TFB Cementbulletin*, Jg. 67., 1999., H. 11. pp. 1-7.
- Freiesleben Hansen, P. – Pedersen, E. J.: „Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete”, *Nordisk Betong*, 1, 1977, pp. 19-34.
- Goris, A. – Hegger, J.: „Stahlbetonbau aktuell 2010, Praxishandbuch”, *Bauwerk Verlag GmbH*, Berlin, 2010.
- Iken, H.-W. – Lackner, R. R. – Zimmer, U. P. – Wöhl, U.: „Handbuch der Betonprüfung. Anleitungen und Beispiele”, *Verlag Bau+Technik*, Düsseldorf, 2003.
- Iványi Gy. (szerkesztette): „Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton”, DAfStb, Heft 555, *Beuth Verlag GmbH*, Berlin-Köln, 2006.
- Kanstad, T. – Hammer, T. A. – Bjøntegaard, Ø. – Sellevold, E. J.: „Mechanical properties of young concrete: Evaluation of test methods for tensile strength and modulus of elasticity. Determination of model parameters”, Nor-IPacs report STF22. *Norwegian Inst. of Techn.*, Trondheim, 1999.
- Madaleno, A. C. L.: „Erfassung von Verformungs- und Spannungszuständen im jungen Beton infolge Temperatur”, doktori értekezés, Bauhaus – Universität Weimar, 2002.
- Papadakis, M. – Bresson, J.: „Contribution à l'étude du facteur de maturité des liants hydrauliques application à l'industrie du béton manufacturé”, *Revue des Matériaux, Ciments – Betons*, Nr. 678, 3/1973, pp. 18-22.
- Rostasy, F. S. – Krauß, M. – Budelmann, H.: „Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Ribbildung in massigen Betonbauteilen”, *Bautechnik*, 79, 2002, H. 7. – H. 12.
- Röhling, S.: „Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme”, *Verlag Bau+Technik GmbH*, Düsseldorf, 2009
- Saul, A. G. A.: „Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure”, *Magazine of Concrete Research*, 1951, No. 6., pp. 127-140.
- Schießl, P.: „Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung”, *Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung* (Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Schießl), München, 2003. <http://www.cbm.bv.tum.de/english/images/Lehre/Skripten/BauingenieurwesenMaster/hydratationswaerme%2Bfestigkeitsentwicklung.pdf>
- Tegelaar, R.: „Steuerung der Wärmebehandlung auf Basis der Betonreife”, *BFT Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Jg. 68., 2002., H. 4. pp. 30-37.
- Vereinigende Nederlandse Cementindustrie: „Gewogen rijpheid”, *Betoniek*, 6/20, 1984.
- Vermeersch, T.: Semi-automatische bepaling van de ontkistingssterkte toegepast op het productieproces van Prefadim Belgium NV. Diplomamunka. *Katholieke Hogeschool Brugge – Oostende*, 2005.
- Vree, de, R. T. – Tegelaar, R. A.: „Gewichtete Reife des Betons”, *beton*, Jg. 48., 1998, H. 11. pp. 674-678.
- Weigler, H. – Karl, S.: „Junger Beton, Beanspruchung – Festigkeit – Verformung”, *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, 1974. Heft 6. pp. 392-401., és Heft 7. pp. 481-484.
- Wierig, H. J.: „Die Warmbehandlung von Beton”, *Zement-Taschenbuch. Bauverlag*, Wiesbaden und Berlin, 1970/71., pp. 203-236.
- „Zement-Taschenbuch” v.d. Verein Deutscher Zementwerke e.V. 51. Ausgabe. *Verlag Bau+Technik GmbH*, Düsseldorf, 2008., 5.4.1. fejezet, pp. 329-332.
- Zilch, K. – Diederichs, C. J. – Katzenbach, R.: „Handbuch für Bauingenieure”, *Springer Verlag*, Berlin – Heidelberg – New York, 2001.

Dr. Kausay Tibor (1934) okl. építőmérnök (1961), vasbetonépítési szakmérnök (1967), egyetemi doktor (1969), a műszaki tudomány kandidátusa (1978), Ph.D. (1997), címzetes egyetemi docens (1985), címzetes egyetemi tanár a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken (2003). A *fib* Magyar Tagozat tagja (2000). Az MTA Szabolcs-Szatmár-Bereg Megyei Tudományos Testületének gróf Lónyay Menyhért emlékérmes tiszteletbeli tagja (2003). Tevékenysége a betontechnológiai és a kő- és kavicsipari kutatásra, fejlesztésre, szakértésre, oktatásra, szabványosításra terjed ki. Publikációinak száma mintegy 175.

HARDENING PROCESS MODELS OF YOUNG CONCRETE. LITERATURE OVERVIEW

Dr. Tibor Kausay

During the preparation of concrete the knowledge of the early compressive strength, the tensile strength or the modulus of elasticity development, might be important from the point of the type of curing, of stripping the structure, of loadability or in some cases of the time of prestressing. Since the hardening process of young concrete is significantly influenced by temperature, it is usually studied as a function of the time and temperature. During the past sixty years several researchers described their experiences by several maturity models, out of which in our paper we would like to overview the most basic ones.

ACÉL-BETON ÖSZVÉRSZERKEZETEK TERVEZÉSE TŰZTEHERRE



Vass Viktória – Dr. Lublőy Éva – Dr. Horváth László – Dr. Balázs L. György

Az utóbbi évtizedekben számos épületkatasztrófa igazolta, hogy a tűzterherre való méretezés kérdései továbbra is aktuálisak. Jelen cikkben az öszvérszerkezetek magas hőmérsékletre való méretezési lehetőségeit mutatjuk be. Az öszvérszerkezetek tűzterherre való méretezését nehezíti az acél és a beton eltérő viselkedése magas hőmérséklet hatására. Az Eurocode 4 egyszerűsített módszereket kínál a leggyakrabban használt öszvérkeresztszettek tűzállóságának meghatározására, illetve irányelveket szolgáltat a komplex szerkezetek viselkedésének elemzéséhez. A cikkben ezeket a módszereket és irányelveket mutatjuk be.

Kulcsszavak: öszvérszerkezet, beton, acél, magas hőmérséklet, méretezés, tűzállóság, határérték

1. BEVEZETÉS

A tűzvédelem elsődleges célja az emberi élet védelme. Alapvetően két területre tagozódik: a megelőzés, valamint a tűzoltás és mentés. Az épületszerkezetek tűzvédelmi tervezésekor az emberi élet és az emberi javak veszélyeztetettsége alapján előírunk egy tűzállósági időtartamot, melyen belül az építmény nem veszti el teherbíró képességét, korlátozza a tűz tovaterjedését, valamint biztosítja az építményben tartózkodók és a tűzoltók sértetlen távozását.

Magyarországon a tűzvédelmi alapkövetelményeket az Országos Tűzvédelmi Szabályzat (OTSZ, 2011) rögzíti, összhangban az Európai Unió irányelveivel. Az OTSZ 5. része határozza meg az építmények tűzvédelmének követelményeit, melyeket a tervezés során figyelembe kell vennünk.

A tűzterherre való tervezés menetét az Eurocode szabványok 1-2. része tárgyalja. Az alábbiakban az MSZ EN 1994-1-2: Acél és beton kompozit szerkezetek tervezése, Általános és az épületekre vonatkozó szabályok, Tervezés tűzterhelésre c. szabványban szereplő méretezési módszereket ismertetjük.

2. A TŰZTERVEZÉSRŐL ÁLTALÁNOSAN

Az Országos Tűzvédelmi Szabályzat (OTSZ 28/2011, 2011) és az Eurocode (MSZ EN 1991-1-2) szerint az épületszerkezeteket a tervezés során úgy kell kiválasztani, hogy a következők teljesüljenek:

- az épületszerkezetek teherhordó képességüket tűz esetén az előírt időtartamig megtartsák,
- a tűzvédelmi célú épületszerkezetek, anyagok, termékek tűz esetén szerepüket az előírt időtartamig betöltsék, funkciójukat megtartsák, a tűz jelenlétére hatékonyan reagáljanak,
- a tűz és kísérőjelenségeinek terjedését funkciójuknak megfelelően gátolják, nehezítsék, vagy irányítsák,
- az általuk okozott tűzterhelés, a belőlük fejlődő hő, füst és gázok mennyisége a lehető legkisebb legyen.

3. A TŰZTEHERRE VALÓ TERVEZÉS MENETE

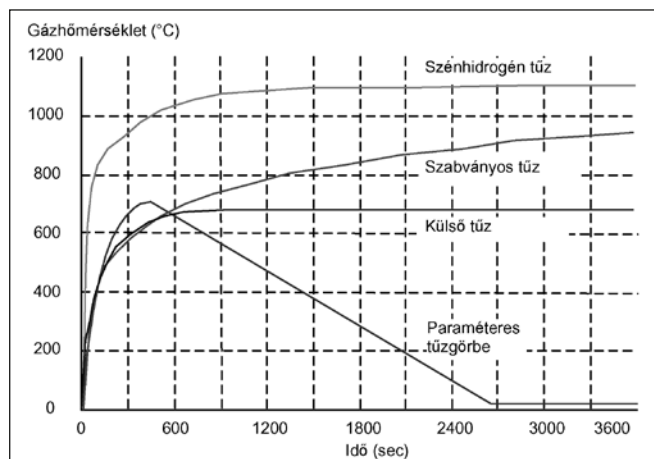
A tűzterherre való tervezés komplex feladat, melynek során a következő lépéseket kell megtenni:

- meg kell határozni a számításba veendő hőterhelést - vagyis a környező légtér hőmérsékletének alakulását – ami sok esetben igen bonyolult,
- meg kell határozni a tartószerkezeti elemekben a hőmérsékleteloszlás térbeli alakulását – melyhez az Eurocode csak néhány elemre ad meg adatokat, a többi végelemes modellezéssel, az anyagjellemzők figyelembevételével kell meghatározni,
- meg kell határozni a tűz hatásának kitett tartószerkezet mechanikai viselkedését.

3.1 A hőterhelés meghatározása

A hőterhelést a hőmérséklet-idő (Θ , t) görbék segítségével határozhatjuk meg. Ezek a görbék nem jellemzik a valóságban előforduló tűz egyetlen típusát sem, hanem a léghőmérsékletnek az idő szerint folyamatosan, de egyre csökkenő ütemben növekvő függvényét adják meg. A hőmérséklet-idő görbén meg van adva a felfűtési mód, az elért maximális hőmérséklet és a lehűlési mód. A hőterhelés-idő görbék bonyolultsága miatt a tervezés és a méretezés során a hőmérsékleti hatásokat a névleges hőmérséklet-idő görbékkel írjuk le (1. ábra).

Pontos tűzmodellek – egyzónás, kétzónás, áramlási modell – alkalmazásánál figyelembe kell venni a gázok anyagjellemzőit, a tömegváltozást és az éghető anyagokból származó tűzterhelést. A tűzmodellekkel megadhatjuk a szerkezetet körülvevő levegő hőmérsékletét, vagy annak változását az idő függvényében, melyből a különböző anyagok hővezetési tényezőinek ismeretében meghatározható az egyes szerkezeti elemek belsejében kialakuló hőmérsékleteloszlás (Balázs, Lublőy 2010).



1. ábra: Az EC1 2.2 része szerinti tűzgörbék (MSZ EN 1991-1-2:2005)

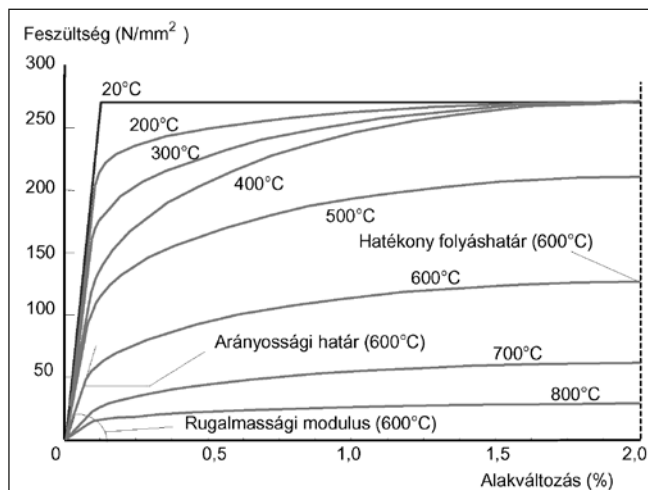
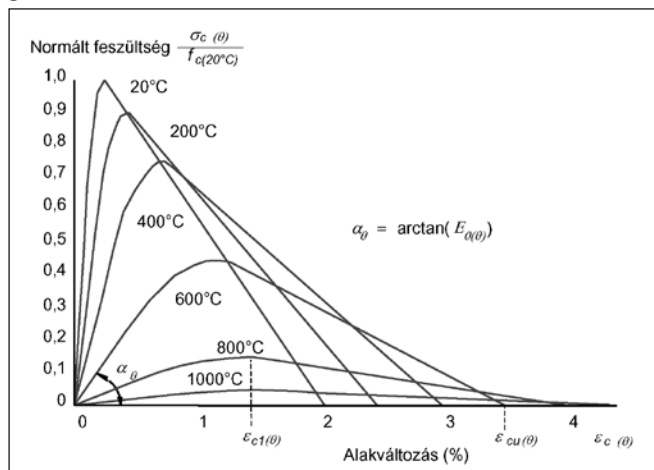
3.2 Az építőanyagok tulajdonságainak változása tűz hatására

A magas hőmérséklet, illetve a tűz az építőanyagokra extrém terhelést jelentenek, azok szilárdsági és merevségi jellemzői fokozatosan leépülnek. Ez a változás a beton feszültség-alakváltozás ábráján (2. ábra) is jól látható. A beton lehűlés során nem nyeri vissza eredeti tulajdonságait, mivel a hőterhelés során szerkezetében visszafordíthatatlan folyamatok mennek végbe; szerkezete megbomlik, és végezetül tönkremegy (Balázs, Lublőy, 2009).

A beton rosszabb hővezetési tulajdonságokkal rendelkezik, mint az acél, ezért a vasalás vagy a bebetonozott acélelemek számára viszonylag jó hőszigetelő réteget képez. A vasbeton szerkezeti elemek tűzzel szembeni ellenállása általában a vasalás kritikus hőmérséklete alapján határozható meg, amit viszont nagyban befolyásol a betonfedés. A betonban bekövetkezik a betonfelület robbanásszerű leválása (spalling). A beton magas hőmérsékleten való viselkedését a felhasznált cement, adalékanyag, a víz-cement tényező, az adalékanyag-cement tényező, a beton kezdeti nedvességtartalma, valamint a hőterhelés módja befolyásolja (Thielen, 1994).

Az acélszerkezetek jó hővezetési képességük miatt a tűzzel szemben kevésbé ellenállóak, mint a beton, illetve a vasbeton szerkezetek. Az acélok szilárdsági jellemzőinek változását a hőmérséklet függvényében a 3. ábra mutatja. Jól látható, hogy az acél 500°C felett szilárdságának és merevségének nagy részét elveszti, és jelentős alakváltozásokat szenved. A melegen hengerelt acél – a betonnal ellentétben – lehűlés után szilárdságának nagy részét visszanyeri.

2. ábra: Normál- és könnyűbeton feszültség-alakváltozás-hőmérséklet görbéi az EC4 szerint



3. ábra: A merevségi és a szilárdsági jellemzők leépülése a hőmérséklet növekedésével S275 acél esetén (az EC3 görbéi)

4. AZ MSZ EN 1994-1-2 MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSAI

Az MSZ EN 1994-1-2 három különböző módszert (1. táblázat) kínál a tűzhatás során kialakuló szerkezeti viselkedés vizsgálatára:

- táblázatos eljárás,
- egyszerűsített számítási eljárás,
- bővített számítási eljárás.

A táblázatos és az egyszerűsített számítási eljárás csak szabványos tűzterhelésnek kitett, különállóan vizsgált szerkezeti elemek esetén alkalmazható. A méretezés során feltételezzük, hogy a szerkezeti elemeket a teljes hosszukon éri tűzhatás, tehát a hőmérsékleteloszlás egyenletes a hossz mentén. Mindkét módszer a biztonság oldaláról való közelítést ad.

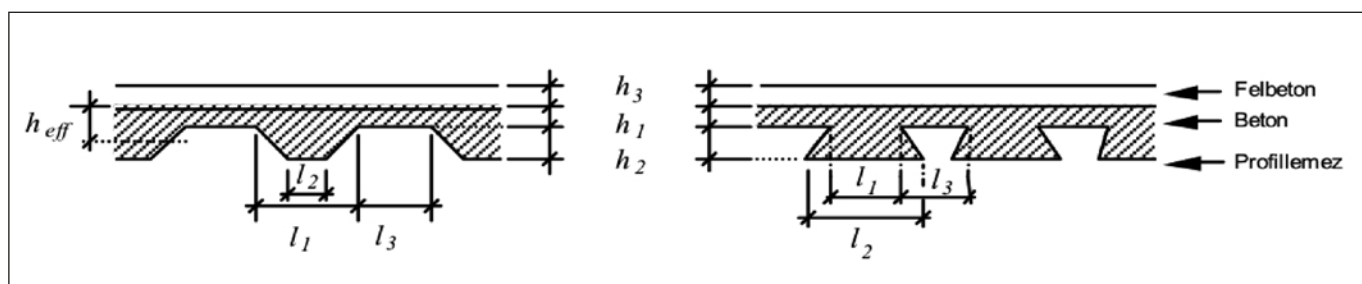
4.1 Táblázatos eljárás

A szabványos tűzterhelés néhány speciális esetére, merevített keretszerkezetekhez az MSZ EN 1994-1-2 táblázatos adatokkal szolgáltat megoldást. A táblázat adatait kísérleti úton határozták meg. A módszer alkalmazása során feltételezzük, hogy a peremfeltételek, valamint az elemek végein fellépő belső erők nem változnak a tűzhatás során, és a terhelő hatások időtől függetlenek. Egyedül a hőgradiens által okozott alakváltozásokat vesszük figyelembe. A tűzállóság így a teherszint, a keresztmetszeti méretek és a vashányad

1. táblázat: Az MSZ EN 1994-1-2 méretezési eljárásai

	Táblázatos eljárás	Egyszerűsített számítási eljárás	Bővített számítási eljárás
Szerkezeti elem. a)	IGEN szabványos tűzterhelés	IGEN d)	IGEN e)
Rész-szerkezet. b)	NEM	NEM	IGEN e)
Globális szerkezet. c)	NEM	NEM	IGEN e)

- Különálló szerkezeti elemek vizsgálata, csak a hőgradiensből származó közvetett tűzterhelés figyelembevételével.
- A szerkezeti részegységen belüli közvetett tűzhatásokat figyelembe vesszük, de nincs időtől függő kölcsönhatás a szerkezet egyes részei között.
- A teljes szerkezet analízise, a közvetett tűzhatások figyelembevételével.
- A teljes szerkezet analízise, a közvetett tűzhatások figyelembevételével.
- Csak az alapelvek adottak.



4. ábra: A hatékony vastagság meghatározásához szükséges méretek

függvénye. A táblázatos adatok az alábbi szerkezeti elemek esetén elérhetőek.

4.1.1 Kéttámaszú gerendák

Kéttámaszú gerendák esetén alkalmazható a módszer, ha a

- betonnal részlegesen kitöltött acélgerendáról vagy,
- teljesen betonba ágyazott acélgerendáról van szó, melynél a beton csak szigetelési funkcióval rendelkezik.

4.1.2 Oszlopok

Az oszlopoknak kapcsolódnia kell a felette és alatta álló oszlopokhoz, a tűzhatás csak egy szintet érhet. A módszer alkalmazható:

- betonnal részlegesen kitöltött acélszelvény,
- betonba ágyazott acélszelvény,
- betonnal kitöltött zártszelvény esetén.

A módszer alkalmazhatósági feltételeit igazolni kell. A módszer során a keresztmetszetet, illetve az acélszelvény méreteit, a vasbeton lemez vastagságát, valamint a vasalást ellenőrizzük.

Ezzel a módszerrel csak egyes szerkezeti elemeket lehet méretezni, azok egymásra való hatását, a tűzterhelés során kialakuló alakváltozásokatt nem tudjuk figyelembe venni.

4.2 Az egyszerűsített számítási eljárás

4.2.1 Védelem nélküli acél komponenseket tartalmazó öszvérfödémek

Az öszvérfödémek gyors és egyszerű kivitelezhetőségük miatt gyakran használt szerkezeti elemek. Teherbírási funkciójuk mellett az egyes tűzszakaszok elválasztására is alkalmasak, tehát ki kell elégíteniük mind a három tűzvédelmi követelményt (R teherbírás, I hőszigetelés, E integritás).

Az MSZ EN 1994-1-2 előírásai kéttámaszú és folytatólagos gerendákra vagy lemezekre egyaránt érvényesek. A méretezés során feltételezzük, hogy a födém közvetlen tűzhatás éri, továbbá a vasbeton lemez és a felbeton között nincs

2. táblázat: Az egyes tűzállósági osztályokhoz tartozó hatékony lemezvastagság (h_{eff})

Szabványos tűzállóság	Minimális hatékony vastagság [mm]
R30	$60 - h_3$
R90	$100 - h_3$
R180	$150 - h_3$

h_3 : a felbeton vastagsága

hőszigetelés. A vasbeton lemez szigetelőképesége a hatékony vastagság függvénye. A hatékony vastagság a profillemmez hullámtávolságainak és a födém rétegvastagságainak összefüggéséből számítható (MSZ EN 1994-1-2 D3 táblázat, 4. ábra), melyet össze kell hasonlítani az előírt tűzállósághoz tartozó minimális értékkel (2. táblázat).

A teherbíróképesség számítására adott módszerek a képlékeny analízisen alapulnak. Folytatólagos lemezek esetén a magas hőmérséklet miatt bekövetkező változások a merevségben, a szilárdságban és az alakváltozásokban a nyomatók átrendeződését eredményezik, tehát elegendő elfordulóképesség biztosítása szükséges. Gondoskodni kell a megfelelő húzott vasalásról és a kellő vashányadról.

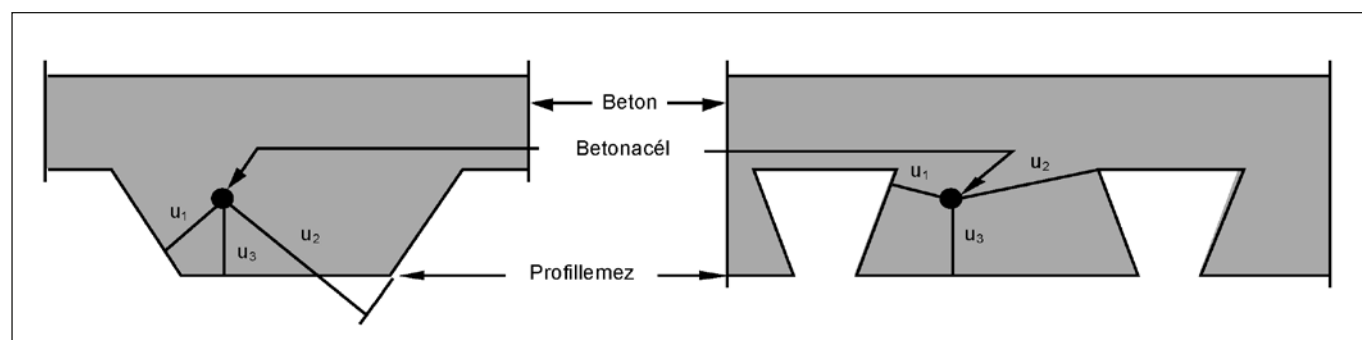
A pozitív nyomatóki ellenállás számításakor elhanyagoljuk a profillemez és a húzott beton teherbírását. A szigetelési követelmény teljesítése esetén a védett oldal hőmérséklete alacsonyabb marad. Ennek következtében feltételezhetjük (kellő lemezvastagság esetén), hogy a nyomott beton szilárdságcsökkenése általában elhanyagolható. A pozitív nyomatóki ellenállás tehát a húzott betonacél mennyiségének (vashányad) és azok hőmérsékletének függvénye. A betonacél hőmérsékletét a tűzhatásnak kitett felülettől való távolság befolyásolja, melyet az 5. ábra alapján kell értelmezni.

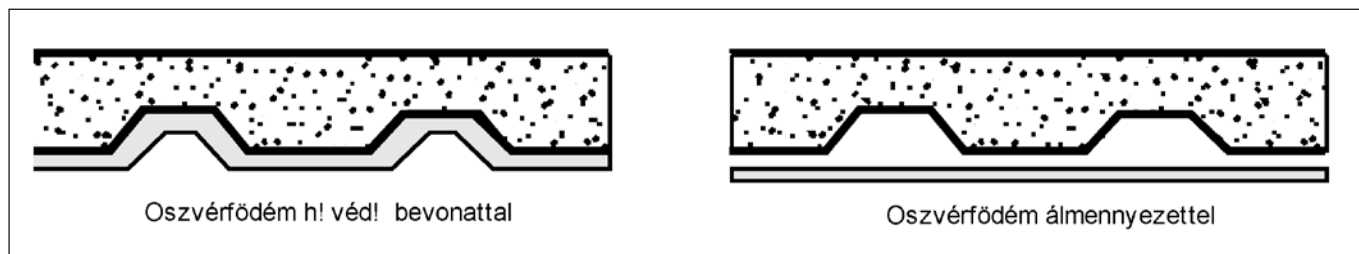
Felülről húzott esetben, mivel a nyomott betonozóna a lemez tűznek kitett oldalán helyezkedik el, csökkentett betonszilárdsággal kell számolnunk. A bordák mélysége mentén integrálva, vagy egy h_{eff} konstans vastagságú helyettesítő lemez bevezetésével.

A konstans vastagságú lemezek izoterma vonalait az MSZ EN 1994-1-2 tartalmazza.

A húzott acélbetétek hőmérsékletét a környezetükben lévő betonhőmérséklettel lehet azonosnak venni. Mivel a tűznek

5. ábra: A betonacél geometriai elhelyezkedése





6. ábra: Födémek tűzvédelme

kitett felülettől legalább minimális betonfedésnyi távolságra helyezkednek el, a hőmérséklet hatása a legtöbb esetben nem jelentős.

Az MSZ EN 1994-1-1 szabályai szerint normál hőmérsékletre tervezett öszvérbeton lemez tűzállóságát 30 percre feltételezhetjük további számítás nélkül ($h_3=60$ mm).

4.2.2 Védelemmel ellátott öszvérfödémek

Az öszvérfödémeket tűzvédő bevonat vagy tűzvédő álmennyezet segítségével lehet a tűzhatással szemben védeni (6. ábra).

A hőszigetelési követelmény az EC4 teherbírasi követelményre vonatkozó szabályainak betartásával teljesíthető, ahol a tűzvédő anyagot figyelembe vesszük az egyenértékű betonvastagság (h_{eff}) számításánál. A teherbírasi követelmény automatikusan teljesül, amíg a profillemmez hőmérséklete el nem éri a 350°C-ot.

4.2.3 Vasbeton lemezzel együttműködő acélgerenda

A vasbeton lemezzel együttműködő acélgerendák vizsgálata két lépésben tehető meg:

- hőtani vizsgálat a keresztmetszet mentén kialakuló hőmérsékleteloszlás meghatározásához,
- mechanikai vizsgálat a tűznek kitett szerkezeti elem teherbíróképességének számításához.

Az acélelemen belüli hőátadás alapvetően két mechanizmus, hőszugárzás és hőáramlás formájában történik. Mindkét mechanizmus esetén a hőátadás sebessége függ a szerkezeti elem és a környezet hőmérsékletétől, így a szerkezeti elem hőmérsékletének időbeli változását csak igen bonyolult differenciálegyenlet megoldásával lehet meghatározni. A keresztmetszeten belüli egyenletes hőmérsékletemelkedés esetén az Eurocode 3 közelítő megoldásként kiszámítja a külső közeg hőmérsékletét kis időlépésenként (5 másodperces időlépcső), és ehhez képest lépésenként korrigálja az acélszerkezet hőmérsékletét.

Mechanikai vizsgálathoz az MSZ EN 1994-1-2 két számítási módszert biztosít a nyomatéki ellenállás számítására. A *kritikus hőmérséklet módszere* egy egyszerűsített eljárás, melyet legfeljebb 500 mm magas, melegen hengerelt acélgerendából, valamint legalább 120 mm vastagságú vasbeton lemezből álló öszvérgerendák esetén alkalmazhatunk. Ilyen kialakításnál feltételezhető, hogy a hőmérsékleteloszlás az acélszelvény magassága mentén egyenletes.

A módszer előnye abban rejlik, hogy nem szükséges közvetlenül kiszámítani a tűzben fellépő hajlítónyomatéki ellenállást. A kritikus hőmérséklet az $\eta_{fi,t}$ teherszint függvénye, mely:

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{\eta_{fi} E_d}{R_d},$$

ahol $E_{fi,d,t}$ a tűzben fellépő igénybevételek tervezési értéke, R_d a normál hőmérsékleten számított tervezési ellenállás, E_d a normál hőmérsékleten fellépő igénybevételek tervezési értéke, valamint:

$$\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,t} \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \xi).$$

Tűzterhelés során a teherbírasi határállapotot akkor érjük el, mikor az $R_{fi,d,t}$ ellenállás lecsökken az $E_{fi,d,t}$ tervezési érték szintjére, vagyis a teherszint felírható az alábbi összefüggéssel:

$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d}.$$

Kísérleti úton kimutatták (Lennon, Moore, Wang, Bailey, 2007), hogy a beton nyomószilárdságának tűzhatás esetén nincs jelentős hatása az öszvérgerendák hajlítónyomatéki teherbírására. Ennek oka az, hogy az acélszelvényben keletkező húzás eredője kicsi a magas hőmérséklet miatt. A semleges tengely így a betonlemezbe metsz, és ezáltal annak csak egy kis része válik nyomottá. Belátható tehát, hogy tűz esetén a hajlítónyomatéki teherbírást nagymértékben az acélszilárdság határozza meg. Az acél részeinek kritikus hőmérséklete R30 esetén:

$$0,9\eta_{fi,t} = \frac{f_{a,max,\theta_{cr}}}{f_{ay,20^\circ C}},$$

minden más esetben:

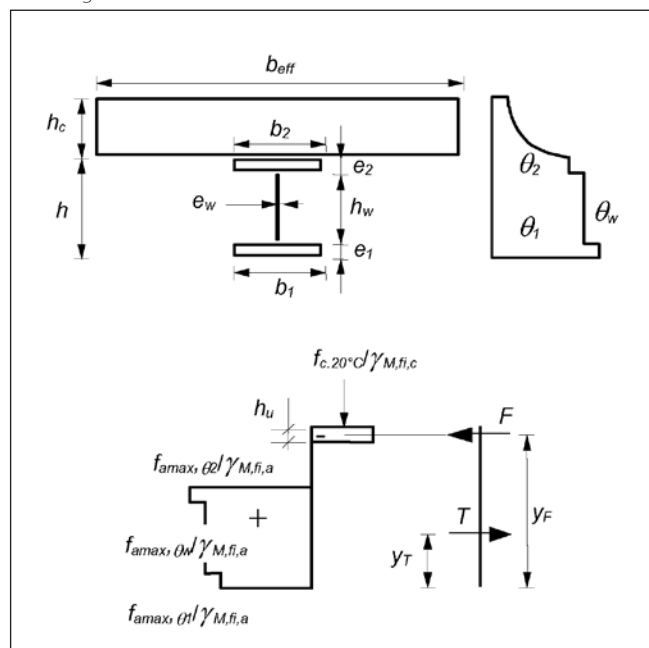
$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{f_{a,max,\theta_{cr}}}{f_{ay,20^\circ C}}.$$

melyet az előírt tűzállósági időtartam utáni acélszelvény hőmérséklettel kell összehasonlítani.

Amennyiben az acélszelvény magassága meghaladja az 500 mm-t, vagy a betonlemez 120 mm-nél vékonyabb, a *maximális hajlítónyomaték módszerét* kell alkalmazni.

A hajlítónyomatéki teherbírás meghatározása képlekeny

7. ábra: Vasbeton lemezzel együttműködő acélgerenda hőmérséklet- és feszültségeloszlása



elmélet alapján történik, tehát az acélszelvény 1. vagy 2. keresztmetszeti osztályú kell, hogy legyen. A vasbeton lemeznek megfelelő elfordulási képességgel kell rendelkeznie, mely az MSZ EN 1992-1-2 követelményeinek teljesítésével biztosítható.

A tűzzel szembeni előírt ellenálláskor a semleges tengely helyét a megszokott módon, vagyis a T húzóerő és az F nyomóerő egyensúlya alapján számítjuk (7. ábra).

Öszvérgerendák esetén fontos a nyírt kapcsolat teherbírásának meghatározása, mely biztosítja az acélgerenda és a vasbeton lemez egy szerkezeti elemként való együttlétezését. A nyírt kapcsolóelemnek megfelelő szilárdsággal és merevséggel kell rendelkeznie, hogy ellenálljon az acél és a beton határfelületén fellépő nyíróerőnek, amely növekszik a vasbeton lemez és az acélprofil tűz során kialakuló, különböző hőtágulása miatt.

A nyírási teherbírás az MSZ EN 1994-1-1 vonatkozó előírásainak megfelelően (γ_v biztonsági tényezőt $\gamma_{M,fi,v}$ -re cserélve) a nyírási csap, illetve a vasbeton lemez redukált ellenállási értékei közül a kisebbet vesszük figyelembe.

4.2.4 Betonnal részlegesen kitöltött acélgerenda

A 8. ábra szerinti kialakításnál az acélszelvény övei közé beton kerül, így az MSZ EN 1994-1-2 szabályai a vasbeton lemezzel együttlétező acélszelvény esetével szemben érvényesek kéttámaszú, valamint folytatólagos gerendák – akár konzolok – esetére is.

A számítás során képlékeny elméletet alkalmazunk, és feltételezzük, hogy a gerendákat három oldalról éri tűzhatás. Trapézlemezzel kialakított esetben az acélszelvény felső övének lefedettsége legalább 90% kell, hogy legyen.

A szabványban megadott számítási módszerekhez be kell tartani az előírt minimális lemezvastagságot, illetve acélszelvény méreteket, melyek az előírt tűzállóságtól függenek. A méretbeli kötöttségekre a 3. táblázat mutat példát.

A betonnal részlegesen kitöltött acélgerendák esetén a keresztmetszet felmelegedése sokkal bonyolultabb folyamat, mint különálló acélgerenda esetén. Az acélgerenda alsó övét közvetlen tűzhatás éri, míg többi részét védi az övek közötti területet kitöltő beton. A betonkitöltés, valamint az övek között elhelyezett acélbetétek hozzájárulnak a keresztmetszet tűzzel szembeni ellenállóképességéhez. Ezáltal a keresztmetszet egyes részeinek hőmérsékletére nincsenek egyszerű számítási módszerek, a kritikus hőmérséklet módszere sem alkalmazható. A szabvány a hajlítónyomatéki ellenállás számítására ad előírásokat különböző tűzállósági időtartamok esetén. Ennek lényege, hogy a keresztmetszet egyes részeinek (az acélszelvény alsó öve, gerince és az övek közötti acélbetétek – melyekben a hőmérsékleteloszlás egyenletes vagy lineárisan változó) geometriája a tűzterhelés során változatlan, azonban az elemek szilárdságcsökkenését figyelembe kell venni. A nem egyenletesen melegített hosszirányú területek teljes szilárdsággal rendelkeznek, míg a hő által ért részeket (betonkitöltés, a vasbeton lemez $h_{c,fi}$ alsó része és az acélszelvény felső övének b_{fi} végei) ki kell zárni a számításból (8. ábra).

Kéttámaszú tartók esetén a pozitív nyomatéki teherbírás a gerendára ható legnagyobb pozitív nyomatéki igénybevétellel kell összehasonlítani (9. ábra), többtámaszú tartóknál ez kiegészül a negatív nyomatéki ellenállásnak a legnagyobb támasznyomatékkal történő összevetésével.

Az $M_{fi,Rd}^+$ pozitív nyomatéki ellenállás számítása

A vasbeton lemezben csak a hőhatás által nem befolyásolt nyomott zónát szabad figyelembe venni, a nyomószilárdság tervezési értéke $f_{c,20^\circ C}/\gamma_{M,fi,c}$. A vasbeton lemez b_{eff} hatékony szélessége megegyezik a normál hőmérsékleten számítottal, a

3. táblázat: Az EC4 alkalmazási feltételei betonnal részlegesen kitöltött gerendák esetén

	Tűzállósági osztály	
	R30	R90
A vasbeton lemez minimális vastagsága h_c [mm]	60	100
Minimális h szelvénymagasság és b_c szélesség [mm]	120	170
Minimális terület $h \times b_c$ [mm ²]	17500	35000

h_{eff} csökkentett vastagság a tűzállóság függvényében változik.

Az acélszelvény felső öve és gerincének felső része – mely feltételezéseink szerint 20°C hőmérsékletű marad – teljes szilárdsággal rendelkezik ($f_{ay,20^\circ C}/\gamma_{M,fi,a}$), a felső öv közvetlenül tűzhatásnak kitett széleit pedig b_{fi} szélességig nem szabad számításba venni. A gerinc alsó részében a hőmérséklet 20°C-ról lineárisan nő az alsó öv hőmérsékletéig. Az alsó övben a hőmérsékleteloszlás egyenletes, mivel közvetlen hőhatás éri. Területét tehát nem kell módosítani, viszont folyáshatárát a tűzállóság függvényében a k_a tényezővel (EC4 3.3 táblázat) kell csökkenteni.

Az acélbetétek hőmérsékletét az alsó övhöz viszonyított helyzetük határozza meg, a k_c csökkentő tényező (EC4 3.2 táblázat) tehát ennek, illetve az előírt tűzállóságnak a függvénye. Az övek közötti területet kitöltő beton nem játszik szerepet a pozitív nyomatéki ellenállás számításakor, de függőleges nyírást fel tud venni, tehát nyírási teherbírását ellenőrizni kell. A semleges tengely helyét a feszültségek képlékeny eloszlása, valamint a húzó- és nyomóerők eredőjének egyensúlya alapján határozzuk meg.

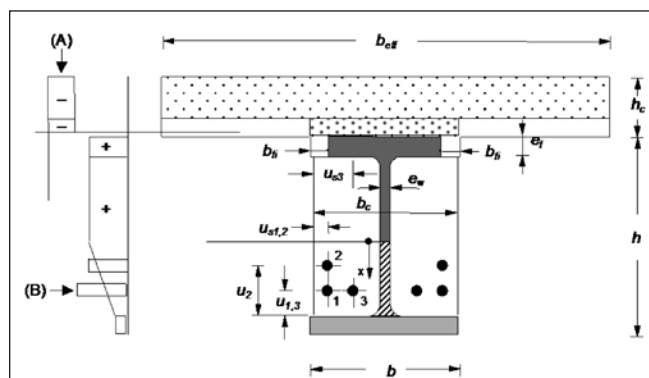
A pozitív nyomatéki ellenállást a feszültségtestek összegzése alapján számíthatjuk, értékének meg kell haladnia a tűzterheléskor számított tervezési nyomatékot.

$$M_{fi,Sd}^+ = \eta_{fi} M_{Sd} \leq M_{fi,Rd}^+$$

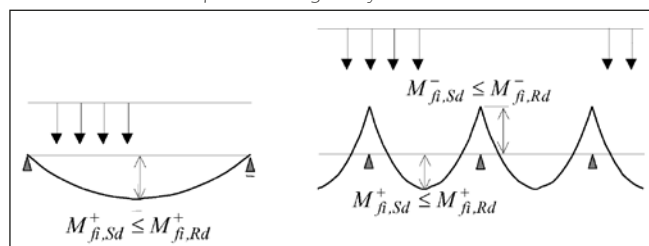
Az $M_{fi,Rd}^-$ negatív nyomatéki teherbírás számítása

A számítás módja a redukált keresztmetszet felvételének kivételével megegyezik a pozitív nyomatéki ellenállás számításával. A húzott betonzónát elhanyagoljuk, de a

8. ábra: A pozitív nyomatéki ellenállás számításához használt redukált keresztmetszet



9. ábra: A maximális pozitív és negatív nyomatékok



hatékony területbe eső húzott acélbetéteket számításba vesszük. A vasbeton lemez hatékony szélességét az acélszelvény szélességének háromszorosára kell felvenni. Az acélbetét megfolyásához tartozó k_s csökkentő tényező az alsó övtől mért távolság függvénye. Az övek közötti betonkitöltést változatlan geometriával, de csökkentett szilárdsággal vesszük számításba. A nyíróerőt közvetítő gerincet és az alsó övet a negatív nyomatéki teherbírás számításakor elhanyagoljuk.

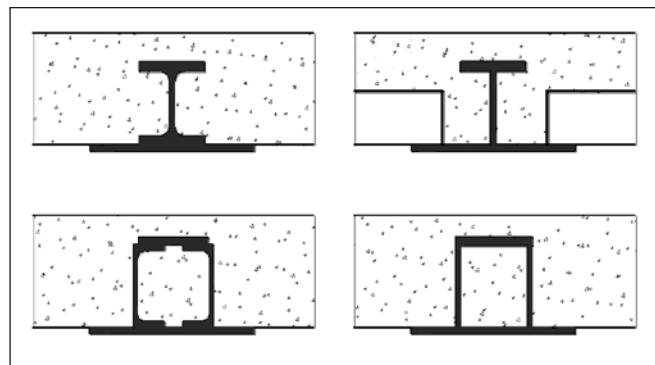
4.2.5 Vékony födémlemez

Az elmúlt években az úgynevezett vékony födémlemez (slim-floor) egyre nagyobb népszerűsége tettek szert Európában. A leggyakrabban használt kialakítások a nyitott vagy zárt szelvénnel kombinált előregyártott vagy monolit vasbeton lemezek (10. ábra). A rendszer nagy előnye a kisebb födémvastagság – mely szabad teret eredményez különféle épületgépészeti célokhoz; valamint a kiegészítő tűzvédelem nélküli kedvező tűzállóság (akár 60 perc).

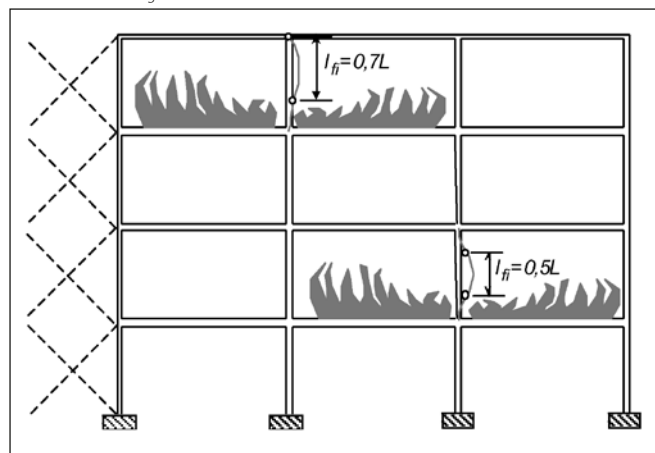
A hőmérsékleteloszlást kétfázisú hőáramlási (lehet CFD cellás modell is) modellel kell meghatározni. Az anyagok hőtani jellemzőit és a nedvességtartalom hatását az MSZ EN 1994-1-2 vonatkozó előírásai alapján kell felvenni, a hőáramot pedig a hőszugárzás és a légáramlás feltételezésével határozzuk meg. Ha keresztmetszet mentén kialakuló hőmérsékleteloszlás ismert, a vékonyfödém ellenállása a nyomatéki teherbírás módszerrel számítható, az acélra és betonra vonatkozó csökkentő tényezők használatával. A nyomatéki ellenállás meghatározásához a keresztmetszetet komponenseire kell felosztani: szélesítő lemez/alsó öv, alsó és felső gerinc, felső öv, betonacélok és vasbeton lemez. A húzott betont elhanyagoljuk, mivel a semleges tengely a legtöbb esetben a felső övhöz közel helyezkedik el. A nyomott betonozóna hőmérséklete kevesebb, mint 100°C.

4.2.6 Öszvéroszlopok

10. ábra: A vékonyfödémek jellemző típusai



11. ábra: Kihajlási hosszak tűzben



Az EC4 1.2 részének egyszerűsített szabályai olyan keretszerkezetekre érvényesek, melyeknél az alábbi feltételek teljesülnek:

- a tűz kizárólag egy szintet érint,
- a tűzhatásnak kitett oszlopok folytonosan kapcsolódnak az alattuk és felettük elhelyezkedő, hidegebb oszlopokhoz, valamint
- az oszlopok végeinek elfordulása korlátozott, így a kihajlási hossz tűz esetén fix végek feltételezésével számítható. A közbelső szinteken a kihajlási hossz tehát $l_{fi,cr} = 0,5L$, a legfelső emeleten pedig $l_{fi,cr} = 0,7L$ (11. ábra).

Az egyszerűsített számítási modellben a kihajlási ellenállás értéke tűzterheléskor:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd}$$

ahol:

- χ_z a kihajlási csökkentő tényező a z tengely körül (MSZ EN 1993-1-1 alapján, c kihajlási görbe),
- $N_{fi,pl,Rd}$ a keresztmetszet nyomási ellenállásának tervezési értéke tűzhatás esetén.

A kihajlási csökkentő tényező meghatározásához szükséges viszonyított karcsúságot a következő kifejezés adja meg:

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr,z}}}$$

ahol $N_{fi,pl,R}$ megegyezik $N_{fi,pl,Rd}$ -vel, ha a $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$, $\gamma_{M,fi,c}$ parciális biztonsági tényezők értéke 1, valamint $N_{fi,cr,z}$ az Euler-féle kritikus erő, az alábbi képlet értelmében:

$$N_{fi,cr,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff,z}}{l_{fi}^2}$$

A kifejezésben szereplő l_{fi} kihajlási hossz a 11. ábra szerint értendő, $(EI)_{fi,eff,z}$ pedig a keresztmetszet hajlítási merevsége tűz esetén.

A szabvány az oszlopok két főbb típusára ad előírásokat:

- betonnal részlegesen kitöltött acélszelvény,
 - betonnal kitöltött, kör vagy négyszög keresztmetszetű zártszelvény.
- A betonnal részlegesen kitöltött szelvények esetén az egyszerűsített számítási eljárás használatához az alábbi feltételek betartása szükséges:
- a kihajlási hossz: $l_{fi} < 13,5b$,
 - a keresztmetszet magassága: $h = 230-1100$ mm,
 - a keresztmetszet szélessége: $b = 230-500$ mm,
 - R90 és R120 tűzállósághoz: $h = \min 300$ mm, $b = \min 300$ mm,
 - a vashányad: 1-6%,
 - a szabványos tűzállósági időtartam kevesebb, mint 120 perc.

Az $N_{fi,pl,Rd}$ képlekeny nyomási ellenállás és az $(EI)_{fi,eff,z}$ hajlítási merevség meghatározásához a keresztmetszetet fel kell osztani az acélszelvény öveire, a gerincere, a betonacélokra és az öveket kitöltő betonra (12. ábra).

Minden komponens hőmérsékletét meg kell határozni az előírt tűzállósági időtartamhoz (R30, R60, R90 vagy R120). A hőmérséklet függvényében meghatározható a csökkentett szilárdság és a rugalmassági modulus értéke. Az egyszerűsített számítási eljárásban a keresztmetszet bizonyos elemeiben egyenletes hőmérsékleteloszlást feltételezhetünk, de az acélszelvény gerince és a betonkitöltés esetében a külső részek jelentősen magasabb hőmérsékletűek. Emiatt ezen részek területét csökkenteni kell, a külső $h_{w,fi}$ és $b_{c,fi}$ részeket elhanyagoljuk.

Lennon T., Moore D. B., Wang Y. C., Bailey C. G. (2007): „Designers’ Guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2”, Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes MSZ EN 1991-1-2:2005 A tartószerkezeteket érő hatások. 1-2. rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások
MSZ EN 1992-1-2:2005 Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
MSZ EN 1993-1-1:2009 Acélszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1994-1-1:2010 Együttműködő, acél-beton öszvérszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1994-1-2:2005 Acél és beton kompozit szerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
OTSZ (2011) 28/2011 (IX.6) BM rendelet az Országos Tűzvédelmi Szabályzatról
Thielen, K. (1994): „Strength and deformation of concrete subjected to high temperature and biaxial stress-test and modeling”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437.

FIRE DESIGN OF CONCRETE-STEEL COMPOSITE STRUCTURES
Vass Viktória, Dr. Lublőy Éva, Dr. Horváth László, Dr. Balázs L. György
In the past decades numerous fire cases have proved the importance of structural fire design. The design possibilities of composite structures at elevated temperatures are discussed in the present paper. Designing composite structures at normal temperature is a complex task, but the different behaviour of steel and concrete at elevated temperatures makes the fire design more complicated. The Eurocode 4 gives simplified methods to determine the fire

resistance of the most commonly used composite cross-sections, and provides principles to analyse the behaviour of complex structures in fire.

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

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

Vass Viktória (1987) építőmérnök, MSc hallgató, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar, Szerkezetépítő szak. *A fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Horváth László (1958) okl. építőmérnök, (BME Építőmérnöki Kar, 1982), PhD (2003), egyetemi docens, laboratóriumvezető a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Fő kutatási területei: acélszerkezetek laboratóriumi vizsgálatai, acélszerkezetek méretezése tűzhatásra. Az *LABSE* egyéni tagja.

BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉSI SZAK

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

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasonításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a

betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdések egészítik ki. A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

A továbbképzéshez való felvételhez *a műszaki felsőoktatás területén legalább alapképzésben szerzett mérnöki oklevél szükséges. A sikeres záróvizsga alapján végezett betontechnológus szakmérnöki oklevél kerül kiállításra.*

A képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten (általában hétfő de. 10⁰⁰-tól csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben szakdolgozatot kell készítenie. A képzés hossza 4 félév BSc diplomával (kezdődik: 2012. februárban) és 3 félév MSc diplomával (kezdődik: 2012. szeptemberben). A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezés lap a www.epito.bme.hu/eat honlapon a *Hírek, események* címszó alatt található.

A jelentkezéshez le kell adni: a végzettséget igazoló oklevél másolatát, 2 db igazolványképet, eredeti hatósági erkölcsi bizonyítványt és szakmai önéletrajzot. További információ, ill. kérdés esetén: Sánta Gyuláné (tel: (1) 463-4068).

AZ EUROCODE 2 ÁLTALÁNOS OSZLOPMÉRETEZÉSI MÓDSZERÉNEK ALKALMAZÁSA



Bocskai Zoltán – Polgár László

Összehasonlítjuk az Eurocode által felkinált vasbeton oszlopméretezési módszereket és felhívjuk a figyelmet az általános nemlineáris méretezési eljárásra. Az általános nemlineáris számításokhoz a STAB 2D-NL, az ABACUS STUR és az ANSYS programrendszereket használtuk fel. Az összehasonlító számításoknál kiemeltük a kúszás és a karcsúság hatását, és nagy figyelmet fordítottunk a szilárdsági és stabilitási tönkremenetek különbségére. A méretezési módszerek összehasonlítása után az általános módszert felhasználva egy térbeli, összekapcsolt oszloprendszert vizsgáltunk meg és hasonlítottuk össze a kézi számítási módszerek eredményeivel. Megdöbbentő volt az adott terhelés mellett, a különböző számítási módszerek által szolgáltatott hosszanti vasmennyiségek közötti eltérés. Bizonyos esetekben az általános nemlineáris számítással akár harmadannyi méretezett hosszanti acélbetéttel is megfelelt a szerkezet a névleges merevségen és névleges görbületen alapuló módszerekhez képest.

Kulcsszavak: oszlopok, nemlineáris számítás, kapcsolt pillérek, térbeli modell

1. BEVEZETÉS

A magyarországi gyakorlatban az 1950-es évektől kezdve pár évtized után váltották egymást az egyes gyakorlatban alkalmazott oszlopméretezési eljárások, elvek. Az Eurocode bevezetésével azonban nem kapunk egyértelmű megfogalmazást a méretezéssel kapcsolatban, hanem tág határok között, különböző méretezési eljárások közül választhatunk. A nemzeti melléklet megfogalmazása alapján vasbeton oszlopok erőtani vizsgálatára három különböző módszert használhatunk: a névleges merevségen alapuló módszert, a névleges görbületen alapuló módszert és az általános módszert. A két előbb említett módszer nem, vagy csak korlátozottan tudja figyelembe venni a vasbeton oszlopok alakváltozásainak, igénybevételeinek és merevségeinek szoros kapcsolatát. Ez a tény az elkülönített oszlopmodell elnevezésből is következik. A témával az elmúlt időszakban sokan foglalkoztak, ezek eredményeit figyelembe vettük (Szalai (2009), Farkas, Huszár, Kovács, Szalai (2006), Kollár (2003)). A sarkalatos különbség az általános és a másik két módszer között az, hogy az általános módszerben, ha a szerkezeti anyagok tervezési anyagmodelljeit definiáltuk a számításhoz, amire az Eurocode lehetőséget ad, továbbá eleve vasbeton keresztmetszeteket definiálunk a hosszanti acélbetétekkel, akkor a tervezési teherbírás az lesz, amit még ilyen formán a szerkezet elbír. A másik két módszerhez ezzel ellentétben, először rugalmas alapon a betonkeresztmetszetekből kell kiszámolni az elsőrendű igénybevételeket, majd ezeket kell a névleges merevség, illetve görbület függvényében megnövelni, és erre a megnövelt igénybevételre a keresztmetszet méretezett hosszanti vasmennyiségét meghatározni. Érezhető a két elv közötti szemléletbeli különbség. Jelen értekezés lényege az, hogy először egyedülálló, adott előre definiált keresztmetszetű oszlopok teherbírását állapítsuk meg a három módszerrel. Ezeket felül egy térbeli modellt is megvizsgálunk, ahol a két vízszintes irányú terhelésnek alávetett csarnokszerkezet

méretezett hosszanti vasmennyiségeit határozzuk meg a három különböző módszer alapján.

2. ALAPELVEK

Az általános módszer nemlineáris erőtani vizsgálaton alapul, mely a geometriai nemlinearitást is magában foglalja. A beton és az acél esetén a globális vizsgálatra alkalmas feszültség-alakváltozás görbéket kell használni. A kúszás hatását figyelembe kell venni. A tervezési értékeken alapuló feszültség-alakváltozás diagramok alkalmazása esetén, mint ahogy azt említettük, a teherbírás tervezési értéke közvetlenül az erőtani vizsgálatból adódik.

Ezért a $\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$ összefüggésben

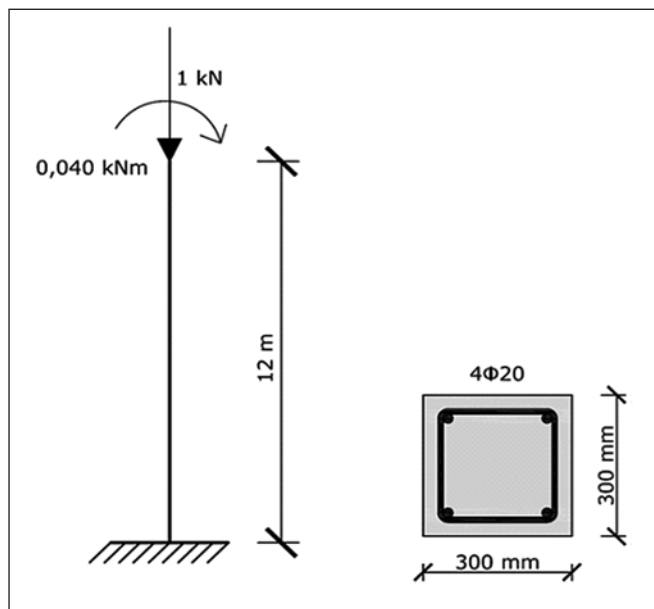
és a k értékre vonatkozó összefüggésben,

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\epsilon_{cl}}{f_{cm}},$$

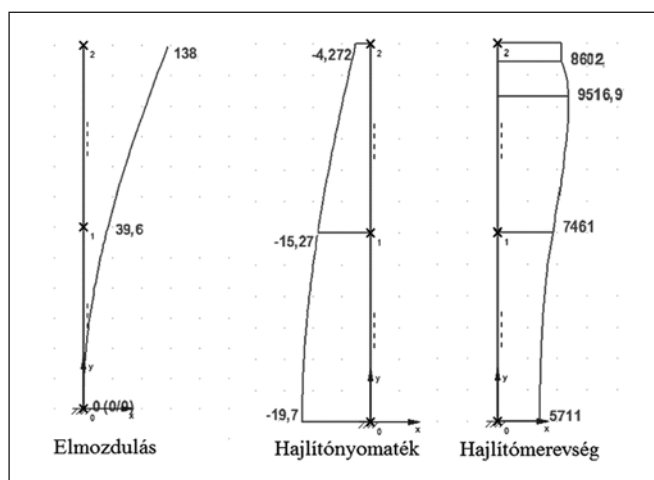
az f_{cm} -et a nyomószilárdság f_{cd} tervezési értékével, míg az E_{cm} -et az $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ értékkel kell helyettesíteni.

Az η az alakváltozás és a szilárdsághoz tartozó alakváltozás aránya. γ_{CE} ajánlott értéke 1,2 (MSZ EN 1992-1-1 (2004)). Pontosabb modellek hiányában a kúszás hatását úgy vehetjük figyelembe, hogy a beton feszültség-alakváltozás diagramjának minden alakváltozási értékét – a lineáris kúszási elméletnek megfelelően – $(1 + \phi_{ef})$ tényezővel megszorozzuk, ahol ϕ_{ef} a hatékony kúszási tényező.

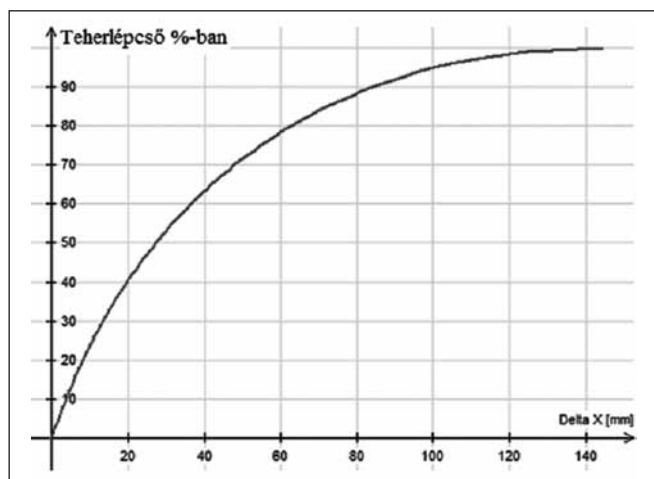
A betonacél anyagmodellje a már megszokott bilineáris vagy a lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny változat lehet. A nemlineáris számítást nagyban befolyásolják a geometriai imperfekciók. A számításoknál ezt a szabványos helyettesítő imperfekciós terhekkel vettük figyelembe.



1. ábra: A statikai váz és a keresztmetszet (S500B, C30/37)



2. ábra: Az ábrán az eredő elmozdulás [mm], hajlítónyomaték [kNm] és a hajlítómerevség [kNm²] látható

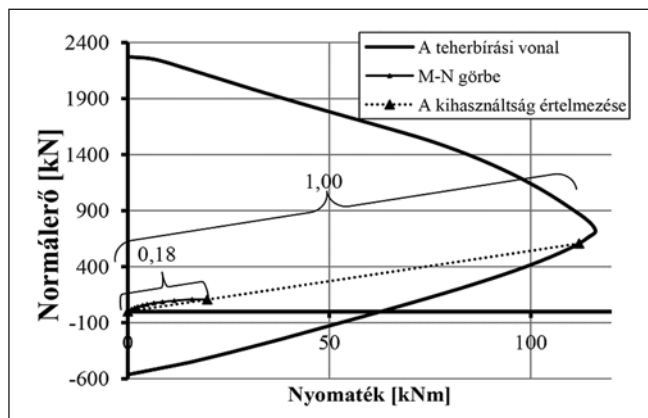


3. ábra: Az ábrán a felső keresztmetszet teherlépcsőkhöz tartozó vízszintes eltolódása látható

3. SZÁMÍTÁSOK, ÖSSZEHA-SO-N-LÍTÁS

Tekintsük az 1. ábrán látható oszlopot. Legyen alul befogott, fent kilengő és elméletileg központosan nyomott. Ebben az esetben az alkalmazott imperfekció értéke:

$$\frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{24m}{2} = \frac{1}{600} \cdot 24m = 40mm$$



4. ábra: A kihasználtság értelmezése és az M-N görbe

Így a normálterő teherbírás az 1. ábrán látható oszlophoz $N=106,8 \text{ kN}$ -ra adódik az általános módszert felhasználva (a 2. ábrán látható az elmozdulások, hajlítónyomatékok és hajlítómerevségek alakulása az általános módszerrel). A névleges merevségen alapuló módszer: 47 kN -t a névleges görbületen alapuló módszer: 67 kN -t ad meg a teherbírásra. A többletteherbírása az általános módszernek a névleges merevségen alapuló módszerhez képest 127% , a névleges görbületen alapuló módszerhez képest 59% .

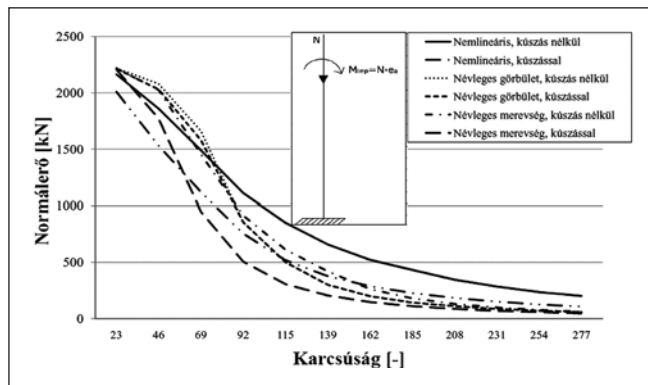
Az általános módszert a STAB 2D-NL program segítségével alkalmaztuk, ami Pfeiffer (2004) munkájára épül. A 3. ábra mutatja az erő- vízszintes eltolódás ábrát a felső keresztmetszetben. Látható, hogy mivel stabilitási tönkremenetelről van szó, a teherbírás végértékénél az érintő vízszintes. A 4. ábra mutatja a nyomaték-normálterő görbét és a stabilitási tönkremenetelhez tartozó értékpárt, továbbá tönkremenetelkor értelmezett kihasználtságot a szilárdsági tönkremenetelhez képest.

Az előbb ismertetett példát futtattuk le többször a STAB 2D-NL programmal különböző paramétereket változtatva és hasonlítottuk össze a névleges merevségen, illetve a névleges görbületen alapuló módszerek eredményeivel. A változtatott paraméterek a kihajlási hossz, a betonszilárdság, a függőleges normálterő bizonyos százalékában megadott felső csomópontokra koncentrált vízszintes erő és a hatékony kúszási tényező voltak.

4. A PARAMÉTERES SZÁMÍTÁSOK EREDMÉNYEI

A különböző futtatások eredményeit az elkövetkezendő oldalakon közöljük. A keresztmetszet minden esetben a már említett 300 mm oldalhosszúságú négyzet és a benne elhelyezkedő $4\Phi 20$, S500B betonacél. A 5. ábrán az elméletben központosan nyomott – de imperfekciós nyomatékokkal terhelt

5. ábra: Elméletileg központos nyomáshoz tartozó teherbírás C30/37 és $4\Phi 20$ esetén a karcsúság függvényében



– eset eredményei láthatóak, a három méretezési módszerrel, C30/37, $\varphi_{ef}=0$ és $\varphi_{ef}=2,13$ esetén, a karcsúságot (azaz a hálózati hosszat) változtatva. A diagram huszonegy darab futtatás, illetve számítás eredményét tartalmazza módszerenként.

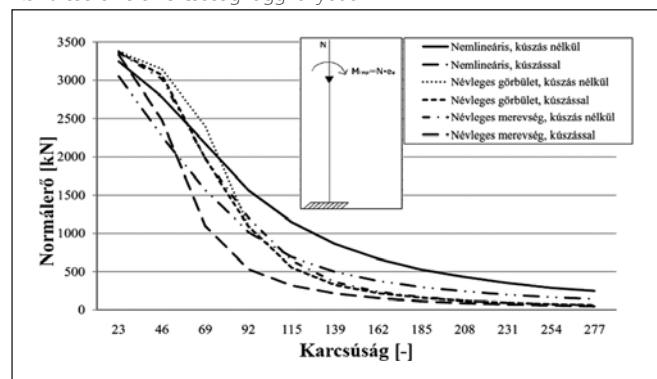
A STAB 2D-NL program a kúszást az MSZ EN 1992-1-1 5.8.6. fejezetének 4. bekezdése szerint veszi figyelembe. A névleges merevségen és a névleges görbületen alapuló módszer pedig az ismert módokon. Körülbelül 90-es karcsúság felett mindkét esetben, azaz kúszással vagy kúszás nélkül is az általános módszerre épülő nemlineáris számítás adja a legnagyobb teherbírást. A névleges görbületen alapuló módszernek a kúszást figyelembe vevő számítása csak 23-as és 92-es karcsúságok között ad minimális eltérést a kúszást elhanyagoló számításhoz képest (5. ábra). Ez annak köszönhető, hogy a névleges görbület módszerének a másodrendű külpontosság kúszás hatását figyelembe vevő módosító tényezője a C30/37 körüli betonszilárdság és 80-nál nagyobb karcsúság esetén már elhanyagolja a kúszás hatását. 100-nál nagyobb karcsúságok esetén a másodrendű külpontosságot a kúszás hatására megnövelő tag csak nagyszilárdságú betonok esetén jelentkezik. A képlet háttérre és az, hogy a kúszás a nagy karcsúságoknál már nem okoz jelentős teherbírás csökkentést

– bizonyos esetekben – valószínűleg annak köszönhető, hogy a tönkremenetel már olyan alacsony teherszinten bekövetkezik, hogy a kúszás kedvezőtlen hatása ennek következtében már nem jelentkezik. A névleges merevségen alapuló módszer, kúszást figyelembevevő és azt elhanyagoló számítása a vizsgált legnagyobb karcsúságok esetén szintén nem ad számottevő különbséget az előbb említett okok miatt. Az általános nemlineáris számítás 92-es karcsúság alatt kevesebb teherbírást ad meg, mint a másik két módszer, figyelembe véve a kúszást, illetve akkor is, ha azt elhanyagoljuk (5. ábra).

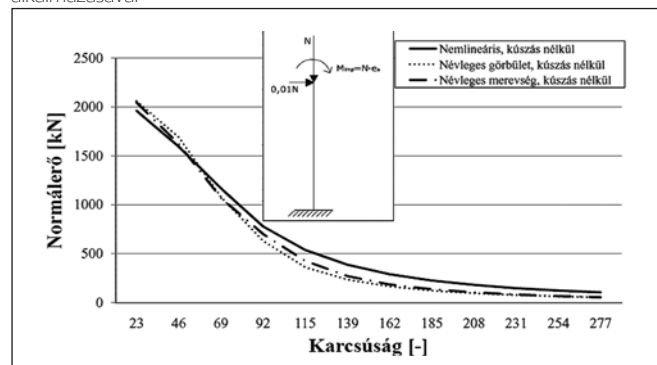
A 6. ábra eredményei a megelőzőhöz hasonló számításból adódtak, csak a betonszilárdság C50/60, és a hatékony kúszási tényező – a kúszást is figyelembe vevő számításoknál – $\varphi_{ef}=1,53$ volt. Az eredmények ugyanazt a tendenciát mutatják, mint a megelőző esetben, ezért elmondhatjuk azt, hogy a nemlineáris általános számítási mód, központos nyomás esetén, ha a kúszást figyelembe vesszük, illetve elhanyagoljuk, akkor is körülbelül 90-es karcsúság felett akár többszörös normálerő teherbírást adhat, mint a másik két módszer. De ezzel együtt 90-es karcsúság alatt a nemlineáris számítási mód adta a már számottevően kisebb normálerő teherbírást (6. ábra).

A következő számításoknál – amikor szintén az alul befogott, felül kilengő oszlopot vizsgáljuk – az imperfekciós nyomaték és a normálerő mellett a felső csomópontot a normálerő bizonyos hányadában meghatározott vízszintes erő is terheli. Ezeknél a számításoknál – a megelőző diagramok tapasztalatai miatt – a kúszást elhanyagoltuk, hogy az összehasonlítás egyértelmű legyen. A 7. ábrán látható esetben a vízszintes erő a normálerő 1%-a. Így a nemlineáris számítás körülbelül 60-as karcsúság felett már számottevően nagyobb teherbírást ad, mint a másik két módszer. 200-as karcsúság felett pedig akár a teherbírás kétszeresét is. 60-as karcsúság alatt viszont az általános módszer adja a legkisebb teherbírást, de ez csak körülbelül 4-5%-kal kisebb, mint a másik számítások eredményei. A 8. ábrán látható az az eset, amikor a vízszintes erő a függőleges erő 6%-a. Ekkor mindig – egy esetet (a legkisebb vizsgált karcsúságot) kivéve – az általános módszer adta a legnagyobb teherbírást. Kisebb karcsúságok esetén az eltérés 5% körülire, a nagyobb karcsúságok esetén 30%-ra adódott. A következő vizsgált eset – ami a 9. ábrán látható – az volt, amikor a vízszintes erő a függőleges erő 10%-a. Ebben az esetben már minden vizsgált karcsúság esetén a nemlineáris módszer adta a legnagyobb teherbírást, de az eltérések már kisebbek lettek. Kisebb karcsúságok esetén 3-5%, nagyobb karcsúságok esetén 20-25% volt a teherbírások közötti eltérés. A tendenciából arra lehet következtetni, minél nagyobb az oldalrő aránya, annál inkább a hajlítás hatása lesz domináns, és így ha megfigyeljük az 5., 7., 8. és 9. ábrákat, láthatjuk, hogy a különbségek a teherbírásban a három

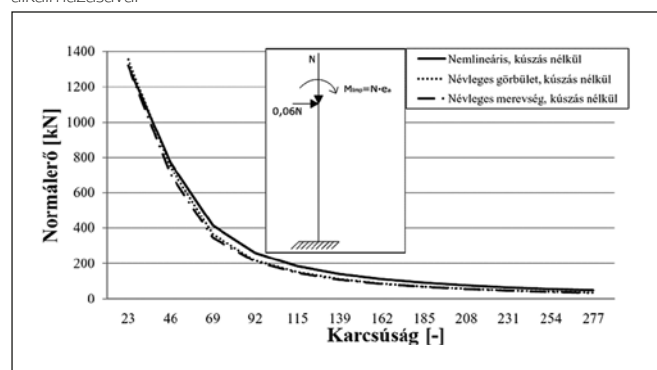
6. ábra: Elméletileg központos nyomáshoz tartozó teherbírás C50/60 és 4020 esetén a karcsúság függvényében



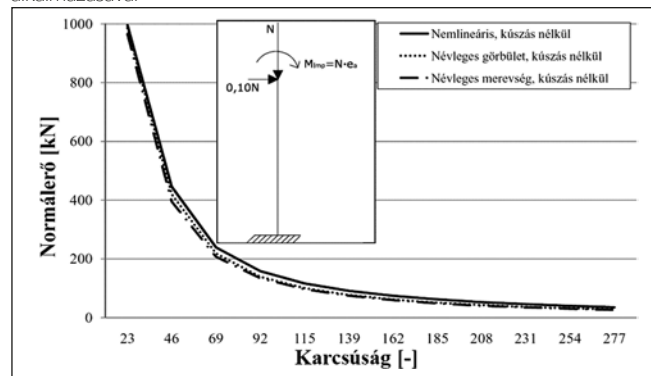
7. ábra: $H=0,01N$ vízszintes oldalrő esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával



8. ábra: $H=0,06N$ vízszintes oldalrő esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával



9. ábra: $H=0,1N$ vízszintes oldalrő esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával



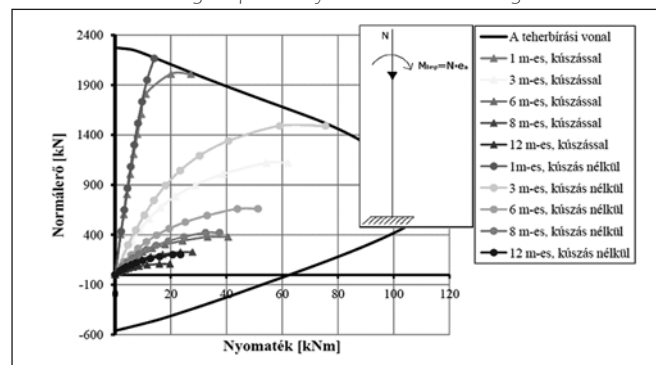
módszerrel számolva egyre csökkennek. Általánosságban kijelenthetjük, hogy körülbelül 60-as karcsúság felett minden vizsgált esetben a nemlineáris számítás adta a legnagyobb teherbírást. 120 feletti karcsúság esetén igen jelentős mértékű volt az általános számítás teherbírásának többlete a másik két módszerhez képest. Ez a többlet a számolt esetekben 30-300%-ig terjedő mértékben mozgott. Szemléltetésként érdemes elmondani, hogy a vizsgált 300 mm oldalhosszúságú négyzet keresztmetszetű kilengő oszlop már 2,6 méteres hálózati hossz esetén 60-as karcsúságú.

A számítási módszerek elméleti eltérése – ahogy azt már említettük – abban áll, hogy míg az általános nemlineáris számításnál egy adott vasalású szerkezetnél a tönkremeneteli terhet kerestük, ami stabilitási tönkremenetel is lehet, addig a kézi, közelítő képletek egyfajta fordított elven dolgoznak, azaz az adott igénybevételre keresik a megfelelő vasalást, amit az elsőrendű igénybevételek megnövelésével állapítanak meg. Az utóbbi eljárások közelítő volta a merevségek, igénybevételek és alakváltozások összefüggésének elhanyagolásából, közelítéséből ered.

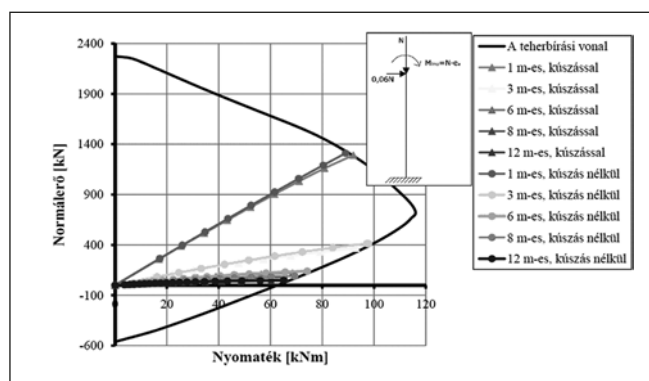
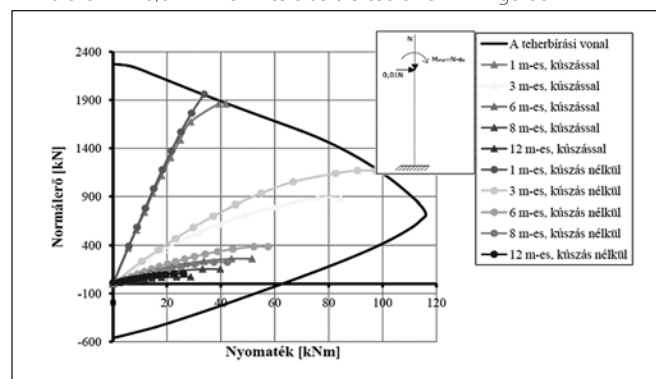
A következő vizsgálatokkal azt szeretnénk megmutatni, hogy az előző példákban kiragadott néhány esethez milyen nyomaték-normálerő görbe tartozik, ameddig elérjük a maximális normálerő teherbírás értékét az adott kialakításnál. Ezeknél a kiragadott oszlophosszakhoz tartozó eseteknél a kúszás figyelembe vételéhez tartozó görbéket is előállítottuk. A görbéket a STAB 2D-NL eredményeiből határoztuk meg. Ezek az ábrák látható annak a jelentősége, hogy karcsú oszlopok központos nyomása esetén előbb érjük el a stabilitási tönkremenetelt, mint a szilárdságit. Ezzel hozható ellentétbe a névleges másodrendű nyomaték, aminek értékével az elsőrendű nyomatékot a kézi számítás során megnöveljük, és az oszlopot szilárdságilag ellenőrizzük. Ezért lehetséges az, hogy ezt névleges másodrendű nyomatéknak nevezzük.

A 10. ábra az elméletileg központosan, tisztán nyomott – imperfekciós nyomatékokkal terhelt – esethez tartozó görbéket ábrázolja. Az 1 méteres oszlophoz tartozó görbénél látható, hogy a kúszás hatása minimális. A maradék vizsgált

10. ábra: Elméletileg központos nyomás esetén az M-N görbék



11. ábra: $H=0,01N$ vízszintes oldalero esetén az M-N görbék



12. ábra: $H=0,06N$ vízszintes oldalero esetén az M-N görbék

oszlophosszaknál a kúszás hatása jelentősebb. Ebben az esetben, ahogy azt már az imént is említettük, a nagyobb oszlophosszak esetén a stabilitási tönkremenetel a mértékadó. Ez abból látszik, hogy az M-N görbék maximális normálerőnél értelmezett érintője vízszintes, és a görbe nem éri el a teherbírasi vonalat. Amikor a kúszást elhanyagoljuk, akkor nagyon karcsú oszlopok esetén a teherbírás akár a duplája is lehet, a kúszást figyelembe vevő esethez képest, ha a kúszást a már említett MSZ EN 1992-1-1 5.8.6. fejezetének 4. bekezdése szerint alkalmazzuk. Ahogy azt az előző számítási eredmények kiértékelésénél beláttuk, az Eurocode névleges merevségre és névleges görbületre alapozott módszerében a kúszás hatásának figyelembevétele nem okoz ekkora teherbírás csökkenést, mint jelen esetben (5., 6., 10. ábra).

A 11. ábrán, a vízszintes és a függőleges erő aránya 1%. Az eredmények alakulása az előző vizsgált esethez hasonló. A 12. ábra a 6%-os vízszintes/függőleges erőhöz tartozó kialakítás eredményeit mutatja. Ennél az esetenél a tönkremenetel szilárdsági tönkremenetel, mivel az M-N görbék érintője sehol sem lesz vízszintes, hanem előbb érjük el a teherbírasi vonalat. A kúszás hatása ennél az esetenél jelentéktelen a teherbírás szempontjából.

Ezek az eredmények egybevágnak azokkal az eredményekkel, amikben a különböző kialakításokat vizsgáltuk, azaz minél nagyobb a vízszintes erő aránya, annál inkább a szilárdsági tönkremenetel a domináns, és a kúszás hatása egyre jelentéktelenebb (12. ábra). Ezek a hatások okozhatják azt, hogy a névleges görbületen, illetve névleges merevségen alapuló módszerek teherbírasi eredményei egyre kevesebb eltérést adnak az általános módszer teherbírasi eredményeihez képest, a minél nagyobb vízszintes/függőleges erő arány esetén.

5. A FELÉPÍTETT ANSYS MODELL

Az ANSYS 3D-s végelemek tartalmazó kontinuum modellel a STAB 2D-NL program eredményeinek verifikációja érdekében készítettük el. A felépített ANSYS modellel kísérletekkel validáltuk tekintettük Wolanski (2004) és Kachlakev (2001) munkája alapján. A vasbeton viselkedését a SOLID65 elemmel lehet modellezni az ANSYS programrendszerben. Ehhez szükség van lineáris izotrop anyagmodell, illetve multilineáris izotrop anyagmodell definiálására. Az ANSYS így a von Mises tönkremeneteli kritériumot használja, figyelembe véve a William és Warnke (lásd Wolanski (2004-ben)) féle beton tönkremeneteli módokat, felületet.

Az ANSYS modellhez szükséges anyagi paramétereket az 1. táblázat tartalmazza. A definiált anyagmodellekben a már említett tervezési értékeket vettük alapul, hogy a szerkezet teherbírása közvetlenül a nemlineáris számítás eredményéből adódjon. Az anyagi paraméterek között szerepel egy

1. táblázat: Az ANSYS-ban definiált anyagi paraméterek

Anyagmodell szám	Anyagi tulajdonságok		
1. Beton	Lineáris izotróp		
	EX	27364 N/mm ²	
	PRXY	0,2	
	Multilineáris izotróp		
		alakváltozás	feszültség
	1. pont	0.00028	7.6619
	2. pont	0.0005	11
	3. pont	0.001	16.5
	4. pont	0.0015	19
	5. pont	0.002	20
	6. pont	0.0035	20
2. Betonacél	Beton		
	Nyír. Tov. Zárt	1	
	Nyír. Tov. Rep.	0,2	
	Húzószil.	1. 352 N/mm ²	
	Nyomószil.	20 N/mm ²	
	Lineáris izotróp		
	EX	200000 N/mm ²	
	PRXY	0,3	
	Bilineáris izotróp		
	Folyási fesz.	434,8 N/mm ²	
	Tang. Mod.	20 N/mm ²	

egytengetű nyomófeszültség–alakváltozás diagram, amelynél a kezdeti érintő meredeksége meg kell, hogy egyezzen a definiált kezdeti rugalmassági modulussal (13. ábra). A modellezés során az Eurocode 2 általános beton anyagmodelljét használtuk a 13. ábrán látható pontokkal közelítve. Az ANSYS használata ilyen anyagmodell kialakítás esetén nem teszi lehetővé azt, hogy ennek a definiált diagramnak bármely pontjában meghúzott érintőjének meredeksége negatív legyen. A kúszás hatását a verifikációs modellben elhanyagoltuk. A betonacélhoz tartozó anyagmodell a hosszanti vasbetéteket és kengyeleket modellező BEAM188 elemhez szükséges a 3D-s kontinuum modellben (lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny).

A beton nyomásra történő tönkremenetelének, azaz az összemorzsolódásnak ilyen alapon történő modellezése esetén, a nagy elmozdulások figyelembevétele mellett numerikus instabilitásokat, konvergencia problémákat eredményez a futtatás az említett források és saját tapasztalatok alapján. A teherbírás ilyen módon jóval alacsonyabbra adódik, mint a várt, mert az összemorzsolódásra tönkrement elemek kiesnek a modell számításából, ezért a beton összemorzsolódásához tartozó tönkremeneteli módot kikapcsoltuk a modellben. A futtatott modellek esetén a tönkremenetelt a beton berepedése és a betonacélok megfolyása következtében kialakuló deformációk jelentették.

Az ANSYS-ban vizsgált vasbetonoszlop hossza 3 méter, a keresztmetszete 300 mm oldalhosszúságú négyzet. A SOLID65-

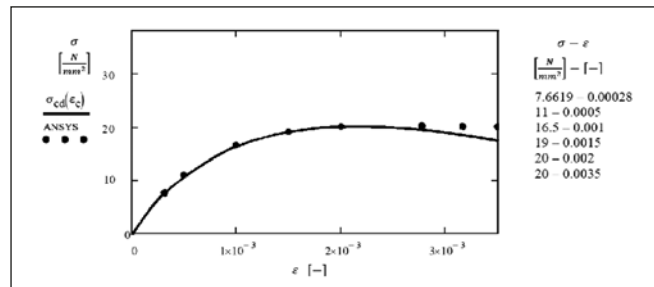
ös elemből – aminek nyolc csomópontja van és mindegyik csomópontjának három szabadságfoka, és figyelembe tudja venni a képlékeny deformációt, a berepedést három egymásra merőleges irányban – kocka alakú végelemeket állítottunk be. A kockák élhosszát 50 mm-nek definiáltuk. Így a 3 méteres oszlop 2160 darab kocka alakú végelemet tartalmazott a beton modellezésére. A keresztmetszet sarkaitól mérve 50-50 mm-re tettük be a BEAM188-as elemek felhasználásával a vasbetéteket, amelyeknek hosszát 50 mm-re állítottuk be, így a beton modellezésére berakott kocka alakú végelemekkel közös csomópontok adódtak. Az ilyen módon bevitt keresztmetszetben lévő négy darab hosszvas átmérője egyenként 20-20mm a 3D-s kontinuum modellben úgy, mint ahogy a STAB 2D-NL rúdszerkezeti program részletesen közölt számítási eseteiben a keresztmetszet. Az oszlop legfelső pontjaiban – ahol a függőleges és vízszintes erőt tettük az oszlopra – keresztirányú vasalásra is szükség volt a felhasadások miatt, hogy az oszlop az erőbevezetés helyén ne menjen tönkre, ezért az oszlopba kengyeleket is elhelyeztünk 300 mm-ként 10 mm-es átmérővel. Ez a kengyeltáv nagyobb, mint a szerkesztési szabályokban megengedett, de ez a modell viselkedését globálisan nem befolyásolja, mivel az oszlopra rávitt vízszintes teherből adódó nyíróerőt a betonkeresztmetszet méretezett nyírási vasalás nélkül is képes lenne elviselni.

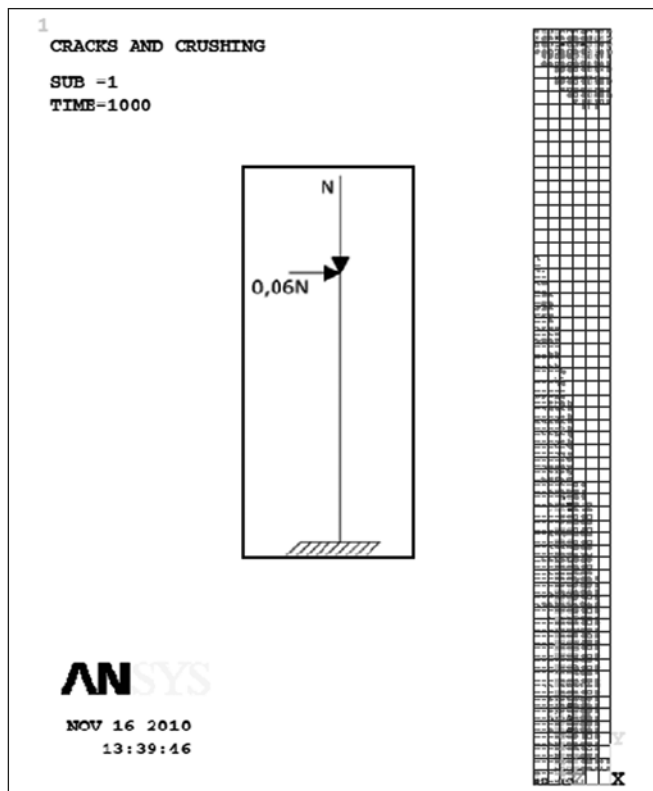
A modellezés során az oszlop alsó keresztmetszetéhez tartozó csomópontjainak mindhárom elmozdulás komponensét nullára állítottuk be, modellezve ezzel a befogást. A normálerőt az oszlop tetején a legfelső keresztmetszetben lévő csomópontokra osztottuk szét a peremen található csomópontokat kihagyva, a vízszintes erőt is hasonlóan a csomópontokra koncentráltuk. Az erők ilyen módon való definiálása a felszínen lokális tönkremenetelt nem eredményezett, csak az erőbevezetés környezetében váltak szükségessé a már korábban említett kengyelek. A vízszintes és függőleges erők hányadát fixen tartva 6%-on, a normálerő teherbírás 455 kN-ra adódott 27,5 kN vízszintes terhelés mellett az ANSYS, illetve a STAB 2D-NL programban is, annak ellenére, hogy a két fajta modellben az anyagmodelleket minimálisan eltérő módon átdefiniálták az előzőekben ismertetettek szerint.

A SOLID65 elem az ANSYS-ban, mint említettük, tudja kezelni a beton berepedését. Az elem három felrepedési irány kezelésére képes. Ezt az ábrákon a repedés síkjában feltüntetett körrel jelzi. A 14. és 15. ábra mutatja az oszlop repedéseit. Látható, hogy a húzott oldalon a hajlítási repedések a dominánsak. Az oszlop alsó befogási keresztmetszetének környezetében a nyomott oldalon a hajlítás síkjával párhuzamos felhasadások jelentkeznek, amik jelzik, hogy ez tekinthető a végső tönkremeneteli állapotnak. Fontos megjegyezni, hogy mivel a befogási keresztmetszetben a csomópontok mindhárom elmozdulás komponense zérus, ezért ebben a keresztmetszetben nem alakul ki a nyomott oldalon az előbb említett felhasadó repedés, mert a tönkremeneteli felület belsejében maradunk a térbeli feszültségállapot kialakulása miatt. A felső oszlopszakaszon, ahol az erőbevezetés van, az eredő erőnek megfelelően az a felső beton rész megpróbál lerepedni – ezért úgy alakulnak ki a repedések, ahogy az a 15. ábrán látszik – de a kengyelezés és a hosszanti acélbetétek megakadályozzák azt.

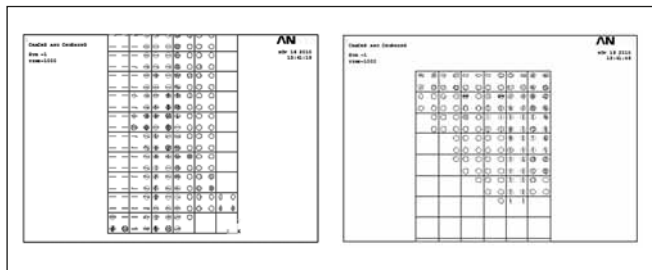
A 16. ábrán fel vannak tüntetve a STAB 2D-NL program betonfeszültségei is. Látható az egyezés a két ábra között, eltekintve attól, hogy a rúdszerkezeti program nem veszi figyelembe az erőbevezetés lokális hatását, illetve a befogásban a keresztirányú elmozdulások megakadályozását, ahogy azt a 3D-s kontinuum modell az ANSYS-ban teszi. A felső szakaszon a nyomófeszültség 4,85 N/mm², ezt kell összehasonlítaniunk

13. ábra: Az ANSYS-ban definiált beton anyagmodell a fekete pontok jelzik

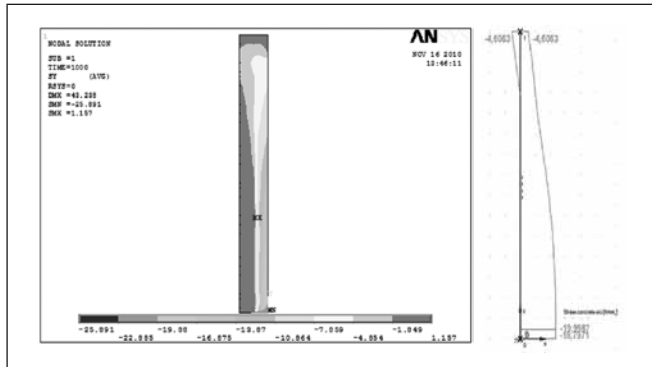




14. ábra: A hajlítás síkjára merőleges nézetben, a tönkremenetelkor kialakult repedések



15. ábra: Az oszlop alján, illetve a felső részén kialakult repedéskép ábrái



16. ábra: A beton tengelyirányú feszültségeinek eloszlása ANSYS, illetve STAB 2D-NL programrendszerben

a rúdszerkezeti modell eredményeivel, azaz a képen látható $4,61 \text{ N/mm}^2$ -rel. A befogási keresztmetszet feletti rész $19,88 \text{ N/mm}^2$ nyomófeszültségét kell összevetni a $19,8 \text{ N/mm}^2$ -rel.

Az ANSYS-ban a nyomott vasbetétekben a feszültség 287 N/mm^2 , a húzott vasbetétekben 435 N/mm^2 . A rúdszerkezeti modellből (STAB 2D-NL) a nyomott vasakban 291 N/mm^2 , a húzott vasakban 435 N/mm^2 a feszültség. A következő sarkalatos kérdés az *elmozdulásoknak* a megvizsgálása a két eltérő modell esetében. Az ANSYS modell maximális vízszintes eltolódása a tetőpontban $43,3 \text{ mm}$, a STAB 2D-NL ugyanerre az értékre $42,8 \text{ mm}$ -t adott. A két programból kivett teherlépcsőkhöz tartozó normálerő és a hozzájuk tartozó – másodrendű nyomatékokat is tartalmazó – nyomaték görbék

azonosak. Elmondhatjuk, hogy a STAB 2D-NL rúdszerkezeti programmal futtatott eredmények *verifikáltak* tekinthetők az ANSYS program segítségével felépített 3D-s kontinuum modell által. A feszültségekben, elmozdulásokban jelentkező eltérések minimálisnak mondhatóak és a maximális teherbírás is *azonosra adódott*. Az ANSYS modell felépítésének *bonyolultsága* és a *futtatási idő nagysága* nem teszi lehetővé azt, hogy több eredményt kiértékeljünk, ezért csak ennek a szerkezetnek a vizsgálatát hajtottuk végre ebben a programban, de ezen vizsgálat után kijelenthetjük, hogy a *rúdszerkezeti* programmal történő *vizsgálatok helyesek voltak* és jó eredményt adtak.

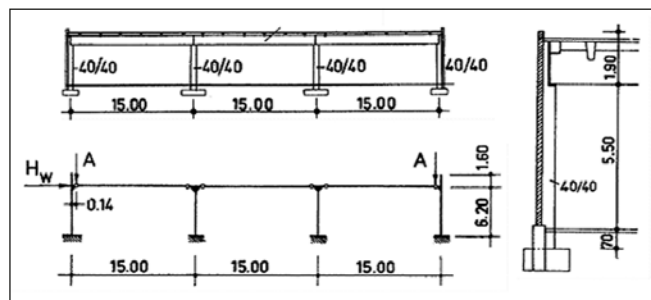
6. SÍKBELI MODELL, ÖSSZEKAPCSOLT OSZLOPOK

Az Eurocode 2 erről a kialakításról néhány mondaton kívül nem említ semmit, pedig a valóságban például egy előregyártott elemekből összeállított csarnok vagy akár egy monolit vasbeton épület is valamilyen módon *összekapcsolt*, egymással *együttműködő*, vízszintes és normálerőre egymásra ráterhelő oszlopokból áll.

A konkrét példa előtt rövid áttekintést adunk, hogy a méretezési szabványok változása és az adott szerkezetbe belekerülő méretezett hosszanti vasmennyiségek hogyan változtak az évek során. Ehhez először egy 1972-es német mintapéldát tekintünk át (Deneke, Rahlwes, Roßner, Seiler (1972)), mennyi méretezett hosszvas kellett akkor az oszlopokba, amit utána az Eurocode 2 elkülönített oszlop modellje alapján is megmutatunk (Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2002)) a komplett számítás közlésének igénye nélkül, majd ezután megnézzük ugyanezt a síkbeli keretet az ABACUS STUR effektív merevségekkel dolgozó programmal (Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2005) alapján). Miután az Eurocode 8-ban kötelező figyelembe venni a kétirányú földrengés bizonyos kombinációját, illetve a véletlen tömegelhelyezésből adódó többlet igénybevételeket, egy csarnok oszlopait mindenképpen jelentősnek tekinthető ferde hajlítás is éri a normálerő mellett, ha az oszlopok minkét irányban kilengőek. Ezeknek a figyelembevételével mindenképp előnyös lehet a *valós viselkedés* jobb lekövetéséhez *térbeli rúdmodell* felépíteni, amire az ABACUS STUR 3D program alkalmas.

Az 1972-es mintapélda, amit a 17. ábra mutat, az akkori DIN 1045 szabvány szerint lett végigszámolva. A figyelembe vett terhek a példában az *önsúly*, a *szélteher* és a *hóteher* voltak. A számítás során figyelembe vették a *kúszás hatását* is. Az alkalmazott beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke 25 N/mm^2 , a betonacél folyáshatárának karakterisztikus értéke 420 N/mm^2 volt. Az ilyen feltételek mellett kiszámolt hosszanti acélbetét a $400/400 \text{ mm}$ -es négyzet keresztmetszetű szélső oszlopban $2 \cdot 6\text{Ø}20$ lett, azaz 3770 mm^2 , a keresztmetszet

17. ábra: A mintapélda elrendezése az eredeti vázlatok alapján



2,3%-a. A mintapéldát az Eurocode-ra alapuló 2002-es DIN 1045 alapján is végigszámolták. A statikai váz ugyanaz. A beton szilárdsága C30/37, a betonacél S500B volt. Az oszlopok keresztmetszete téglalap, 400/450 mm volt. A figyelembevett terhek ebben az esetben is az *önsúly*, a *szélteher* és a *hóteher* voltak. Az így kiszámított hosszanti vasalás a szélső oszlopban $2\cdot 4\Phi 16 + 2\cdot \Phi 12$ lett, azaz 1835 mm^2 , a keresztmetszet 1%-a. Eltekintve attól, hogy a keresztmetszet, a betonacél szilárdság és a betonszilárdság eltér az 1972-es szabvánnyal végigszámolt esettől, az Eurocode 2-vel végigszámolt példa kevesebb, mint feleannyi hosszanti vasmenyiséget állapít meg a szélső oszlopokba, $1835 \text{ mm}^2 / 3770 \text{ mm}^2 = 0,49$.

A példát az ABACUS STUR 2D-vel az effektív merevségeket figyelembevevő programmal is végigszámolták az Eurocode 2 alapján, síkbeli modellt figyelembe véve. Az anyagtulajdonságok, a terhek és a keresztmetszetek, illetve a statikai váz ugyanaz volt, mint az előző esetben. A kiszámított hosszanti acélbetét így $2\cdot 3\Phi 14 + 2\cdot \Phi 12$ lett, azaz 1150 mm^2 , a keresztmetszet 0,6%-a. Ez az előző megoldásban szereplő vasmenyiség 63%-a ($1150 \text{ mm}^2 / 1835 \text{ mm}^2 = 0,63$), az 1972-es számítás vasmenyiségének 31%-a ($1150 \text{ mm}^2 / 3770 \text{ mm}^2 = 0,31$). A pontosabb valóságot jobban követő számítással ugyanazon jellegű terhekre a vasmenyiség 30 év alatt az 1972-es példa vasmenyiségének 30%-ára csökkent. Ez hatalmas

menyiségű méretezett, hosszanti betonacél különbséget jelent.

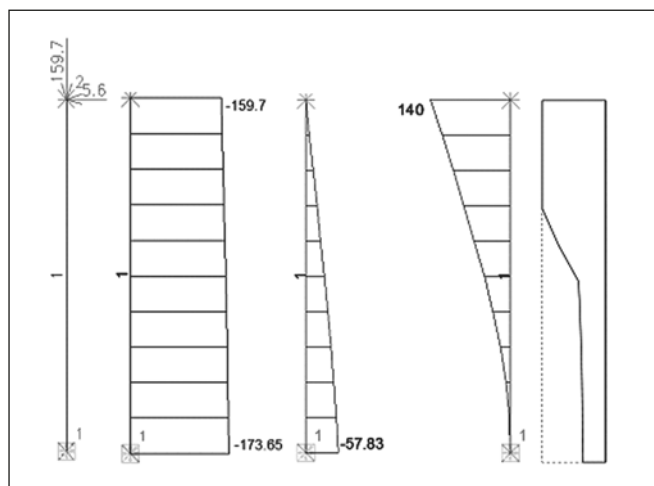
Az előző fontos összehasonlítások után, az ABACUS STUR 3D-ben rúdelemekből felépített térbeli modellt alkottunk meg. A felépített modell segítségével azt szeretnénk kiszámolni és megmutatni, hogy az együttdolgozó karcsú oszlopokkal rendelkező, az előzőekben bemutatott mintapélda csarnokához hasonló kialakítás – egy kicsit egyszerűsítettebb teherelrendezést figyelembe véve – mekkora eltérést ad a méretezett hosszanti vasmenyiségek tekintetében, ha azt kiszámoljuk az Eurocode kézi számítási módszereivel, illetve a nemlinearitást figyelembe vevő effektív merevségekkel számoló az általános módszerre alapuló programmal is.

Lényeges eltérés, az hogy az előző példákban nem volt keresztirányú teher, de a következő általunk számított példában lesz, hiszen a csarnok mindkét irányban kilengő. Az előzetes megállapítások alapján azt várjuk, hogy az általános nemlineáris módszer felhasználásával, a programmal számolt eredmény jelentősen kevesebb vasmenyiséget fog meghatározni, mint a kézi számítási eljárások, amikhez először a rugalmas alapon számolt elsőrendű igénybevételeket kell meghatározni. Az előző fejezetekben szemléltettük, hogy az Eurocode közelítő oszlopszámítási módszerei a karcsú oszlopok esetén kisebb teherbírást adnak meg, mint az általános gépi számítás. Továbbá az oszlopok itt egymáshoz lesznek kapcsolva a tetőszerkezettel, ami újabb bizonytalanságokat eredményez a kézi számítás alkalmazása során a síkbeli esetben, ahogy ezt az előző mintapéldák elemzésénél láttuk. Jelentős eltérést fog még adni az is, hogy a normálerővel kombinált ferde hajlítás esetében, ha a keresztmetszetnek a normálerő kihasználtsága 10% körül van – de nem haladja meg a 40%-ot – akkor ilyen feltételek mellett, nagyon konzervatív az Eurocode 2-nek a ferde hajlítást ellenőrző kézi formulája a pontos teherbírási felülethez képest.

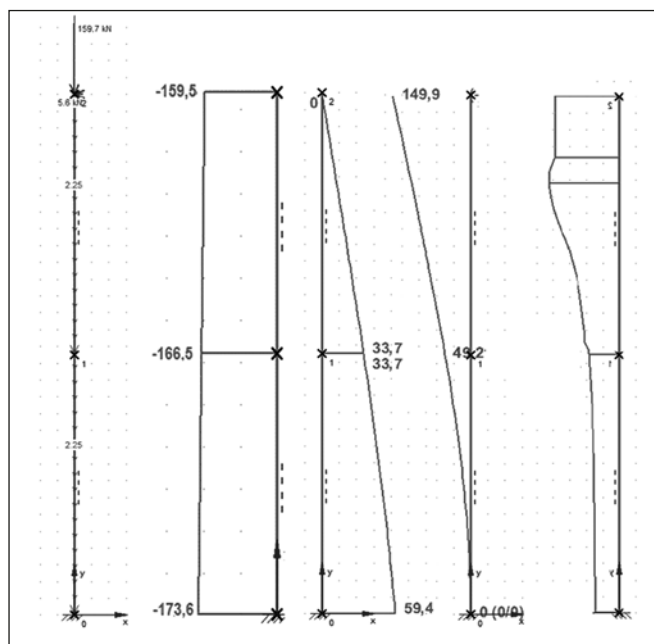
7. TÉRBELI MODELL, ÖSSZEKAPCSOLT OSZLOPOK

Először azt ellenőrizzük, hogy a program eredménye síkbeli szülő oszlop esetén milyen összhangban van a STAB 2D-NL megoldásával – amit már az ANSYS programrendszer segítségével verifikáltunk. Az ABACUS STUR 3D-ben a paraméterek beállításainál a programleírásnak megfelelően az Eurocode 2 általános oszlopméretezési módszeréhez (general method) tartozó értékeket vettük alapul. Az alap bemenő adatok, azaz a keresztmetszet, a betonszilárdság és a betonacél szilárdság legyenek ugyanazok, mint a legelső példában. A hatékony küszási tényező legyen mindkét modellben $\varphi_{ef} = 2,13$. Az oszlop statikai váza az összehasonlító elemzésben legyen az eddigi példákban is már előforduló alul befogott, felül kilengő. Az oszlop hossza legyen 6,2 m ahogy a korábban vizsgált összekapcsolt oszlopú mintapéldában. Az oszlop karcsúsága ilyen kialakítás mellett $\lambda = 143$. A vízszintes elmozdulási eredményeket, illetve a hajlítónyomatékokat és a hajlítómerevségeket eloszlását hasonlítsuk össze az oszlop önsúlyával, $159,7 \text{ kN}$ függőleges erővel és $5,6 \text{ kN}$ vízszintes erővel terhelt kialakításban, ami egy olyan terhelési eset, melynek hatására az oszlop jelentős szakasza már bereped, de még nem érjük el a teherbírásának értékét. Ebben az esetben a vízszintes és függőleges erő aránya 3,5 %.

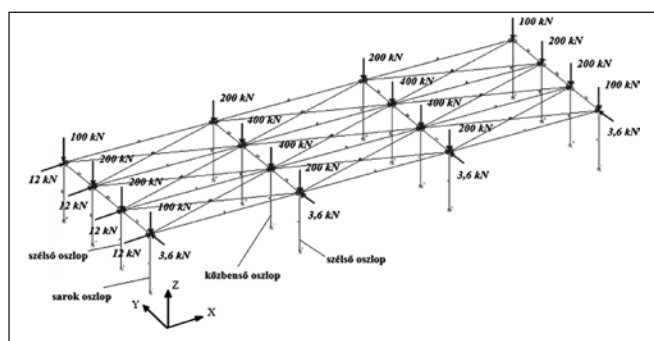
A 18. és a 19. ábra eredményeiről látszik, hogy a két program jó egyezéssel ugyanazt az eredményt szolgáltatja. Az eltérés a vízszintes elmozdulás maximális értékei között körülbelül 6%. Ezek alapján, a soron következő térbeli ABACUS STUR 3D modell eredményeit is elfogadjuk és felhasználhatónak tekintjük az eredmények értékelése során. A program vasbeton



18. ábra: Az ABACUS STUR 3D program eredményei, terhek [kN], normálerő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [mm], hajlítómerevség



19. ábra: A STAB 2D-NL program eredményei, terhek [kN], normálerő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [mm], hajlítómerevség



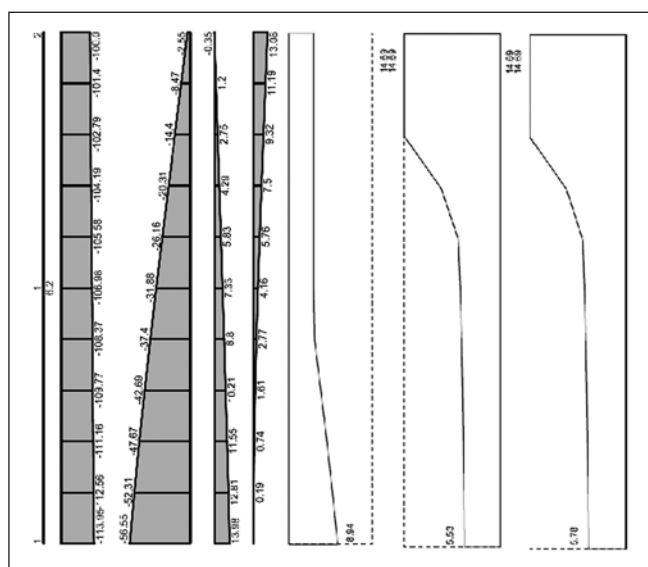
20. ábra: A modell térbeli nézete a csomóponti terhekkel

keresztmetszetekből felépített, rúdszerkezeti elemekből felállított modellel képes a kétirányú hajlítást figyelembe venni, az effektív merevségek és a pontos teherbírási felület használata mellett, így futtatási ideje alkalmas a gyakorlati tervezésben történő használatra.

Lássuk az alkalmazott anyagokat, paramétereket, a statikai vázat (20. ábra) és a kialakítást, amit bevittünk az ABACUS STUR 3D modellbe. Beton: C30/37, $\phi_{ef}=2,13$, betonacél: S500B, keresztmetszetek: 300mm/300mm, egy-egy hosszanti acélbetét az oszlop sarkaiban, 50 mm-re a szélektől. A gépi számítások során itt is alkalmaztuk az építési külpontosság miatti imperfekciós végnyomatékokat a kedvezőtlenebb irányban.

A rendszer 16 oszlopot tartalmaz. A sarokoszlopok felső csomópontjait – azaz négy – egyenként 100 kN-os központos függőleges erő terheli. A nyolc szélső oszlop felső csomópontjait egyenként 200 kN-os, a négy közbenő oszlop felső csomópontjait egyenként 400 kN-os központos függőleges erő terheli. Az X irányban a felső csomópontokat összesen $4 \cdot 12 \text{ kN} = 48 \text{ kN}$ terheli. Az Y irányban a felső csomópontokat összesen $4 \cdot 3,6 \text{ kN} = 14,4 \text{ kN}$. A X irányú terhelés 30%-a az Y irányú terhelés. Az összes függőleges teher – azaz $4 \cdot 100 \text{ kN} + 8 \cdot 200 \text{ kN} + 4 \cdot 400 \text{ kN} = 3600 \text{ kN}$ – 1,33%-a az X irányú terhelés. Erre a teherelrendezésre néztük meg a megadott oszlopokban a szükséges hosszanti vasmennyiségeket. A térbeli elrendezést és a terheket a 20. ábra szemlélteti. Az Y irányú teher azért az X irányú terhelés 30%-a, mert például, ha leegyszerűsítjük, azt amit az Eurocode 8 előír a kétirányú földrengésteher kombinációjára, azt kapjuk, hogy az egyik irányú földrengésteher mellett a másikirányú földrengésteher 30%-át figyelembe kell venni. Tehát az olyan csarnokszerkezeteknél, ahol mindkét irányban kilengőek az oszlopok, a ferde hajlítással kombinált normálterő dominánsan előforduló teher lehet. Az ABACUS STUR 3D rúdszerkezeti modellel ezt a terhelést is kezelni képes, a beton és a betonacél anyagi nemlinearitását és a geometriai nemlinearitást is figyelembe véve.

Miután lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket, az azonos pozíciójú oszlopokban ugyanakkora hosszanti vasalást belerakva, a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – 4Ø22, szélső oszlop – 4Ø18, közbenő oszlop – 4Ø18. A Ø22 méretet az előregyártás napjainkban ritkán használja és a Ø18-as betonacélt ma már nem gyártják, de a számításokkal itt a lehető legkevesebb hosszanti betonacél mennyiséget akartuk szemléltetni. Mivel a tetőszerkezetet végtelen merev rudakból állítottuk össze úgy, hogy az alul befogott oszlopok felső csomópontjaihoz csuklósan kapcsolódik a gerendázat és a rácsozás, továbbá a három fajta oszlopot különböző függőleges erő terheli, ezért a normálterők, hajlítónyomatékok és elmozdulások ábrái három oszlop esetében lesznek különbözőek: sarok, szélső és közbenő oszlop esetén. Így a méretezett hosszvasak az oszlopokban



21. ábra: Az oszlop normálterő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [cm], vasmennyiség [cm²], és hajlítómerevség [MNm²] ábrái az ABACUS STUR 3D alapján

összesen – a 16 oszlopban: $4 \cdot 4Ø22 + 8 \cdot 4Ø18 + 4 \cdot 4Ø18 = 18297 \text{ mm}^2$. A normálterők, hajlító-nyomatékok, elmozdulások és hajlítómerevségek eloszlását a gépi számításból a sarok oszlopra a 21. ábra mutatja, a legkevesebb előbb említett hosszanti vasalás figyelembevételével.

A névleges merevség módszeréből kijött vasmennyiség összesen az oszlopokban: $4 \cdot 4Ø20 + 8 \cdot 4Ø25 + 4 \cdot 4Ø32 = 33603 \text{ mm}^2$ – sarokoszlop, szélsőoszlop, közbenő oszlop. A névleges görbületen alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 4Ø25 + 8 \cdot 4Ø32 + 4 \cdot 12Ø25 = 57152 \text{ mm}^2$. Tehát az általános nemlineáris eljárás számítása alapján a névleges merevség módszerével számított vasmennyiség 54%-a, a névleges görbület módszerével számolt vasmennyiség 32%-a már megfelelő a teherbírás szempontjából az adott terhelés mellett.

Hatalmasnak mondható különbségek adódtak az általános nemlineáris számítással – mint, ahogy ezt a leírtak szerint vártuk – a ferde hajlításnak, a meglehetősen karcsú oszlopoknak ($\lambda=143$) és az oszlopok együttdolgozásának köszönhetően. Fontos megjegyezni, hogy a gépi számítás szerint az oszlopokba kevesebb hosszvas is elégséges lenne szilárdsági szempontból az adott igénybevételekre, de ha kevesebb vasat alkalmaznánk, a merevségek kisebbek lennének, és ez a teljes szerkezet elmozdulásait oly mértékben kedvezőtlenül érintené, hogy stabilitási tönkremenetel következne be. Tehát a teljes szerkezetet egységként tekintve, ha valamelyik fajta oszlopban (sarok, szélső, közbenő) csökkentenénk a megadott vasmennyiséget, akkor az igénybevételek átrendeződnének, és egyes oszlopok akkora terhet kapnának, amekkorát már szilárdságilag nem képesek elviselni. Így megtámasztó hatásuk megszűnne és ennek következtében a maradék oszlopokban stabilitási tönkremenetel lépne fel. Tehát ilyen esetben a stabilitásvesztés nem feltétlenül lokálisan egy oszlopban jelentkezne, hanem a teljes szerkezetet érintené.

A vasmennyiségek a névleges görbület és a névleges merevség módszerével számolva a sarok oszlopokban lettek a legkisebbek ellentétben az általános módszerrel, ahol a sarok oszlopokba jött ki a legnagyobb vasmennyiség. Ez azért lehetséges, mert a kézi számítások csak korlátozottan veszik figyelembe a berepedést, – aminek a mértéke függ a normálterőtől és a vasalástól – hanem tisztán a betonkeresztmetszetekkel számolt rugalmas igénybevétel eloszlást veszik alapul és ez alapján határoznak meg tervezési nyomatékokat. A valóságban az oszlopok merevsége egyrészt a berepedés miatt lecsökken, másrészt viszont megnő a vasalás figyelembevételével, a

tiszta betonkeresztmetszet merevségéhez képest. Mivel alacsony a normálerő kihasználtság és mind a három fajta oszlop – sarok, szélső és közbelső – megtámasztása azonos minkét irányban, ezért a karcsúságok is egyeznek mindkét főirányban, ezért a *névleges görbületre* alapuló módszer szerint a *másodrendű külponthosszak* ugyanakkorára adódnak mindhárom oszlop típus esetén. Mivel a terhek elsőrendű nyomatókából mindegyik oszlop azonos mértékben részesül (betonkeresztmetszet alapján az azonos merevség miatt), így egyértelműen kiadódik, hogy a közbelső oszlopban lesz a legnagyobb vasalás, a szélsőben kevesebb és a sarok oszlopban a legkevesebb a *névleges görbület* módszere szerint. Tehát a *névleges görbületre* alapuló eljárás, ha a vasak a keresztmetszet négy sarkába vannak koncentrálnak – úgy hogy a súlypontjuk mind a négy sarokban azonos helyen marad, akármekkora betonacélt is rakunk bele – nem veszi figyelembe a vasak mennyiségét a másodrendű külponthosszak számítása során, csak közvetett úton a normálerő miatti csökkentő tényezőben. Ezért is van az többek között, hogy a *névleges görbület* módszere ekkora vasmennyiség eltérést ad, hiszen az általános nemlineáris módszerben a gépi számítás során figyelembe van véve a merevségek alakulása, az oszlopok egymásra terhelése és az igénybevételek átrendeződése.

A *névleges merevség* alapuló eljárás összes vasmennyisége már egy fokkal közelebb van az általános módszer összes vasmennyiségéhez, legalábbis a *névleges görbületre* alapuló eljáráshoz képest, mert a *névleges merevség*ben jobban figyelembe van véve a vasmennyiség hatása és ebből kifolyólag a számolt kihajlási erőben is. Az egymásra terheléssel és a berepedés figyelembe vételével azonban ez a módszer is csak felületesen foglalkozik.

Az *általános módszerben* a sarok oszlopokba jön ki a legnagyobb vasalás az optimális esetben. Ez azért van, mert a közbelső oszlopokban hiába van kisebb vasalás, a nagyobb normálerő terhük miatt a berepedt keresztmetszetük hajlítómerevsége nagyobb, ezáltal magukba gyűjtik az igénybevételek egy részét. A normálerő kedvező hatása miatt (mert a normálerő kihasználtság nem nagyobb, mint 40%) a közbelső oszlopokba a kevesebb hosszvas is elegendő. A sarok oszlopokba az alacsony normálerő és a kedvezőtlenebb berepedés miatt kell a több vas. A szélső oszlopok esete érdekesnek mondható, ugyanis ezeknek az oszlopoknak a berepedt hajlítómerevsége a legkisebb, ezáltal nem kapnak akkora igénybevételt, mint a többi oszlop és ez annak köszönhető, hogy ezekben a szélső oszlopokban kisebb normálerő van, mint a középső oszlopokban, de nagyobb, mint a sarok oszlopokban, de mégis kevesebb vas van bennük, mint a sarok oszlopokban, ezért alakulnak úgy az igénybevételek, ahogy. A *nemlineáris számítások* esetén a *kiindulási állapot* jellemzői, jelen esetben a definiált hosszanti vasmennyiségek a keresztmetszetben és a terhelés, jelentősen befolyásolják a létrejövő állapotjellemzőket. A megállapításainkból és az eredményeinkből az is látszik, hogy a kézi módszerekkel egy ilyen, viszonylag egyszerűnek mondható, csarnokszerkezet pontos számítása is szinte lehetetlen lenne számítógépes segítség nélkül.

Elvégeztünk még néhány futtatást úgy, hogy a *vízszintes erőket megnöveltük*, a *függőleges erőket nem változtattuk*. Az *egyedülálló oszlopok* vizsgálatánál ilyen esetben, ha a *vízszintes erő arányát növeltük*, akkor a különbségek a három méretezési módszer eredményei között *csökkentek*. A ferde hajlítás közelítő ellenőrzésének különbsége a pontos teherbírási felülethez képest, a térbeli példa esetén, azonban megmarad, tehát ezeknél az eseteknél is számítottunk jelentős különbségekre a szükséges vasmennyiségekben, de az egymáshoz képesti

arányukban kevésbé drasztikusra, mint az előző vízszintes terhek esetében.

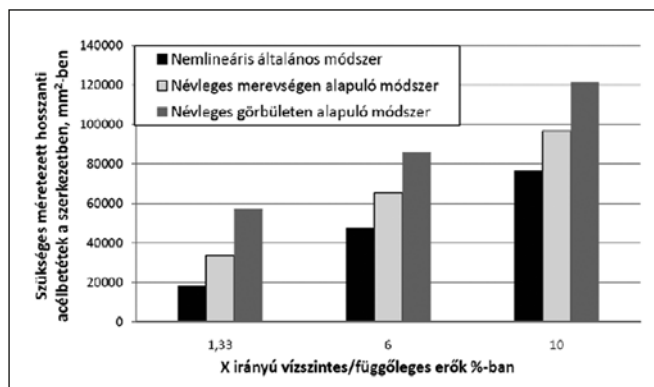
A következő számítás elrendezése a megelőzővel azonos, kivéve azt, hogy a *vízszintes terheket megnöveltük*, de újra hangsúlyozzuk, hogy a függőleges erők azonosak. Egyik irányban a négy csomópontokra koncentrált terhek $4 \cdot 54 \text{ kN} = 216 \text{ kN}$ – az összes függőleges terhek, azaz a 3600 kN , 6%-a – a másik irányban a négy csomópontokra koncentrált terhek $0,3 \cdot 4 \cdot 54 \text{ kN} = 4 \cdot 16,2 = 64,8 \text{ kN}$. Miután ezzel a kialakítással lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket – az azonos pozíciójú oszlopokban itt is ugyanakkora vasalást belerakva – a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – $4\phi 40$, szélső oszlop – $4\phi 28$, közbelső oszlop – $4\phi 25$. A méretezett hosszvasak az oszlopokban összesen – a *16 darab* oszlopban: $4 \cdot 4\phi 40 + 8 \cdot 4\phi 28 + 4 \cdot 4\phi 25 = 47664 \text{ mm}^2$.

A *névleges merevség* módszeréből kijött vasmennyiségek az oszlopokban erre az esetre: $4 \cdot 4\phi 32 + 8 \cdot 4\phi 36 + 4 \cdot 4\phi 40 = 65546 \text{ mm}^2$ – sarokoszlop, szélsőoszlop, közbelső oszlop. A *névleges görbületre* alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 4\phi 36 + 8 \cdot 4\phi 40 + 4 \cdot 12\phi 28 = 86055 \text{ mm}^2$. Tehát az *általános nemlineáris eljárás* számítása alapján az említett teherelrendezés esetében a *névleges merevség* módszerével számított vasmennyiség **73%-a**, a *névleges görbület* módszerével számolt vasmennyiség **55%-a** már elegendő a teherbírás szempontjából. Ahogy azt vártuk, a nemlineáris számítás és a másik két módszer vasmennyiségei között arányait tekintve itt kisebb lett a különbség.

Hogy valóban igazoljuk a következtetéseinket, még nézzük meg azt a példát is, amikor a vízszintes erő még nagyobb az előző példákhoz képest, az összes függőleges erő **10%-a**, de a függőleges terhelések továbbra is maradnak akkorák, amekkorák voltak. Így tehát az egyik irányban a négy csomópontokra koncentrált terhek $4 \cdot 90 \text{ kN} = 360 \text{ kN}$ – az összes függőleges terhek, azaz a 3600 kN **10%-a** – a másik irányban a négy csomópontokra koncentrált terhek $0,3 \cdot 4 \cdot 90 \text{ kN} = 4 \cdot 16,2 = 108 \text{ kN}$. Miután ezzel a kialakítással is lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket – az azonos pozíciójú oszlopokban itt is ugyanakkora vasalást belerakva – a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – $4\phi 40$, szélső oszlop – $4\phi 40$, közbelső oszlop – $4\phi 36$. A méretezett hosszvasak az oszlopokban összesen – a *16 darab* oszlopban így: $4 \cdot 4\phi 40 + 8 \cdot 4\phi 40 + 4 \cdot 4\phi 36 = 76604 \text{ mm}^2$.

A *névleges merevség* módszeréből kijött vasmennyiségek az oszlopokban erre az esetre: $4 \cdot 4\phi 40 + 8 \cdot 12\phi 25 + 4 \cdot 12\phi 28 = 96786 \text{ mm}^2$. A *névleges görbületre* alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 12\phi 25 + 8 \cdot 12\phi 28 + 4 \cdot 12\phi 32 = 121278 \text{ mm}^2$. Az *általános nemlineáris eljárás* számítása alapján ebben az esetben a *névleges merevség* módszerével számított vasmennyiség **80%-a**, a *névleges görbület* módszerével számolt vasmennyiség **63%-a** már elegendő a teherbírás szempontjából. Tehát a számítások egymáshoz képesti alakulásáról a feltételezéseink helyesek voltak.

A különböző vízszintes erőkkel kialakított teherelrendezéshez a 16 oszlopba szükséges hosszanti vasmennyiségek összehasonlító diagramját, a különböző módszerek alapján, mutatja a 22. ábra. A diagramon látható az egyes számítási módszerekhez tartozó összes vasmennyiség, a vízszintes/ függőleges erőhányad függvényében. A vasmennyiségek egymás közötti különbsége nagyjából egyforma a három vizsgált esetben, de a vízszintes erő növelése mellett az egymáshoz képesti arányuk csökken. Tehát hasonló eset áll fenn, mint az egyedülálló oszlopok esetén. Ha a hajlítás lesz dominánsabb, akkor a módszerek közötti eltérések arányai csökkennek, de itt a ferde hajlítás miatt, ahogy ezt vártuk,



22. ábra: A szükséges vasmenntisígek

bizonyos különbségek a vízszintes erők növelésével továbbra is megmaradnak, mert mindkét irányú (X és Y irányú) vízszintes teher is van a szerkezeten.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Eurocode szabvány bázisára építve, az általa felkínált három féle vasbeton oszlop méretezési elvet és eredményeit hasonlítottuk össze. Először egyedülálló, előre definiált vasalással rendelkező oszlopok teherbírását vizsgáltuk a különböző módszerek alapján. A számításokban változó paraméter volt a *karcsúság*, a *hatékony kúszási tényező*, az *elsőrendű nyomaték mértéke*, és esetenként a *betonszilárdság*.

A *névleges merevség* és a *névleges görbület* módszerére alapozott számításokat összehasonlítva a *nemlineáris általános* módszerrel azt tapasztaltuk, hogy *nagy karcsúságok* esetén (ha nagyobb, mint körülbelül 60), az általános módszer adja a számottevően nagyobb teherbírás értéket. Bizonyos feltételek mellett ennek a teherbírásnak az értéke akár *kétszer, háromszor* akkora, mint a másik két módszer által szolgáltatott eredmény. Az egyes eljárások teherbírás eltéréseinek változása, nagyban függ a karcsúságtól, a kúszástól és a terhek arányától.

Az általános eljárásnál használt *STAB 2D-NL* síkbeli vasbeton rúdszerkezetek nemlineáris számítására kifejlesztett szoftvert az *ANSYS* programrendszerben felépített háromdimenziós kontinuum modellel igazoltuk. Ugyanarra a problémára a két különböző programban, a különböző típusú végelemekkel felépített modellek eredményei jó egyezést mutattak. A definiált anyagmodellek, geometriai adatok és a terhek természetesen megegyeztek, és mindkét szoftverben a modellnek megfelelően vettük figyelembe.

Az eredményekkel a nemlineáris általános méretezési eljárás létjogosultságára hívtuk fel a figyelmet, ugyanis a különböző vizsgált esetekben a már ismert okok miatt adódnak az egyes méretezési módszerek között a különbségek. Mivel a számítógéppel segített tervezéshez ebben a témakörben egyre több, a gyakorlatban is használható program, ami gyors, egyszerű és hatékony az ilyen típusú feladatok valósághű lekövetésére, ezért alkalmazzunk az elemző összehasonlításokhoz ilyen programokat.

Jelen pillanatban az általános nemlineáris eljárás az, ami a legjobban követi a szerkezet valósághoz közeli viselkedését, amivel a szükséges biztonság még ugyanúgy megvan a szerkezetben. A felhasznált közelítő kézi módszerek azért adnak ekkora eltéréseket a méretezett hosszanti vasmenntisígekben, mert egyszerűsítéseket, elhanyagolásokat tartalmaznak. A térbeli szerkezet vizsgálatokkor továbbá felhívtuk a figyelmet arra, hogy a normálerővel kombinált *ferde hajlítás* ellenőrzése a közelítő módszerrel még jobban fokozza az eltérés mértékét a betonacél mennyiségei között.

Az említett hatások már szóló oszlopok esetén is jelentősen befolyásolják a teherbírás, illetve az adott terhelés

felvételére szükséges betonacél mennyiséget. Azt is beláttuk, hogy szerkezetek méretezése esetén nem maradhatunk a keresztmetszetek teherbírasi vonalakkal történő ellenőrzésénél, mert az megbízhatóan csak olyan szerkezetek esetén használható, amelyeknél a másodrendű igénybevételek nem jelentősek. A teljes szerkezetek oszlopainak méretezésénél nem szabad eltekinteni a másodrendű hatások okozta stabilitási kérdésektől és az *igénybevételek*, *merevségek* és *elmozdulások* egymástól való függésétől.

Az eredmények azt mutatták, hogy a vizsgált térbeli modell esetén, a különböző terhelési esetek mellett, mindig az *általános nemlineáris módszer* adta a legkevesebb méretezett hosszanti acélbetét mennyiséget. Bizonyos teherparaméterek mellett ez a szükséges vasmenntiség *fele* vagy akár *harmadannyi*, mint a kézi módszerek által szolgáltatott érték.

Rengeteg végelem szoftverfejlesztő cég kezd el kínálni olyan programjait, amelyek képesek a vasbeton tulajdonságainak pontosabb modellezésére és lekövetésére (*anyagi és geometriai nemlinearitás*). Fontos megjegyezni, hogy az *ABACUS STUR 3D*, az *ETABS* és például a *LIRA-SAPR* rúdszerkezeti modellel képes a problémát kezelni, így a mindennapi gyakorlatnak megfelelő *gyors, egyszerű és hatékony* számítását meg tudja oldani az ilyen típusú feladatoknak, ezért is fontos, hogy ezeket használjuk és belássuk a *nemlineáris méretezésre alapozott általános méretezési eljárás létjogosultságát*.

9. HIVATKOZÁSOK

- Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2002), *Band 1: Hochbau*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.
- Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2005), *Band 2: Ingenieurbau*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.
- Deneke, O., Rahlwes, K., Roßner, W., Seiler, C. (1972), „Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045 (neu) – Heft 3 Stahlbetondruckglieder”, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Wiesbaden und Berlin
- Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K. (2006), „Betonszerkezetek méretezése az Eurocode alapján”, *Terc Kft.*
- Kachlakev, D. (2001), „Finite element modelling of reinforced concrete structures strengthened with frp laminates”, <http://www.oregon.gov>
- Kollár L.P. (2003), „Vasbeton oszlopok egyszerűsített számítása”, *Vasbetonépítés 2003/4*, pp. 98-107.
- MSZ EN 1992-1-1 (2004), „Beton anyagú tartószerkezetek tervezése”
- Pfeiffer, U. (2004), „Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung”, *Cuvillier Verlag, Göttingen*
- Szalai K. (2009), „Méretezésmélelet”, *BME egyetemi jegyzet*
- Wolanski, A.J. (2004), „Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis”, <http://www.eng.mu.edu/foley/c/>

APPLICATION OF THE GENERAL COLUMN DESIGN METHOD BASED ON THE EUROCODE 2

Zoltán Bocskai, László Polgár

We carry out a comparison of different column design methods with the use of the Eurocode 2, and we highlight the importance of the general non-linear design method versus the simplified calculation approaches. We used STAB 2D-NL, ABACUS STUR and ANSYS softwares for general non-linear calculations. During the comparison, the important effect of creep and slenderness is highlighted, and we paid great attention to the effects and differences of strength failures and stability failures. After the comparison of widely used design methods, we used the general method to analyse a spatial, connected column group, and the results were compared to the results of simplified calculations. The difference between the minimum needed reinforcement for a specified load according to different design methods was astonishing.

Bocskai Zoltán (1987), okleveles építőmérnök BME Építőmérnöki Kar (BSc. 2009, MSc. 2011). Jelenleg a BME Tartószerkezetek Mechanikája Tanszékén PhD hallgató.

Polgár László (1943), okleveles építőmérnök, BME Építőmérnöki kar (1967), 1966-tól építésvezető, gyártmánytervező, főtechnológus a 31. sz. ÁÉV-nél, 1992-től a Plan31 Mérnök Kft ügyvezetője és az ASA Építőipari Kft műszaki ügyvezetője. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

3. SZERELÉS ÉS BEÁLLÍTÁSOK



Fornay Csaba – Nagy András – Szabó Gergely

Az előző két számban megjelent, a híd általános ismertetése (Vasbetonépítés 2011/02) és a mederhíd szerkezeti áttekintése (Vasbetonépítés 2011/3) után a Móra Ferenc híd tervezését és építését bemutató cikk-sorozat a szerelési és beállítási munkák bemutatásával folytatódik. Jelen írásunk a tervező Pont-TERV Zrt. szemszögéből ismerteti az építéstechnológia izgalmas és érdekes kérdéseit. Gondolatban végigkövetjük a hazai hídépítés egyik büszkeségének megvalósítását, melyre méltán lehetnek büszkék kivitelezők és tervezők, de az egész magyar társadalom is, hiszen mertünk újat s nagyot álmodni, amit tett is követett. A sorozat következő, 4. része a széldinamikai vizsgálatokat mutatja be.

Kulcsszavak: építéstechnológia, szabadszerelés, szerelőkocsi, acél hullámgerinc, extradosed, pilon, feszítés, zárás, beállítás.

1. BEVEZETÉS

Szerkezetek tervezésekor a külső szemlélő számára leglátványosabb feladat a statika és a szerkezet kialakítása. Először számolunk, majd kidolgozzuk a részleteket. Van azonban a tervezési folyamatnak egy rejtett, az átlagember számára többnyire láthatatlan, de az elkészült mű szempontjából nélkülözhetetlen, a szerkezeti kialakításokkal szorosan összefüggő szelete, az építéstechnológia tervezése, átgondolása. A szerkezetek szerelési módja visszahat magára a szerkezetre is. Nem elég, hogy végleges állapotban kifogástalan, meg is kell tudni építeni az elképzelt alkotást, biztonságosan, az építési körülményeket figyelembe véve. Természetesen a szereléstechnológia tervezésénél már ismert a kivitelező a maga adottságaival, lehetőségeivel. Ezeket kell összefűzni a műszaki lehetőségekkel és egyéb, az építkezést befolyásoló szempontokkal (1. ábra).

1. ábra: Sokszor a természet is közbeszól...



2. AZ ALÉPÍTMÉNYEK ÉPÍTÉSE

A parti pillérek vízzáró szádfallal védett munkaterületen épültek (2. ábra), a többi pillér rézsűs munkagödör határolással. A méreteihez képest könnyű felszerkezet ellenére, a rendkívül kedvezőtlen alapozási feltételek miatt meglehetősen sok

2. ábra: Partélben lévő pillér építése



3. ábra: Mederhíd szabadszerelése



(partélben lévő pillérnél 2x52 db), és igen hosszú (36,4 – 43,1 m) cölöp lefűrésására volt szükség. Ezen felül a parti pilléreknél a tekintélyes méretű (17,60x30,90x3,50 m), valamint a súlycsökkentés és geometriai adottságok miatt lecsapott konzollal készülő cölöpösszefogó gerenda megépítése jelentett a szokványostól eltérő feladatot. Ahhoz, hogy a sok időt igénylő felszerkezet-építés elindulhasson, a két parti pillérnek mihamarabb állnia kellett. A gyorsítás érdekében a gránit orrköveket utólag, a pillér elkészülte után építették be.

3. SZABADSZERELÉS

A mederhíd felszerkezetének építését legcélszerűbben szabadszereléssel (3. ábra) lehetett megvalósítani. Az átfutási idő csökkentése érdekében a kivitelező Hidépítő Zrt. a két hídág párhuzamos építése mellett döntött. Természetesen a technológiai tervezés kiterjedt az összes építési állapot vizsgálatára. A parti pillérek elkészülte után a pillérek tetején megépültek a vasbeton indítózömkök (4. és 5. ábra), majd mellette két oldalt állványokon további egy-egy zöm. A tényleges szabadszerelés ezután kezdődött. A Doka cég által tervezett és gyártott szerelőkocsi előreállt a megfelelő helyre, majd az 5,00 m hosszú zöm acélszerkezetét egyben emelték a helyére. Az acélszerkezetet a Rutin Kft. gyártotta, majd a helyszínen zömöknként összeállították az erre készült szerelőpadban (6. ábra). A kész elemeket a Tisza partján tárolták (7. ábra). Egy-egy ilyen elem a kereszttartóból és a négy főtartó elemeiből állt az emelés miatt szükséges merevítésekkel és emelőfülekkel, tömegük 14-27 t volt. A parti ág és a mederág első néhány elemét lánctalpas daruval, a mederág többi elemét vízi daruval juttatták a helyére. Az

4. ábra: Indítózöm építése kívülről...



5. ábra: ...és belülről



6. ábra: Az acélszerkezet összeállítópadja madártávlatból



7. ábra: Beemelésre váró acélszerkezet

acélszerkezet pontos geometriai beállítása és a már elkészült szerkezethez történő hegesztése után elkészült az alsó lemez vasszerelése és betonozása. Ezután következett a pályalemez vasszerelése és betonozása, majd a pályakábelek fűzése és feszítése. Ezt követően állt előre a szerelőkocsi a következő zömhöz. A későbbi zömöknél a technológia kiegészült a kívül vezetett kábelek fűzésével és kétütemű feszítésével, valamint az acélszerkezet beállítását követően a kábel iránycsövek beállításával.

Az acélszerkezet tervezése során a szokásos szállítási és emelési kapacitások mellett figyelemmel kellett lenni a hazánkban újdonságnak számító hullámlemez gyártási sajátosságaira (táblaméret, hajlítási sugarak, varratok) is.

A szerelőkocsinak (8. ábra) is igazodnia kellett a szerkezet geometriai és statikai adottságaihoz, a beemelés műveleteihez. A kocsi hidraulikus sajtók segítségével mozgott a szerkezeten, a lekötést Dywidag-rudak biztosították, melyek helyigényét már a híd szerkezet tervezésekor biztosítani kellett. A beemelt acélszerkezetet a kocsi tartotta a helyszíni illesztések elkészültéig, majd az alsó zsaluzatot a már kész acélszerkezetre erősítették.

A szabadszerelés megindulásával párhuzamosan megkezdődött a 22 m magas pilonok építése is. A belül mászható, felfelé szélesedő pilonok vasbeton szerkezetűek. A tömör pilonfejbe (9. ábra) kerültek az extradosed kábelek iránytörését biztosító nyeregszerkezetek. A pilonokat a zsaluzási adottságok miatt hat részletben betonozták, a mászható és tömör részek között előregyártott és beemelt lefedő elemmel. A könnyebb kivitelezés érdekében a pilonokat



8. ábra: Szerelőkocsi a stabilizáló jármokkal

nem a szerelési állapotnak megfelelő ferde helyzetben építették, hanem függőlegesen. Ez azzal járt, hogy a parti zárás előtt a hídágot a megfelelő helyzetbe kellett billenteni.

4. FESZÍTÉSEK

Az extradosed feszítés VSL rendszerű, egyszer extrudált, viaszolt, galvanizált feszítópásmákkal történt. Az egyes pásmákat (37 db kábelenként) egyenként fűzték (10. ábra) és feszítették. Precíz munkavégzést követelt a pásmák adott sorrendben és adott erővel történő megfeszítése. A nyeregszerkezeten történő pásmánkénti, cseppalakú alagutakban történő átvezetés lehetővé teszi a pásmák egyenkénti cseréjét. A két kábelsík 80 cm-re helyezkedik el egymástól a híd tengelyében. Az alsó lehorgonyzási csomópont



10. ábra: Kábelbefűzés

elkészítése mind az acél, mind a vasbeton szerkezet építésénél meglehetősen bonyolult volt, tekintve a jelentős lehorgonyzási erőkre és a szűk helyre. Az acélszerkezet merevítése, varratai az elkészíthetőség határán voltak, így többszöri egyeztetések után alakulhatott ki a végleges megoldás. A vasbeton lehorgonyzótomb legkedvezőbb vasalásának kialakítása is megkövetelte az együttgondolkodást kivitelező és tervező között.

A pályalemezben tapadóbetétes, injektált Dywidag feszítési rendszert alkalmaztak. A rövidebb kábeleket egyoldaról feszítették, míg a hosszabbakat mindkét oldalról. A

9. ábra: Pilonfej a nyerges kábelátvezetéssel





11. ábra: Szabadkábelek a lehorgonyyzótömbökkel

fenéklemez feszítése szabad kábelekkel (11. ábra), Vorspann rendszerrel történt. A feszítőpázmák párhuzamosan futnak a fenéklemezzel, a feszítőerőt a lehorgonyyzótömbök közvetítik a vasbeton lemezbe. A kábelek az acél keresztartókon elhelyezett áttöréseken haladnak keresztül, és itt alakítottuk ki a vízszintes vonalvezetéshez szükséges iránytöréseket is. Ennél a szerkezeti részletnél is rendkívül sűrű és bonyolult a lehorgonyyzótömbök vasalása, ezen felül a tömbökben elhelyezett lehorgonyzásokat és az acélszerkezetekben lévő iránytörőket igen nagy pontossággal kellett legyártani és elhelyezni. A szabad kábelek befűzése a geometriai adottságok miatt embertpróbáló feladatnak bizonyult.

5. ZÁRÁSOK

A munka gyorsítása miatt a parti zárást a korábbi elképzelésekkel szemben a 17-es parti zömnél készítették. Így a vasbeton

12. ábra: Az elkészült parti zömök



13. ábra: Parti zárásra készülve



végkeresztartó és a 18-as parti zöm (12. ábra) a többi elemtől függetlenül, állványon megépülhetett. Az elkészült hidágak építés közbeni stabilitását segédjármok biztosították a parti felőli nyílásban. Először az 1-es zöm alatt, majd az 5-ös zömnél, végül a parti zárás előtt a 16-os zöm alatt helyezkedtek el a jármok. A billentést hidraulikus sajtókkal, Dywidag-rudas biztosítással végezték. A művelet kényességét jelzi, hogy közel 9000 t tömegű, 165 m hosszú hidágot kellett megmozdítani. A parti zárásnál (13. ábra) az acél elemeket külön-külön emelték be, hét darabban.

A végső mederzárás előtt (14. ábra) az építés során ideiglenesen fixesített sarukat fel kellett oldani, hogy a két hidág összekapcsolása után ne keletkezzenek káros kényszerek

14. ábra: Mederzárás előtt ...



15. ábra: ...és közben



16. ábra: Mederzárás a pilonról szemlélve



a szerkezeten és a sarukon. Egy parti pilléren az öt saruból a két szélsőt fixesítették kalodákkal a szerelés kezdetén, így mind a hosszirányú elmozdulást, mind a függőleges tengely körüli elcsavarodást megakadályozták. A végső zárás előtt ezeket a megfogásokat kellett megszüntetni. A mederzárásnál (15. ábra) az alsó zsaluzat elhelyezése után szintén darabokban emelték be az acélszerkezetet (keresztartó és főtartó elemek), majd a zárózöm acélvázának helyszíni hegesztése után hozzákapcsolták az acélszerkezetet az egyik hídághoz. A másik ág ekkor még függetlenül mozoghatott. Az utolsó összekapcsolandó keresztmetszetenél először az acél főtartó felső öveit hegesztették össze (egyidőben a négyet), majd az alsó öveket. A híd folytonosságát a megerősített négy felső öv, majd az alsó övek jelentették. Aztán elkészülhettek az átlapolt gerincek varratai, s ezzel az acél főtartók szintjén már egy hidunk volt (16. ábra). Az alsó és felső vasbeton lemezek elkészültével, valamint a pályakábelek megfeszítésével befejeződött a zárás folyamata, összekötve ezzel a két partot.

Szintén a gyorsítás érdekében a fenéklemez szabadkábeleinek fűzését és feszítését, a szegélytartók építését, valamint a szigetelés és védőaszfaltozás elvégzését össze kellett hangolni, hogy átfedéssel, vagyis rövidebb idő alatt készülhessenek. Ez rengeteg egyeztetéssel és módosítással járt, de el lehet mondani, hogy a tervező Pont-TERV Zrt. ki tudta szolgálni a kivitelezői igényeket.

6. BEÁLLÍTÁSOK

A teljes építési folyamat alatt kiemelt figyelmet fordítottunk a geodéziai beállításokra és ellenőrzésekre a végleges hidalak, a kívül vezetett kábelek helyzete és hossza, a zárások sikeres kivitelezése érdekében. Külön érdekessége a mérésnek, hogy a szoros határidő miatt nem lehetett mindig megvárni a mérés szempontjából legkedvezőbb időszakokat, az építkezés menete általában megsabta az időpontokat. Ez azt is jelentette, hogy a mért értékeket a hőmérsékleti és egyéb befolyásoló tényezők figyelembevételével kellett feldolgozni, értékelni. Mindenek előtt pedig amiatt is kitüntetett figyelemmel kísértük az említett méréseket, hiszen ezek alapján igazolódott, hogy a szerkezet a statikai számítások során feltételezett és követett módon viselkedik.

Az építkezés kezdetén az alépítmények kitűzése adott munkát a geodétáknak, majd az indítózöm építésével elkezdődött a szerkezet növekedését követő (17. ábra), irányát kijelölő mérési és feldolgozási folyamat, melynek eredményeképpen a mederhíd alakja is jól vizsgázott. A

szerkezet viselkedését, az alakváltozások követését a teljes építési folyamat során a TDV RM2006 program egy erre a célra fejlesztett moduljával számítottuk. Így a szabadszerelés során mindig megkaptuk az aktuális beállítási értékeket, amelyekből a geodéta által mérhető koordinátákat számoltuk. Minden zöm végén az építés során állandósított mérőpontokat helyeztek el, melyek segítségével a beállítások és az ellenőrzések folytak. Az éppen elkészült építési állapotokat referenciamérések során ellenőrizték, és a következő beállításokat az esetleges hibák miatt korrigálták. A hídágak hosszát az acél főtartók átlapolásos illesztésével viszonylag könnyen be lehetett állítani. A megfelelő hossz beállítása a zárások szempontjából is nagyon fontos volt.

A pilonban elhelyezett nyeregszerkezetek (pilononként 2x8 db) egymáshoz képest történő beállítása már a gyártás során megtörtént, térbeli acélszerkezetekkel. Ezek a stabil állások biztosították, hogy beemelés és betonozás közben sem mozdulnak el a nyergek. Izgalmas feladat volt az extradosed kábelek iránycsövének beállítása is, hiszen az eredeti elképzelés szerint a pilonon irányoztak volna kijelölt pontokat, azonban nem volt hozzáférhető műszer, mely ilyen távolságban megfelelően működjön. Végül az iránycső végének állításával kellett az előírt szöget biztosítani. A kábeleket gyártó VSL szokatlanul szigorú tűréseket kívánt meg a kábelek és az iránycsövek vonatkozásában. Az építkezés befejezésével ők csodálkoztak legjobban a kivitelezés pontosságán.

A rendkívül gyenge alapozási viszonyok miatt a süllyedések követése is fontos feladat volt, aminek alapján a szerkezetek végleges magassági beállítása történt. A hatóság előírása alapján a kábelerőket négy helyen mérik beépített mérőműszerekkel.

7. BEFEJEZŐ MUNKÁLATOK

A szegélyek elkészülte után beépültek a fésűs dilatációs szerkezetek és a korlátok, majd az aszfaltozások után próbaterheléssel igazolták, hogy a híd a számítottaknak megfelelően viselkedik. A statikus és a dinamikus próbaterhelés is igazolta a szerkezet számításokban feltételezett működését. A vízelvezetési rendszer megépítése, a belső közlekedés, a díszvilágítás kialakítása az egész híd szempontjából nem tűnnek kiemelt munkának, ennek ellenére a híd építésének szerves részei, magas műszaki színvonalon megoldandó feladatai, hiszen esetleges hiányosságait a híd használói elsőként éreznék. Végezetül a híd környezetének helyreállítása is elkészült, miáltal az új átkelő a lehető legharmonikusabban belesimul a tájba, hogy ezután együtt éljen vele.

17. ábra: A két összehozandó hídág





18. ábra: Utolsó simítások a Móra Ferenc hídon

8. ÖSSZEFOGLALÁS

A feladat újdonságából adódóan mind az előkészítés, mind a gyártás és kivitelezés során az összes résztvevőnek tudása és lelkesedése legjavát kellett nyújtania, hogy a megálmodott mű ne csak a kontinens-elsőségével, de a megvalósulás körülményeivel is kiérdemelje a megbecsülést. Azt gondoljuk, nem kell szégyenkeznünk sem nagyapáink, sem unokáink előtt, de a napjainkban oly sokat emlegetett együttműködés is példaértékű volt a hid születése körül szorgoskodók között. Ennek a sokrétű együttgondolkodásnak is köszönhető, hogy a kivitelező Hidépítő, a gyártó Rutin és a tervező Pont-TERV egymást segítve, egymást kiegészítve volt képes megoldani az építés alatt jelentkező nehézségeket. A közös munka eredménye a magas műszaki színvonal, de ehhez kellett a felek rugalmassága és igényessége is, mellyel a várt és váratlan helyzetekre válaszoltak. Bár a szerelés és beállítások egyes elemei nem voltak ismeretlenek, a Móra Ferenc Tisza-híd tervezése és építése kétségkívül új volt mindannyiunk számára. Büszkén nézhetünk vissza a megvalósítás időszakára. A munka több volt műszaki feladatnál: HÍD épült, nem is akármilyen, nem is akárhogyan.

DESIGN OF THE MÓRA FERENC BRIDGE OVER THE RIVER TISZA Csaba Fornay – András Nagy – Gergely Szabó

The article is the third piece of the series introducing the Móra Ferenc bridge the first European bridge which combines the corrugated steel web and extradosed system. This part is about the erection and the adjustments. Many new innovations were applied in order to get the new construction accomplished. For example the corrugated steel web and its connections, the leading of extradosed cables across the top of the pylons with saddle systems and anchorages of these cables. The bridge was built with free cantilever

method. Tilting the bridge branches before closing the side span, the midspan closure and the geometrical adjustment of the segments were all great challenges. Designers and constructors can both be proud of this new bridge.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. Fő szakterülete az acélhidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett vasbeton hidak és együttműködő hidak tervezésében is. Számos autópályahíd és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében: mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és a dunaújvárosi ártéri Duna-híd, az M0 szentendrei Dunaág-hídja, az M43 Tisza-híd, a Köröshegyi völgyhíd acél változata, az M0 Hárosi Duna-híd, az M6 autópálya Szabényi völgyhídja. és a Vásárosnaményi Tisza-híd. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd acélszerkezetének tervezője. Számos előadást tartott szakmai konferenciákon és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

Nagy András (1973) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. 1998-ban végzett a Budapesti Műszaki egyetemen, diplomamunkáját az Oszakai Műszaki Egyetem hídszerkezetek tanszékén készítette. 1998-tól a Pont-TERV Zrt munkatársa, irányító tervező, majd osztályvezető-helyettes. Fő szakterülete a vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett acél és együttműködő hidak tervezésében is. Részt vett több Duna- és Tisza-híd, mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és a Tiszaugi Tisza-híd, az M7 autópálya betolt vasbeton hídjai tervezésében. A Köröshegyi völgyhíd alépítményeinek, az M6 autópálya Gyűrűsárok völgyhídja és a most épülő Soroksári Duna-ág híd tervezője. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd vasbetonszerkezetének tervezője. Szakmai konferenciákon előadásokat tartott és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

Szabó Gergely (1980) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. tervező mérnöke. Számos híd tervezésében vett részt, mint például az M43 Tisza-híd, M0 Hárosi Duna-híd, M0 Soroksári Duna-híd, Szolnoki gyalogoshíd, Nagykunsági tározó csatorna ívhídja. Levelező doktorandusz a Budapesti Műszaki Egyetem Tartószerkezetek Mechanikája Tanszékén. Fő kutatási területe hídszerkezetek aerodinamikuss problémáinak numerikus és kísérleti vizsgálata. Hazai és nemzetközi konferenciákon tartott előadást és jelentek meg publikációi.

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más

kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotók: Móra Ferenc híd az utolsó simításokkal és a pilonfej nyerges kábelátvezetési részletével építés közben

(A fotókat készítette: Pont-Terv Zrt.)

TARTALOMJEGYZÉK

- 98** Fornay Csaba – Nagy András – Szabó Gergely
**AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC
TISZA-HÍD TERVEZÉSE**
3. SZERELÉS ÉS BEÁLLÍTÁSOK
- 104** Bocskai Zoltán – Polgár László
**AZ EUROCODE 2 ÁLTALÁNOS OSZLOP-
MÉRETEZÉSI MÓDSZERÉNEK ALKALMAZÁSA**
- 114** Vass Viktória – Dr. Lublós Éva – Dr. Horváth László –
Dr. Balázs L. György
**ACÉL-BETON ÖSZVÉRSZERKEZETEK
TERVEZÉSE TŰZTEHERRE**
- 121** **BETONTECHNOLÓGUS SZAKMÉRNÖKI
TANFOLYAM INDUL**
- 122** Dr. Kausay Tibor
**A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMA-
TÁNAK MODELLJEI**
– SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS
3. RÉSZ: AZ ARRHENIUS-FÉLE MODELL
- 128** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Lovas Antal köszöntése 65. születésnapján
Zsömböly Sándor 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

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, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotók: Móra Ferenc híd az utolsó simításokkal és a pilonfej nyerges kábelátvezetési részletével építés közben

(A fotókat készítette: Pont-Terv Zrt.)

TARTALOMJEGYZÉK

- 98** Fornay Csaba – Nagy András – Szabó Gergely
**AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC
TISZA-HÍD TERVEZÉSE**
3. SZERELÉS ÉS BEÁLLÍTÁSOK
- 104** Bocskai Zoltán – Polgár László
**AZ EUROCODE 2 ÁLTALÁNOS OSZLOP-
MÉRETEZÉSI MÓDSZERÉNEK ALKALMAZÁSA**
- 114** Vass Viktória – Dr. Lublós Éva – Dr. Horváth László –
Dr. Balázs L. György
**ACÉL-BETON ÖSZVÉRSZERKEZETEK
TERVEZÉSE TŰZTEHERRE**
- 121** **BETONTECHNOLÓGUS SZAKMÉRNÖKI
TANFOLYAM INDUL**
- 122** Dr. Kausay Tibor
**A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMA-
TÁNAK MODELLJEI**
– SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS
3. RÉSZ: AZ ARRHENIUS-FÉLE MODELL
- 128** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Lovas Antal köszöntése 65. születésnapján
Zsömböly Sándor 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

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

3. SZERELÉS ÉS BEÁLLÍTÁSOK



Fornay Csaba – Nagy András – Szabó Gergely

Az előző két számban megjelent, a híd általános ismertetése (Vasbetonépítés 2011/02) és a mederhíd szerkezeti áttekintése (Vasbetonépítés 2011/3) után a Móra Ferenc híd tervezését és építését bemutató cikk-sorozat a szerelési és beállítási munkák bemutatásával folytatódik. Jelen írásunk a tervező Pont-TERV Zrt. szemszögéből ismerteti az építéstechnológia izgalmas és érdekes kérdéseit. Gondolatban végigkövetjük a hazai hídépítés egyik büszkeségének megvalósítását, melyre méltán lehetnek büszkék kivitelezők és tervezők, de az egész magyar társadalom is, hiszen mertünk újat s nagyot álmodni, amit tett is követett. A sorozat következő, 4. része a széldinamikai vizsgálatokat mutatja be.

Kulcsszavak: építéstechnológia, szabadszerelés, szerelőkocsi, acél hullámgerinc, extradosed, pilon, feszítés, zárás, beállítás.

1. BEVEZETÉS

Szerkezetek tervezésekor a külső szemlélő számára leglátványosabb feladat a statika és a szerkezet kialakítása. Először számolunk, majd kidolgozzuk a részleteket. Van azonban a tervezési folyamatnak egy rejtett, az átlagember számára többnyire láthatatlan, de az elkészült mű szempontjából nélkülözhetetlen, a szerkezeti kialakításokkal szorosan összefüggő szelete, az építéstechnológia tervezése, átgondolása. A szerkezetek szerelési módja visszahat magára a szerkezetre is. Nem elég, hogy végleges állapotban kifogástalan, meg is kell tudni építeni az elképzelt alkotást, biztonságosan, az építési körülményeket figyelembe véve. Természetesen a szereléstechnológia tervezésénél már ismert a kivitelező a maga adottságaival, lehetőségeivel. Ezeket kell összefűzni a műszaki lehetőségekkel és egyéb, az építkezést befolyásoló szempontokkal (1. ábra).

1. ábra: Sokszor a természet is közbeszól...



2. AZ ALÉPÍTMÉNYEK ÉPÍTÉSE

A parti pillérek vízzáró szádfallal védett munkaterületen épültek (2. ábra), a többi pillér rézsűs munkagödör határolással. A méreteihez képest könnyű felszerkezet ellenére, a rendkívül kedvezőtlen alapozási feltételek miatt meglehetősen sok

2. ábra: Partélben lévő pillér építése



3. ábra: Mederhíd szabadszerelése



(partélben lévő pillérnél 2x52 db), és igen hosszú (36,4 – 43,1 m) cölöp lefűrésására volt szükség. Ezen felül a parti pilléreknél a tekintélyes méretű (17,60x30,90x3,50 m), valamint a súlycsökkentés és geometriai adottságok miatt lecsapott konzollal készülő cölöpösszefogó gerenda megépítése jelentett a szokványostól eltérő feladatot. Ahhoz, hogy a sok időt igénylő felszerkezet-építés elindulhasson, a két parti pillérnek mihamarabb állnia kellett. A gyorsítás érdekében a gránit orrköveket utólag, a pillér elkészülte után építették be.

3. SZABADSZERELÉS

A mederhíd felszerkezetének építését legcélszerűbben szabadszereléssel (3. ábra) lehetett megvalósítani. Az átfutási idő csökkentése érdekében a kivitelező Hidépítő Zrt. a két hídág párhuzamos építése mellett döntött. Természetesen a technológiai tervezés kiterjedt az összes építési állapot vizsgálatára. A parti pillérek elkészülte után a pillérek tetején megépültek a vasbeton indítózömkök (4. és 5. ábra), majd mellette két oldalt állványokon további egy-egy zöm. A tényleges szabadszerelés ezután kezdődött. A Doka cég által tervezett és gyártott szerelőkocsi előreállt a megfelelő helyre, majd az 5,00 m hosszú zöm acélszerkezetét egyben emelték a helyére. Az acélszerkezetet a Rutin Kft. gyártotta, majd a helyszínen zömöknként összeállították az erre készült szerelőpadban (6. ábra). A kész elemeket a Tisza partján tárolták (7. ábra). Egy-egy ilyen elem a kereszttartóból és a négy főtartó elemeiből állt az emelés miatt szükséges merevítésekkel és emelőfülekkel, tömegük 14-27 t volt. A parti ág és a mederág első néhány elemét lánctalpas daruval, a mederág többi elemét vízi daruval juttatták a helyére. Az

4. ábra: Indítózöm építése kívülről...



5. ábra: ...és belülről



6. ábra: Az acélszerkezet összeállítópadja madártávlatból



7. ábra: Beemelésre váró acélszerkezet

acélszerkezet pontos geometriai beállítása és a már elkészült szerkezethez történő hegesztése után elkészült az alsó lemez vasszerelése és betonozása. Ezután következett a pályalemez vasszerelése és betonozása, majd a pályakábelek fűzése és feszítése. Ezt követően állt előre a szerelőkocsi a következő zömhöz. A későbbi zömöknél a technológia kiegészült a kívül vezetett kábelek fűzésével és kétütemű feszítésével, valamint az acélszerkezet beállítását követően a kábel iránycsövek beállításával.

Az acélszerkezet tervezése során a szokásos szállítási és emelési kapacitások mellett figyelemmel kellett lenni a hazánkban újdonságnak számító hullámlemez gyártási sajátosságaira (táblaméret, hajlítási sugarak, varratok) is.

A szerelőkocsinak (8. ábra) is igazodnia kellett a szerkezet geometriai és statikai adottságaihoz, a beemelés műveleteihez. A kocsi hidraulikus sajtók segítségével mozgott a szerkezeten, a lekötést Dywidag-rudak biztosították, melyek helyigényét már a híd szerkezet tervezésekor biztosítani kellett. A beemelt acélszerkezetet a kocsi tartotta a helyszíni illesztések elkészültéig, majd az alsó zsaluzatot a már kész acélszerkezetre erősítették.

A szabadszerelés megindulásával párhuzamosan megkezdődött a 22 m magas pilonok építése is. A belül mászható, felfelé szélesedő pilonok vasbeton szerkezetűek. A tömör pilonfejbe (9. ábra) kerültek az extradosed kábelek iránytörését biztosító nyeregszerkezetek. A pilonokat a zsaluzási adottságok miatt hat részletben betonozták, a mászható és tömör részek között előregyártott és beemelt lefedő elemmel. A könnyebb kivitelezés érdekében a pilonokat



8. ábra: Szerelőkocsi a stabilizáló jármokkal

nem a szerelési állapotnak megfelelő ferde helyzetben építették, hanem függőlegesen. Ez azzal járt, hogy a parti zárás előtt a hídágot a megfelelő helyzetbe kellett billenteni.

4. FESZÍTÉSEK

Az extradosed feszítés VSL rendszerű, egyszer extrudált, viaszolt, galvanizált feszítópásmákkal történt. Az egyes pásmákat (37 db kábelenként) egyenként fűzték (10. ábra) és feszítették. Precíz munkavégzést követelt a pásmák adott sorrendben és adott erővel történő megfeszítése. A nyeregszerkezeten történő pásmánkénti, cseppalakú alagutakban történő átvezetés lehetővé teszi a pásmák egyenkénti cseréjét. A két kábelsík 80 cm-re helyezkedik el egymástól a híd tengelyében. Az alsó lehorgonyzási csomópont



10. ábra: Kábelbefűzés

elkészítése mind az acél, mind a vasbeton szerkezet építésénél meglehetősen bonyolult volt, tekintve a jelentős lehorgonyzási erőkre és a szűk helyre. Az acélszerkezet merevítése, varratai az elkészíthetőség határán voltak, így többszöri egyeztetések után alakulhatott ki a végleges megoldás. A vasbeton lehorgonyzótomb legkedvezőbb vasalásának kialakítása is megkövetelte az együttgondolkodást kivitelező és tervező között.

A pályalemezben tapadóbetétes, injektált Dywidag feszítési rendszert alkalmaztak. A rövidebb kábeleket egyoldaról feszítették, míg a hosszabbakat mindkét oldalról. A

9. ábra: Pilonfej a nyerges kábelátvezetéssel





11. ábra: Szabadkábelek a lehorgonyyzótömbökkel

fenéklemez feszítése szabad kábelekkel (11. ábra), Vorspann rendszerrel történt. A feszítőpázmák párhuzamosan futnak a fenéklemezzel, a feszítőerőt a lehorgonyyzótömbök közvetítik a vasbeton lemezbe. A kábelek az acél keresztartókon elhelyezett áttöréseken haladnak keresztül, és itt alakítottuk ki a vízszintes vonalvezetéshez szükséges iránytöréseket is. Ennél a szerkezeti részletnél is rendkívül sűrű és bonyolult a lehorgonyyzótömbök vasalása, ezen felül a tömbökben elhelyezett lehorgonyyzásokat és az acélszerkezetekben lévő iránytörőket igen nagy pontossággal kellett legyártani és elhelyezni. A szabad kábelek befűzése a geometriai adottságok miatt embertpróbáló feladatnak bizonyult.

5. ZÁRÁSOK

A munka gyorsítása miatt a parti zárást a korábbi elképzelésekkel szemben a 17-es parti zömnél készítették. Így a vasbeton

12. ábra: Az elkészült parti zömök



13. ábra: Parti zárásra készülve



végkeresztartó és a 18-as parti zöm (12. ábra) a többi elemtől függetlenül, állványon megépülhetett. Az elkészült hidágak építés közbeni stabilitását segédjármok biztosították a parti felőli nyílásban. Először az 1-es zöm alatt, majd az 5-ös zömnél, végül a parti zárás előtt a 16-os zöm alatt helyezkedtek el a jármok. A billentést hidraulikus sajtókkal, Dywidag-rudas biztosítással végezték. A művelet kényességét jelzi, hogy közel 9000 t tömegű, 165 m hosszú hidágot kellett megmozdítani. A parti zárásnál (13. ábra) az acél elemeket külön-külön emelték be, hét darabban.

A végső mederzárás előtt (14. ábra) az építés során ideiglenesen fixesített sarukat fel kellett oldani, hogy a két hidág összekapcsolása után ne keletkezzenek káros kényszerek

14. ábra: Mederzárás előtt ...



15. ábra: ...és közben



16. ábra: Mederzárás a pilonról szemlélve



a szerkezeten és a sarukon. Egy parti pilléren az öt saruból a két szélsőt fixesítették kalodákkal a szerelés kezdetén, így mind a hosszirányú elmozdulást, mind a függőleges tengely körüli elcsavarodást megakadályozták. A végső zárás előtt ezeket a megfogásokat kellett megszüntetni. A mederzárásnál (15. ábra) az alsó zsaluzat elhelyezése után szintén darabokban emelték be az acélszerkezetet (keresztartó és főtartó elemek), majd a zárózöm acélvázának helyszíni hegesztése után hozzákapcsolták az acélszerkezetet az egyik hídághoz. A másik ág ekkor még függetlenül mozoghatott. Az utolsó összekapcsolandó keresztmetszetenél először az acél főtartó felső öveit hegesztették össze (egyidőben a négyet), majd az alsó öveket. A híd folytonosságát a megerősített négy felső öv, majd az alsó övek jelentették. Aztán elkészülhettek az átlapolt gerincek varratai, s ezzel az acél főtartók szintjén már egy hidunk volt (16. ábra). Az alsó és felső vasbeton lemezek elkészültével, valamint a pályakábelek megfeszítésével befejeződött a zárás folyamata, összekötve ezzel a két partot.

Szintén a gyorsítás érdekében a fenéklemez szabadkábeleinek fűzését és feszítését, a szegélytartók építését, valamint a szigetelés és védőaszfaltozás elvégzését össze kellett hangolni, hogy átfedéssel, vagyis rövidebb idő alatt készülhessenek. Ez rengeteg egyeztetéssel és módosítással járt, de el lehet mondani, hogy a tervező Pont-TERV Zrt. ki tudta szolgálni a kivitelezői igényeket.

6. BEÁLLÍTÁSOK

A teljes építési folyamat alatt kiemelt figyelmet fordítottunk a geodéziai beállításokra és ellenőrzésekre a végleges hidalak, a kívül vezetett kábelek helyzete és hossza, a zárások sikeres kivitelezése érdekében. Külön érdekessége a mérésnek, hogy a szoros határidő miatt nem lehetett mindig megvárni a mérés szempontjából legkedvezőbb időszakokat, az építkezés menete általában megsabta az időpontokat. Ez azt is jelentette, hogy a mért értékeket a hőmérsékleti és egyéb befolyásoló tényezők figyelembevételével kellett feldolgozni, értékelni. Mindenek előtt pedig amiatt is kitüntetett figyelemmel kísértük az említett méréseket, hiszen ezek alapján igazolódott, hogy a szerkezet a statikai számítások során feltételezett és követett módon viselkedik.

Az építkezés kezdetén az alépítmények kitűzése adott munkát a geodétáknak, majd az indítózöm építésével elkezdődött a szerkezet növekedését követő (17. ábra), irányát kijelölő mérési és feldolgozási folyamat, melynek eredményeképpen a mederhíd alakja is jól vizsgázott. A

szerkezet viselkedését, az alakváltozások követését a teljes építési folyamat során a TDV RM2006 program egy erre a célra fejlesztett moduljával számítottuk. Így a szabadszerelés során mindig megkaptuk az aktuális beállítási értékeket, amelyekből a geodéta által mérhető koordinátákat számoltuk. Minden zöm végén az építés során állandósított mérőpontokat helyeztek el, melyek segítségével a beállítások és az ellenőrzések folytak. Az éppen elkészült építési állapotokat referenciamérések során ellenőrizték, és a következő beállításokat az esetleges hibák miatt korrigálták. A hídágak hosszát az acél főtartók átlapolásos illesztésével viszonylag könnyen be lehetett állítani. A megfelelő hossz beállítása a zárások szempontjából is nagyon fontos volt.

A pilonban elhelyezett nyeregszerkezetek (pilononként 2x8 db) egymáshoz képest történő beállítása már a gyártás során megtörtént, térbeli acélszerkezetekkel. Ezek a stabil állások biztosították, hogy beemelés és betonozás közben sem mozdulnak el a nyergek. Izgalmas feladat volt az extradosed kábelek iránycsövének beállítása is, hiszen az eredeti elképzelés szerint a pilonon irányoztak volna kijelölt pontokat, azonban nem volt hozzáférhető műszer, mely ilyen távolságban megfelelően működjön. Végül az iránycső végének állításával kellett az előírt szöget biztosítani. A kábeleket gyártó VSL szokatlanul szigorú tűréseket kívánt meg a kábelek és az iránycsövek vonatkozásában. Az építkezés befejezésével ők csodálkoztak legjobban a kivitelezés pontosságán.

A rendkívül gyenge alapozási viszonyok miatt a süllyedések követése is fontos feladat volt, aminek alapján a szerkezetek végleges magassági beállítása történt. A hatóság előírása alapján a kábelerőket négy helyen mérik beépített mérőműszerekkel.

7. BEFEJEZŐ MUNKÁLATOK

A szegélyek elkészülte után beépültek a fésűs dilatációs szerkezetek és a korlátok, majd az aszfaltozások után próbaterheléssel igazolták, hogy a híd a számítottaknak megfelelően viselkedik. A statikus és a dinamikus próbaterhelés is igazolta a szerkezet számításokban feltételezett működését. A vízelvezetési rendszer megépítése, a belső közlekedés, a díszvilágítás kialakítása az egész híd szempontjából nem tűnnek kiemelt munkának, ennek ellenére a híd építésének szerves részei, magas műszaki színvonalon megoldandó feladatai, hiszen esetleges hiányosságait a híd használói elsőként éreznék. Végezetül a híd környezetének helyreállítása is elkészült, miáltal az új átkelő a lehető legharmonikusabban belesimul a tájba, hogy ezután együtt éljen vele.

17. ábra: A két összehozandó hídág





18. ábra: Utolsó simítások a Móra Ferenc hídon

8. ÖSSZEFOGLALÁS

A feladat újdonságából adódóan mind az előkészítés, mind a gyártás és kivitelezés során az összes résztvevőnek tudása és lelkesedése legjavát kellett nyújtania, hogy a megálmodott mű ne csak a kontinens-elsőségével, de a megvalósulás körülményeivel is kiérdemelje a megbecsülést. Azt gondoljuk, nem kell szégyenkezni sem nagyapáink, sem unokáink előtt, de a napjainkban oly sokat emlegetett együttműködés is példaértékű volt a hid születése körül szorgoskodók között. Ennek a sokrétű együttgondolkodásnak is köszönhető, hogy a kivitelező Hidépítő, a gyártó Rutin és a tervező Pont-TERV egymást segítve, egymást kiegészítve volt képes megoldani az építés alatt jelentkező nehézségeket. A közös munka eredménye a magas műszaki színvonal, de ehhez kellett a felek rugalmassága és igényessége is, mellyel a várt és váratlan helyzetekre válaszoltak. Bár a szerelés és beállítások egyes elemei nem voltak ismeretlenek, a Móra Ferenc Tisza-híd tervezése és építése kétségkívül új volt mindannyiunk számára. Büszkén nézhetünk vissza a megvalósítás időszakára. A munka több volt műszaki feladatnál: HÍD épült, nem is akármilyen, nem is akárhogyan.

DESIGN OF THE MÓRA FERENC BRIDGE OVER THE RIVER TISZA Csaba Fornay – András Nagy – Gergely Szabó

The article is the third piece of the series introducing the Móra Ferenc bridge the first European bridge which combines the corrugated steel web and extradosed system. This part is about the erection and the adjustments. Many new innovations were applied in order to get the new construction accomplished. For example the corrugated steel web and its connections, the leading of extradosed cables across the top of the pylons with saddle systems and anchorages of these cables. The bridge was built with free cantilever

method. Tilting the bridge branches before closing the side span, the midspan closure and the geometrical adjustment of the segments were all great challenges. Designers and constructors can both be proud of this new bridge.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. Fő szakterülete az acélhidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett vasbeton hidak és együttműködő hidak tervezésében is. Számos autópályahíd és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében: mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és a dunaújvárosi ártéri Duna-híd, az M0 szentendrei Dunaág-hídja, az M43 Tisza-híd, a Köröshegyi völgyhíd acél változata, az M0 Hárosi Duna-híd, az M6 autópálya Szebényi völgyhídja. és a Vásárosnaményi Tisza-híd. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd acélszerkezetének tervezője. Számos előadást tartott szakmai konferenciákon és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

Nagy András (1973) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. 1998-ban végzett a Budapesti Műszaki egyetemen, diplomamunkáját az Oszakai Műszaki Egyetem hídszerkezetek tanszékén készítette. 1998-tól a Pont-TERV Zrt munkatársa, irányító tervező, majd osztályvezető-helyettes. Fő szakterülete a vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett acél és együttműködő hidak tervezésében is. Részt vett több Duna- és Tisza-híd, mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és a Tiszaugi Tisza-híd, az M7 autópálya betolt vasbeton hídjai tervezésében. A Köröshegyi völgyhíd alépítményeinek, az M6 autópálya Gyűrűsárok völgyhídja és a most épülő Soroksári Duna-ág híd tervezője. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd vasbetonszerkezetének tervezője. Szakmai konferenciákon előadásokat tartott és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

Szabó Gergely (1980) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. tervező mérnöke. Számos híd tervezésében vett részt, mint például az M43 Tisza-híd, M0 Hárosi Duna-híd, M0 Soroksári Duna-híd, Szolnoki gyalogoshíd, Nagykunsági tározó csatorna ívhídja. Levelező doktorandusz a Budapesti Műszaki Egyetem Tartószerkezetek Mechanikája Tanszékén. Fő kutatási területe hídszerkezetek aerodinamikuss problémáinak numerikus és kísérleti vizsgálata. Hazai és nemzetközi konferenciákon tartott előadást és jelentek meg publikációi.

AZ EUROCODE 2 ÁLTALÁNOS OSZLOPMÉRETEZÉSI MÓDSZERÉNEK ALKALMAZÁSA



Bocskai Zoltán – Polgár László

Összehasonlítjuk az Eurocode által felkínált vasbeton oszlopméretezési módszereket és felhívjuk a figyelmet az általános nemlineáris méretezési eljárásra. Az általános nemlineáris számításokhoz a STAB 2D-NL, az ABACUS STUR és az ANSYS programrendszereket használtuk fel. Az összehasonlító számításoknál kiemeltük a kúszás és a karcsúság hatását, és nagy figyelmet fordítottunk a szilárdsági és stabilitási tönkremenetek különbségére. A méretezési módszerek összehasonlítása után az általános módszert felhasználva egy térbeli, összekapcsolt oszloprendszert vizsgáltunk meg és hasonlítottuk össze a kézi számítási módszerek eredményeivel. Megdöbbentő volt az adott terhelés mellett, a különböző számítási módszerek által szolgáltatott hosszanti vasmennyiségek közötti eltérés. Bizonyos esetekben az általános nemlineáris számítással akár harmadannyi méretezett hosszanti acélbetéttel is megfelelt a szerkezet a névleges merevségen és névleges görbületen alapuló módszerekhez képest.

Kulcsszavak: oszlopok, nemlineáris számítás, kapcsolt pillérek, térbeli modell

1. BEVEZETÉS

A magyarországi gyakorlatban az 1950-es évektől kezdve pár évtized után váltották egymást az egyes gyakorlatban alkalmazott oszlopméretezési eljárások, elvek. Az Eurocode bevezetésével azonban nem kapunk egyértelmű megfogalmazást a méretezéssel kapcsolatban, hanem tág határok között, különböző méretezési eljárások közül választhatunk. A nemzeti melléklet megfogalmazása alapján vasbeton oszlopok erőtani vizsgálatára három különböző módszert használhatunk: a névleges merevségen alapuló módszert, a névleges görbületen alapuló módszert és az általános módszert. A két előbb említett módszer nem, vagy csak korlátozottan tudja figyelembe venni a vasbeton oszlopok alakváltozásainak, igénybevételeinek és merevségeinek szoros kapcsolatát. Ez a tény az elkülönített oszlopmodell elnevezésből is következik. A témával az elmúlt időszakban sokan foglalkoztak, ezek eredményeit figyelembe vettük (Szalai (2009), Farkas, Huszár, Kovács, Szalai (2006), Kollár (2003)). A sarkalatos különbség az általános és a másik két módszer között az, hogy az általános módszerben, ha a szerkezeti anyagok tervezési anyagmodelljeit definiáltuk a számításhoz, amire az Eurocode lehetőséget ad, továbbá eleve vasbeton keresztmetszeteket definiálunk a hosszanti acélbetétekkel, akkor a tervezési teherbírás az lesz, amit még ilyen formán a szerkezet elbír. A másik két módszerhez ezzel ellentétben, először rugalmas alapon a betonkeresztmetszetekből kell kiszámolni az elsőrendű igénybevételeket, majd ezeket kell a névleges merevség, illetve görbület függvényében megnövelni, és erre a megnövelt igénybevételre a keresztmetszet méretezett hosszanti vasmennyiségét meghatározni. Érezhető a két elv közötti szemléletbeli különbség. Jelen értekezés lényege az, hogy először egyedülálló, adott előre definiált keresztmetszetű oszlopok teherbírását állapítsuk meg a három módszerrel. Ezeket felül egy térbeli modellt is megvizsgálunk, ahol a két vízszintes irányú terhelésnek alávetett csarnokszerkezet

méretezett hosszanti vasmennyiségeit határozzuk meg a három különböző módszer alapján.

2. ALAPELVEK

Az általános módszer nemlineáris erőtani vizsgálaton alapul, mely a geometriai nemlinearitást is magában foglalja. A beton és az acél esetén a globális vizsgálatra alkalmas feszültség-alakváltozás görbéket kell használni. A kúszás hatását figyelembe kell venni. A tervezési értékeken alapuló feszültség-alakváltozás diagramok alkalmazása esetén, mint ahogy azt említettük, a teherbírás tervezési értéke közvetlenül az erőtani vizsgálatból adódik.

Ezért a $\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$ összefüggésben

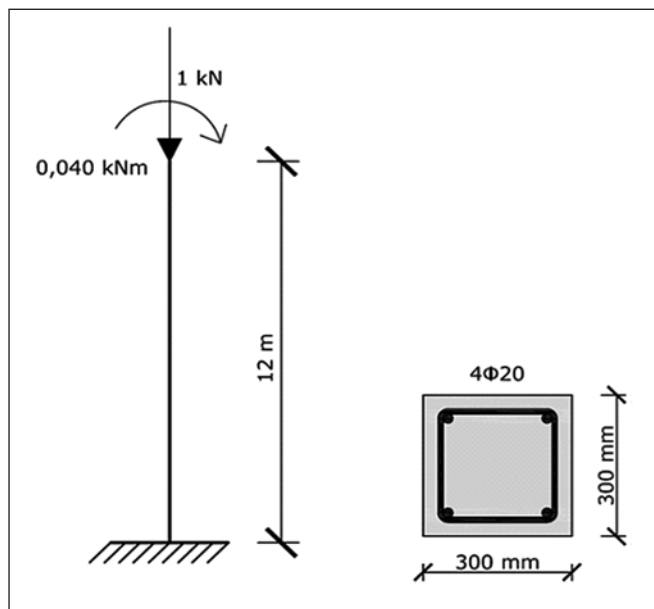
és a k értékre vonatkozó összefüggésben,

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{cm}},$$

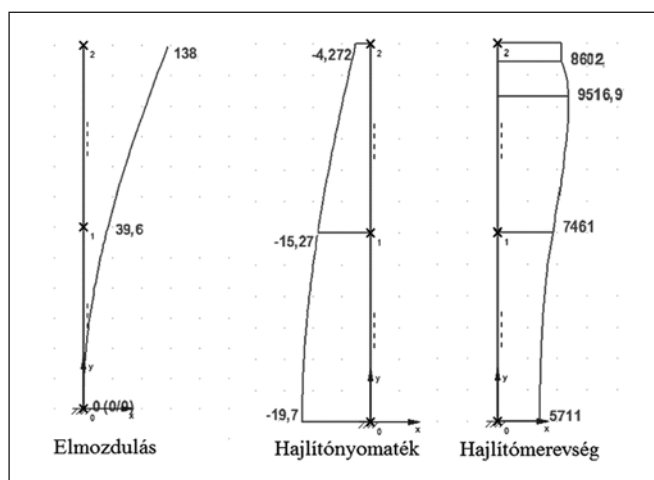
az f_{cm} -et a nyomószilárdság f_{cd} tervezési értékével, míg az E_{cm} -et az $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ értékkel kell helyettesíteni.

Az η az alakváltozás és a szilárdsághoz tartozó alakváltozás aránya. γ_{CE} ajánlott értéke 1,2 (MSZ EN 1992-1-1 (2004)). Pontosabb modellek hiányában a kúszás hatását úgy vehetjük figyelembe, hogy a beton feszültség-alakváltozás diagramjának minden alakváltozási értékét – a lineáris kúszási elméletnek megfelelően – $(1 + \varphi_{ef})$ tényezővel megszorozzuk, ahol φ_{ef} a hatékony kúszási tényező.

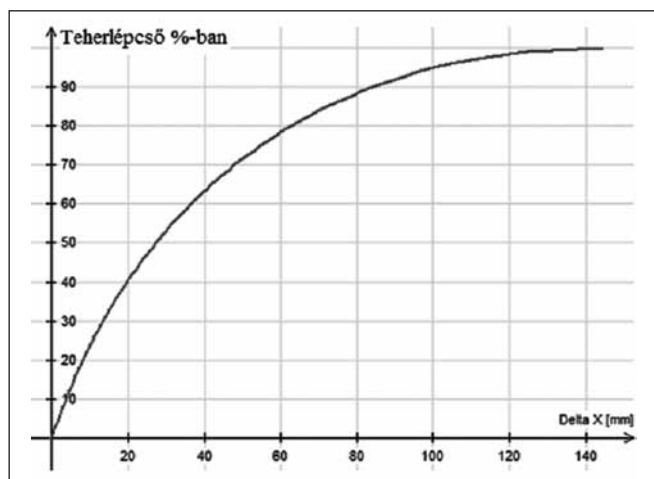
A betonacél anyagmodellje a már megszokott bilineáris vagy a lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny változat lehet. A nemlineáris számítást nagyban befolyásolják a geometriai imperfekciók. A számításoknál ezt a szabványos helyettesítő imperfekciós terhekkel vettük figyelembe.



1. ábra: A statikai váz és a keresztmetszet (S500B, C30/37)



2. ábra: Az ábrán az eredő elmozdulás [mm], hajlítónyomaték [kNm] és a hajlítómerevség [kNm²] látható

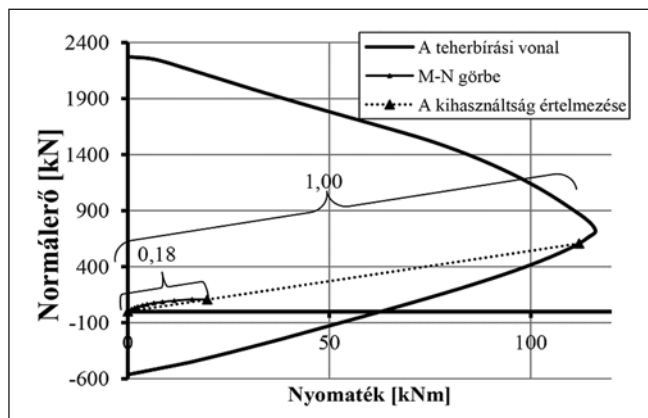


3. ábra: Az ábrán a felső keresztmetszet teherlépcsőkhöz tartozó vízszintes eltolódása látható

3. SZÁMÍTÁSOK, ÖSSZEHASONLÍTÁS

Tekintsük az 1. ábrán látható oszlopot. Legyen alul befogott, fent kilengő és elméletileg központosan nyomott. Ebben az esetben az alkalmazott imperfekció értéke:

$$\frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{24m}{2} = \frac{1}{600} \cdot 24m = 40mm$$



4. ábra: A kihasználtság értelmezése és az M-N görbe

Így a normálterő teherbírás az 1. ábrán látható oszlophoz $N=106,8 \text{ kN}$ -ra adódik az általános módszert felhasználva (a 2. ábrán látható az elmozdulások, hajlítónyomatékok és hajlítómerevségek alakulása az általános módszerrel). A névleges merevségen alapuló módszer: 47 kN -t a névleges görbületen alapuló módszer: 67 kN -t ad meg a teherbírásra. A többletteherbírása az általános módszernek a névleges merevségen alapuló módszerhez képest 127% , a névleges görbületen alapuló módszerhez képest 59% .

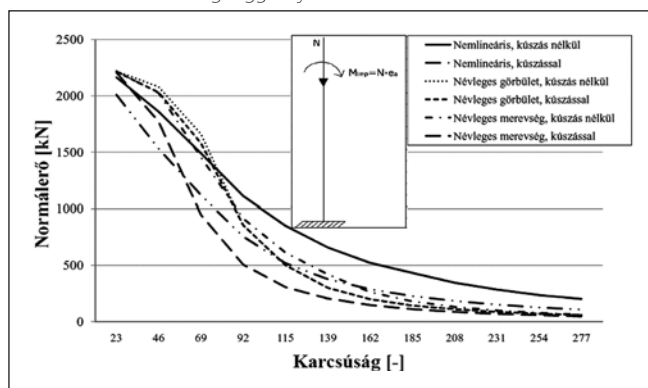
Az általános módszert a STAB 2D-NL program segítségével alkalmaztuk, ami Pfeiffer (2004) munkájára épül. A 3. ábra mutatja az erő- vízszintes eltolódás ábrát a felső keresztmetszetben. Látható, hogy mivel stabilitási tönkremenetelről van szó, a teherbírás végértékénél az érintő vízszintes. A 4. ábra mutatja a nyomaték-normálterő görbét és a stabilitási tönkremenetelhez tartozó értékpárt, továbbá tönkremenetelkor értelmezett kihasználtságot a szilárdsági tönkremenetelhez képest.

Az előbb ismertetett példát futtattuk le többször a STAB 2D-NL programmal különböző paramétereket változtatva és hasonlítottuk össze a névleges merevségen, illetve a névleges görbületen alapuló módszerek eredményeivel. A változtatott paraméterek a kihajlási hossz, a betonszilárdság, a függőleges normálterő bizonyos százalékában megadott felső csomópontokra koncentrált vízszintes erő és a hatékony kúszási tényező voltak.

4. A PARAMÉTERES SZÁMÍTÁSOK EREDMÉNYEI

A különböző futtatások eredményeit az elkövetkezendő oldalakon közöljük. A keresztmetszet minden esetben a már említett 300 mm oldalhosszúságú négyzet és a benne elhelyezkedő $4\Phi 20$, S500B betonacél. A 5. ábrán az elméletben központosan nyomott – de imperfekciós nyomatékokkal terhelt

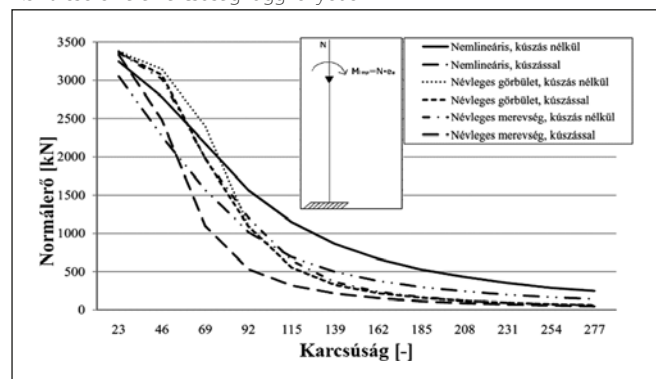
5. ábra: Elméletileg központos nyomáshoz tartozó teherbírás C30/37 és $4\Phi 20$ esetén a karcsúság függvényében



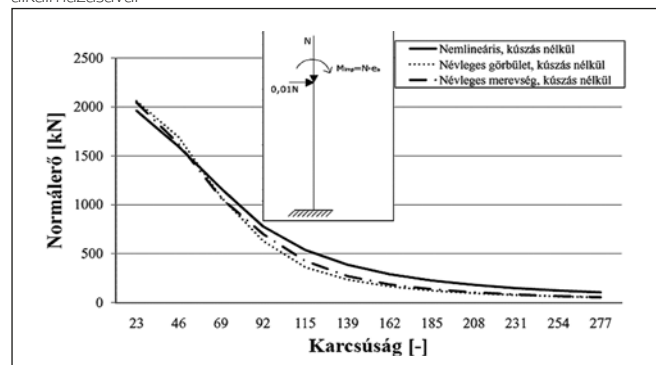
– eset eredményei láthatóak, a három méretezési módszerrel, C30/37, $\varphi_{ef}=0$ és $\varphi_{ef}=2,13$ esetén, a karcsúságot (azaz a hálózati hosszat) változtatva. A diagram huszonegy darab futtatás, illetve számítás eredményét tartalmazza módszerenként.

A STAB 2D-NL program a kúszást az MSZ EN 1992-1-1 5.8.6. fejezetének 4. bekezdése szerint veszi figyelembe. A névleges merevségen és a névleges görbületen alapuló módszer pedig az ismert módokon. Körülbelül 90-es karcsúság felett mindkét esetben, azaz kúszással vagy kúszás nélkül is az általános módszerre épülő nemlineáris számítás adja a legnagyobb teherbírást. A névleges görbületen alapuló módszernek a kúszást figyelembe vevő számítása csak 23-as és 92-es karcsúságok között ad minimális eltérést a kúszást elhanyagoló számításhoz képest (5. ábra). Ez annak köszönhető, hogy a névleges görbület módszerének a másodrendű külpontosság kúszás hatását figyelembe vevő módosító tényezője a C30/37 körüli betonszilárdság és 80-nál nagyobb karcsúság esetén már elhanyagolja a kúszás hatását. 100-nál nagyobb karcsúságok esetén a másodrendű külpontosságot a kúszás hatására megnövelő tag csak nagyszilárdságú betonok esetén jelentkezik. A képlet háttérre és az, hogy a kúszás a nagy karcsúságoknál már nem okoz jelentős teherbírás csökkentést

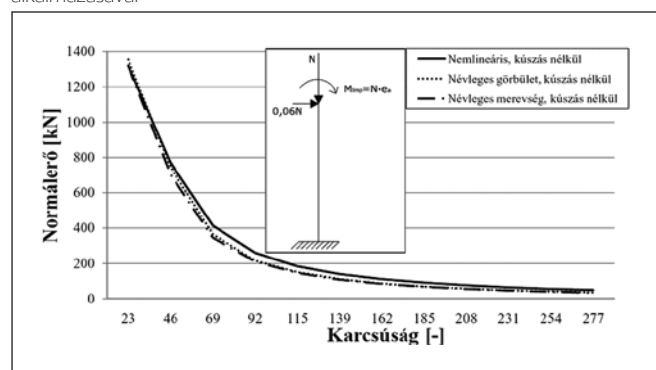
6. ábra: Elméletileg központos nyomáshoz tartozó teherbírás C50/60 és 4020 esetén a karcsúság függvényében



7. ábra: $H=0,01N$ vízszintes oldalero esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával



8. ábra: $H=0,06N$ vízszintes oldalero esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával

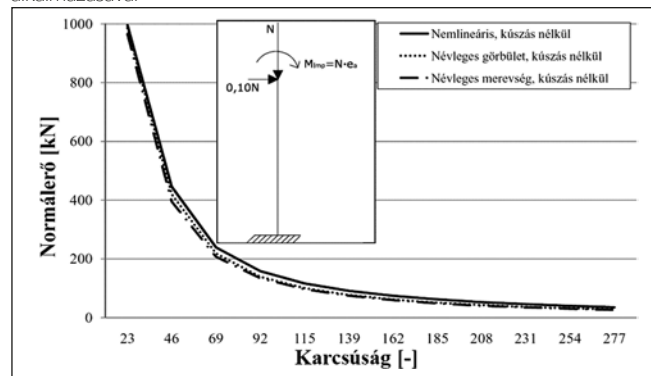


– bizonyos esetekben – valószínűleg annak köszönhető, hogy a tönkremenetel már olyan alacsony teher szinten bekövetkezik, hogy a kúszás kedvezőtlen hatása ennek következtében már nem jelentkezik. A névleges merevségen alapuló módszer, kúszást figyelembevevő és azt elhanyagoló számítása a vizsgált legnagyobb karcsúságok esetén szintén nem ad számottevő különbséget az előbb említett okok miatt. Az általános nemlineáris számítás 92-es karcsúság alatt kevesebb teherbírást ad meg, mint a másik két módszer, figyelembe véve a kúszást, illetve akkor is, ha azt elhanyagoljuk (5. ábra).

A 6. ábra eredményei a megelőzőhöz hasonló számításból adódtak, csak a betonszilárdság C50/60, és a hatékony kúszási tényező – a kúszást is figyelembe vevő számításoknál – $\varphi_{ef}=1,53$ volt. Az eredmények ugyanazt a tendenciát mutatják, mint a megelőző esetben, ezért elmondhatjuk azt, hogy a nemlineáris általános számítási mód, központos nyomás esetén, ha a kúszást figyelembe vesszük, illetve elhanyagoljuk, akkor is körülbelül 90-es karcsúság felett akár többszörös normálerő teherbírást adhat, mint a másik két módszer. De ezzel együtt 90-es karcsúság alatt a nemlineáris számítási mód adta a már számottevően kisebb normálerő teherbírást (6. ábra).

A következő számításoknál – amikor szintén az alul befogott, felül kilengő oszlopot vizsgáljuk – az imperfekciós nyomaték és a normálerő mellett a felső csomópontot a normálerő bizonyos hányadában meghatározott vízszintes erő is terheli. Ezeknél a számításoknál – a megelőző diagramok tapasztalatai miatt – a kúszást elhanyagoltuk, hogy az összehasonlítás egyértelmű legyen. A 7. ábrán látható esetben a vízszintes erő a normálerő 1%-a. Így a nemlineáris számítás körülbelül 60-as karcsúság felett már számottevően nagyobb teherbírást ad, mint a másik két módszer. 200-as karcsúság felett pedig akár a teherbírás kétszeresét is. 60-as karcsúság alatt viszont az általános módszer adja a legkisebb teherbírást, de ez csak körülbelül 4-5%-kal kisebb, mint a másik számítások eredményei. A 8. ábrán látható az az eset, amikor a vízszintes erő a függőleges erő 6%-a. Ekkor mindig – egy esetet (a legkisebb vizsgált karcsúságot) kivéve – az általános módszer adta a legnagyobb teherbírást. Kisebb karcsúságok esetén az eltérés 5% körülire, a nagyobb karcsúságok esetén 30%-ra adódott. A következő vizsgált eset – ami a 9. ábrán látható – az volt, amikor a vízszintes erő a függőleges erő 10%-a. Ebben az esetben már minden vizsgált karcsúság esetén a nemlineáris módszer adta a legnagyobb teherbírást, de az eltérések már kisebbek lettek. Kisebb karcsúságok esetén 3-5%, nagyobb karcsúságok esetén 20-25% volt a teherbírások közötti eltérés. A tendenciából arra lehet következtetni, minél nagyobb az oldalero aránya, annál inkább a hajlítás hatása lesz domináns, és így ha megfigyeljük az 5., 7., 8. és 9. ábrákat, láthatjuk, hogy a különbségek a teherbírásban a három

9. ábra: $H=0,1N$ vízszintes oldalero esetén a teherbírás C30/37 és 4020 alkalmazásával



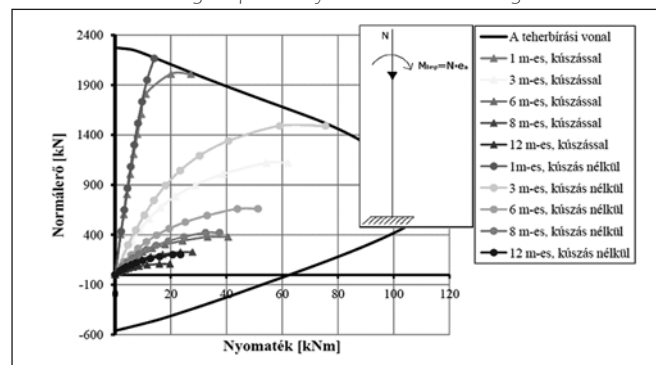
módszerrel számolva egyre csökkennek. Általánosságban kijelenthetjük, hogy körülbelül 60-as karcsúság felett minden vizsgált esetben a nemlineáris számítás adta a legnagyobb teherbírást. 120 feletti karcsúság esetén igen jelentős mértékű volt az általános számítás teherbírásának többlete a másik két módszerhez képest. Ez a többlet a számolt esetekben 30-300%-ig terjedő mértékben mozgott. Szemléltetésként érdemes elmondani, hogy a vizsgált 300 mm oldalhosszúságú négyzet keresztmetszetű kilengő oszlop már 2,6 méteres hálózati hossz esetén 60-as karcsúságú.

A számítási módszerek elméleti eltérése – ahogy azt már említettük – abban áll, hogy míg az általános nemlineáris számításnál egy adott vasalású szerkezetnél a tönkremeneteli terhet kerestük, ami stabilitási tönkremenetel is lehet, addig a kézi, közelítő képletek egyfajta fordított elven dolgoznak, azaz az adott igénybevételre keresik a megfelelő vasalást, amit az elsőrendű igénybevételek megnövelésével állapítanak meg. Az utóbbi eljárások közelítő volta a merevségek, igénybevételek és alakváltozások összefüggésének elhanyagolásából, közelítéséből ered.

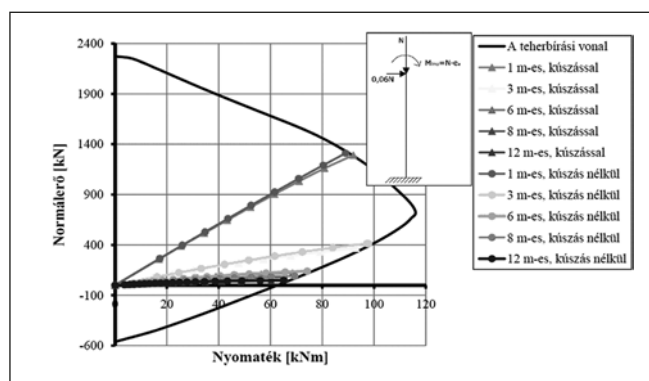
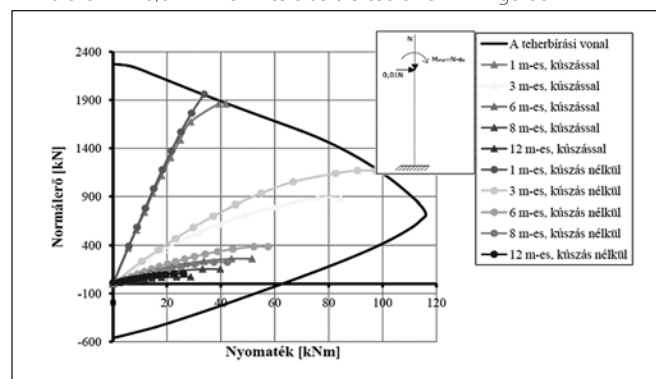
A következő vizsgálatokkal azt szeretnénk megmutatni, hogy az előző példákban kiragadott néhány esethez milyen nyomaték-normálerő görbe tartozik, ameddig elérjük a maximális normálerő teherbírás értékét az adott kialakításnál. Ezeknél a kiragadott oszlophosszakhoz tartozó eseteknél a kúszás figyelembe vételéhez tartozó görbéket is előállítottuk. A görbéket a STAB 2D-NL eredményeiből határoztuk meg. Ezek az ábrák látható annak a jelentősége, hogy karcsú oszlopok központos nyomása esetén előbb érjük el a stabilitási tönkremenetelt, mint a szilárdságit. Ezzel hozható ellentétbe a névleges másodrendű nyomaték, aminek értékével az elsőrendű nyomatékot a kézi számítás során megnöveljük, és az oszlopot szilárdságilag ellenőrizzük. Ezért lehetséges az, hogy ezt névleges másodrendű nyomatéknak nevezzük.

A 10. ábra az elméletileg központosan, tisztán nyomott – imperfekciós nyomatékokkal terhelt – esethez tartozó görbéket ábrázolja. Az 1 méteres oszlophoz tartozó görbénél látható, hogy a kúszás hatása minimális. A maradék vizsgált

10. ábra: Elméletileg központos nyomás esetén az M-N görbék



11. ábra: $H=0,01N$ vízszintes oldalero esetén az M-N görbék



12. ábra: $H=0,06N$ vízszintes oldalero esetén az M-N görbék

oszlophosszaknál a kúszás hatása jelentősebb. Ebben az esetben, ahogy azt már az imént is említettük, a nagyobb oszlophosszak esetén a stabilitási tönkremenetel a mértékadó. Ez abból látszik, hogy az M-N görbék maximális normálerőnél értelmezett érintője vízszintes, és a görbe nem éri el a teherbírasi vonalat. Amikor a kúszást elhanyagoljuk, akkor nagyon karcsú oszlopok esetén a teherbírás akár a duplája is lehet, a kúszást figyelembe vevő esethez képest, ha a kúszást a már említett MSZ EN 1992-1-1 5.8.6. fejezetének 4. bekezdése szerint alkalmazzuk. Ahogy azt az előző számítási eredmények kiértékelésénél beláttuk, az Eurocode névleges merevségre és névleges görbültre alapozott módszerében a kúszás hatásának figyelembevétele nem okoz ekkora teherbírás csökkenést, mint jelen esetben (5., 6., 10. ábra).

A 11. ábrán, a vízszintes és a függőleges erő aránya 1%. Az eredmények alakulása az előző vizsgált esethez hasonló. A 12. ábra a 6%-os vízszintes/függőleges erőhöz tartozó kialakítás eredményeit mutatja. Ennél az esetenél a tönkremenetel szilárdsági tönkremenetel, mivel az M-N görbék érintője sehol sem lesz vízszintes, hanem előbb érjük el a teherbírasi vonalat. A kúszás hatása ennél az esetenél jelentéktelen a teherbírás szempontjából.

Ezek az eredmények egybevágnak azokkal az eredményekkel, amikben a különböző kialakításokat vizsgáltuk, azaz minél nagyobb a vízszintes erő aránya, annál inkább a szilárdsági tönkremenetel a domináns, és a kúszás hatása egyre jelentéktelenebb (12. ábra). Ezek a hatások okozhatják azt, hogy a névleges görbületen, illetve névleges merevségen alapuló módszerek teherbírasi eredményei egyre kevesebb eltérést adnak az általános módszer teherbírasi eredményeihez képest, a minél nagyobb vízszintes/függőleges erő arány esetén.

5. A FELÉPÍTETT ANSYS MODELL

Az ANSYS 3D-s végelemek tartalmazó kontinuum modellel a STAB 2D-NL program eredményeinek verifikációja érdekében készítettük el. A felépített ANSYS modellel kísérletekkel validáltuk tekintettük Wolanski (2004) és Kachlakev (2001) munkája alapján. A vasbeton viselkedését a SOLID65 elemmel lehet modellezni az ANSYS programrendszerben. Ehhez szükség van lineáris izotrop anyagmodell, illetve multilineáris izotrop anyagmodell definiálására. Az ANSYS így a von Mises tönkremeneteli kritériumot használja, figyelembe véve a William és Warnke (lásd Wolanski (2004-ben)) féle beton tönkremeneteli módokat, felületet.

Az ANSYS modellhez szükséges anyagi paramétereket az 1. táblázat tartalmazza. A definiált anyagmodellekben a már említett tervezési értékeket vettük alapul, hogy a szerkezet teherbírása közvetlenül a nemlineáris számítás eredményéből adódjon. Az anyagi paraméterek között szerepel egy

1. táblázat: Az ANSYS-ban definiált anyagi paraméterek

Anyagmodell szám	Anyagi tulajdonságok		
1. Beton	Lineáris izotróp		
	EX	27364 N/mm ²	
	PRXY	0,2	
	Multilineáris izotróp		
		alakváltozás	feszültség
	1. pont	0.00028	7.6619
	2. pont	0.0005	11
	3. pont	0.001	16.5
	4. pont	0.0015	19
	5. pont	0.002	20
	6. pont	0.0035	20
	Beton		
2. Betonacél	Nyír. Tov. Zárt	1	
	Nyír. Tov. Rep.	0,2	
	Húzószil.	1. 352 N/mm ²	
	Nyomószil.	20 N/mm ²	
	Lineáris izotróp		
	EX	200000 N/mm ²	
	PRXY	0,3	
	Bilineáris izotróp		
	Folyási fesz.	434,8 N/mm ²	
	Tang. Mod.	20 N/mm ²	

egytengetű nyomófeszültség–alakváltozás diagram, amelynél a kezdeti érintő meredeksége meg kell, hogy egyezzen a definiált kezdeti rugalmassági modulussal (13. ábra). A modellezés során az Eurocode 2 általános beton anyagmodelljét használtuk a 13. ábrán látható pontokkal közelítve. Az ANSYS használata ilyen anyagmodell kialakítás esetén nem teszi lehetővé azt, hogy ennek a definiált diagramnak bármely pontjában meghúzott érintőjének meredeksége negatív legyen. A kúszás hatását a verifikációs modellben elhanyagoltuk. A betonacélhoz tartozó anyagmodell a hosszanti vasbetéteket és kengyeleket modellező BEAM188 elemhez szükséges a 3D-s kontinuum modellben (lineárisan rugalmas, tökéletesen képlékeny).

A beton nyomásra történő tönkremenetelének, azaz az összemorzsolódásnak ilyen alapon történő modellezése esetén, a nagy elmozdulások figyelembevétele mellett numerikus instabilitásokat, konvergencia problémákat eredményez a futtatás az említett források és saját tapasztalatok alapján. A teherbírás ilyen módon jóval alacsonyabbra adódik, mint a várt, mert az összemorzsolódásra tönkrement elemek kiesnek a modell számításából, ezért a beton összemorzsolódásához tartozó tönkremeneteli módot kikapcsoltuk a modellben. A futtatott modellek esetén a tönkremenetelt a beton berepedése és a betonacélok megfolyása következtében kialakuló deformációk jelentették.

Az ANSYS-ban vizsgált vasbetonoszlop hossza 3 méter, a keresztmetszete 300 mm oldalhosszúságú négyzet. A SOLID65-

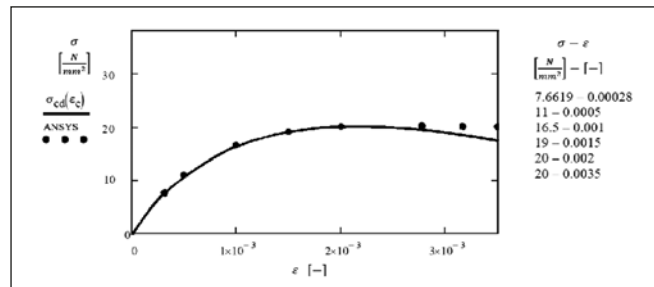
ös elemről – aminek nyolc csomópontja van és mindegyik csomópontjának három szabadságfoka, és figyelembe tudja venni a képlékeny deformációt, a berepedést három egymásra merőleges irányban – kocka alakú végelemeket állítottunk be. A kockák élhosszát 50 mm-nek definiáltuk. Így a 3 méteres oszlop 2160 darab kocka alakú végelemet tartalmazott a beton modellezésére. A keresztmetszet sarkaitól mérve 50-50 mm-re tettük be a BEAM188-as elemek felhasználásával a vasbetéteket, amelyeknek hosszát 50 mm-re állítottuk be, így a beton modellezésére berakott kocka alakú végelemekkel közös csomópontok adódtak. Az ilyen módon bevitt keresztmetszetben lévő négy darab hosszvas átmérője egyenként 20-20mm a 3D-s kontinuum modellben úgy, mint ahogy a STAB 2D-NL rúdszerkezeti program részletesen közölt számítási eseteiben a keresztmetszet. Az oszlop legfelső pontjaiban – ahol a függőleges és vízszintes erőt tettük az oszlopra – keresztirányú vasalásra is szükség volt a felhasadások miatt, hogy az oszlop az erőbevezetés helyén ne menjen tönkre, ezért az oszlopba kengyeleket is elhelyeztünk 300 mm-ként 10 mm-es átmérővel. Ez a kengyeltáv nagyobb, mint a szerkesztési szabályokban megengedett, de ez a modell viselkedését globálisan nem befolyásolja, mivel az oszlopra rávitt vízszintes teherből adódó nyíróerőt a betonkeresztmetszet méretezett nyírási vasalás nélkül is képes lenne elviselni.

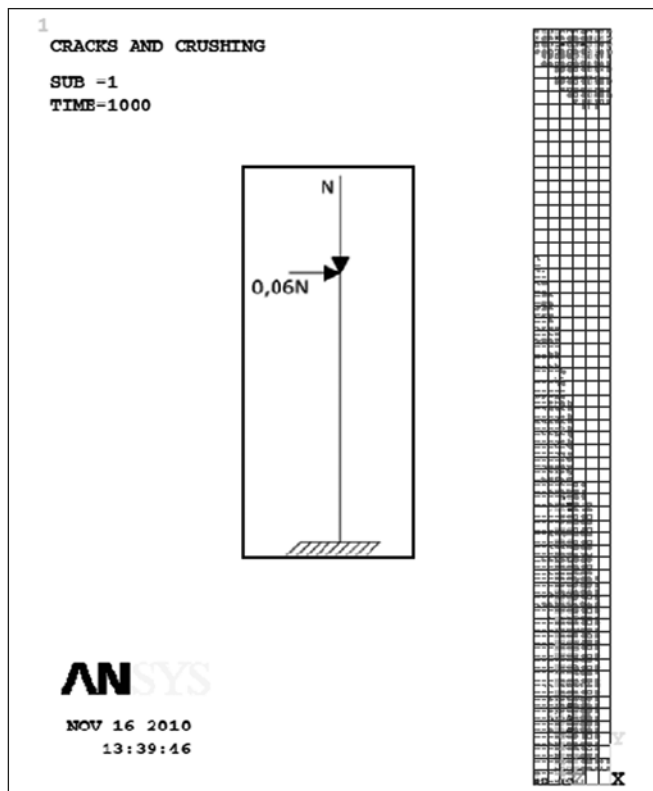
A modellezés során az oszlop alsó keresztmetszetéhez tartozó csomópontjainak mindhárom elmozdulás komponensét nullára állítottuk be, modellezve ezzel a befogást. A normálerőt az oszlop tetején a legfelső keresztmetszetben lévő csomópontokra osztottuk szét a peremen található csomópontokat kihagyva, a vízszintes erőt is hasonlóan a csomópontokra koncentráltuk. Az erők ilyen módon való definiálása a felszínen lokális tönkremenetelt nem eredményezett, csak az erőbevezetés környezetében váltak szükségessé a már korábban említett kengyelek. A vízszintes és függőleges erők hányadát fixen tartva 6%-on, a normálerő teherbírás 455 kN-ra adódott 27,5 kN vízszintes terhelés mellett az ANSYS, illetve a STAB 2D-NL programban is, annak ellenére, hogy a két fajta modellben az anyagmodelleket minimálisan eltérő módon átdefiniálták az előzőekben ismertetettek szerint.

A SOLID65 elem az ANSYS-ban, mint említettük, tudja kezelni a beton berepedését. Az elem három felrepedési irány kezelésére képes. Ezt az ábrákon a repedés síkjában feltüntetett körrel jelzi. A 14. és 15. ábra mutatja az oszlop repedéseit. Látható, hogy a húzott oldalon a hajlítási repedések a dominánsak. Az oszlop alsó befogási keresztmetszetének környezetében a nyomott oldalon a hajlítás síkjával párhuzamos felhasadások jelentkeznek, amik jelzik, hogy ez tekinthető a végső tönkremeneteli állapotnak. Fontos megjegyezni, hogy mivel a befogási keresztmetszetben a csomópontok mindhárom elmozdulás komponense zérus, ezért ebben a keresztmetszetben nem alakul ki a nyomott oldalon az előbb említett felhasadó repedés, mert a tönkremeneteli felület belsejében maradunk a térbeli feszültségállapot kialakulása miatt. A felső oszlopszakaszon, ahol az erőbevezetés van, az eredő erőnek megfelelően az a felső beton rész megpróbál lerepedni – ezért úgy alakulnak ki a repedések, ahogy az a 15. ábrán látszik – de a kengyelezés és a hosszanti acélbetétek megakadályozzák azt.

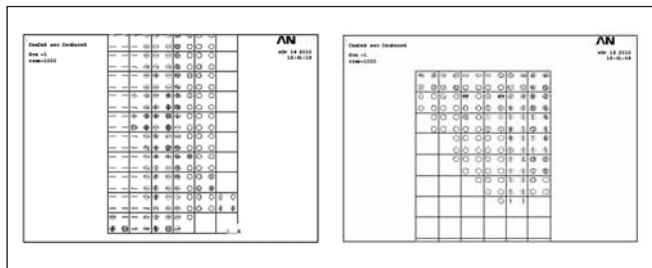
A 16. ábrán fel vannak tüntetve a STAB 2D-NL program betonfeszültségei is. Látható az egyezés a két ábra között, eltekintve attól, hogy a rúdszerkezeti program nem veszi figyelembe az erőbevezetés lokális hatását, illetve a befogásban a keresztirányú elmozdulások megakadályozását, ahogy azt a 3D-s kontinuum modell az ANSYS-ban teszi. A felső szakaszon a nyomófeszültség 4,85 N/mm², ezt kell összehasonlítaniunk

13. ábra: Az ANSYS-ban definiált beton anyagmodell a fekete pontok jelzik

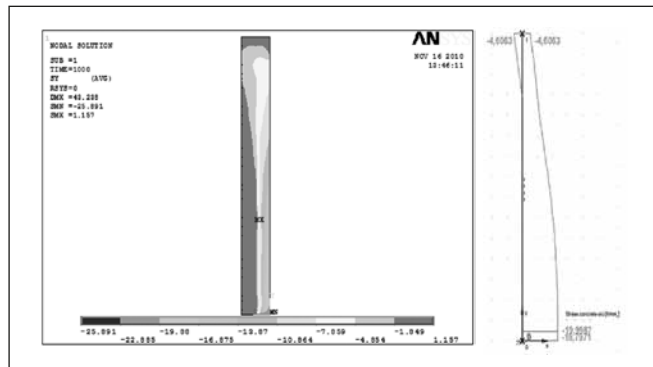




14. ábra: A hajlítás síkjára merőleges nézetben, a tönkremenetelkor kialakult repedések



15. ábra: Az oszlop alján, illetve a felső részén kialakult repedéskép ábrái



16. ábra: A beton tengelyirányú feszültségeinek eloszlása ANSYS, illetve STAB 2D-NL programrendszerben

a rúdszerkezeti modell eredményeivel, azaz a képen látható $4,61 \text{ N/mm}^2$ -rel. A befogási keresztmetszet feletti rész $19,88 \text{ N/mm}^2$ nyomófeszültségét kell összevetni a $19,8 \text{ N/mm}^2$ -rel.

Az ANSYS-ban a nyomott vasbetétekben a feszültség 287 N/mm^2 , a húzott vasbetétekben 435 N/mm^2 . A rúdszerkezeti modellből (STAB 2D-NL) a nyomott vasakban 291 N/mm^2 , a húzott vasakban 435 N/mm^2 a feszültség. A következő sarkalatos kérdés az elmozdulásoknak a megvizsgálása a két eltérő modell esetében. Az ANSYS modell maximális vízszintes eltolódása a tetőpontban $43,3 \text{ mm}$, a STAB 2D-NL ugyanerre az értékre $42,8 \text{ mm}$ -t adott. A két programból kivett teherlépcsőkhöz tartozó normálerő és a hozzájuk tartozó – másodrendű nyomatékokat is tartalmazó – nyomaték görbék

azonosak. Elmondhatjuk, hogy a STAB 2D-NL rúdszerkezeti programmal futtatott eredmények *verifikáltak* tekinthetők az ANSYS program segítségével felépített 3D-s kontinuum modell által. A feszültségekben, elmozdulásokban jelentkező eltérések minimálisnak mondhatóak és a maximális teherbírás is *azonosra adódott*. Az ANSYS modell felépítésének *bonyolultsága* és a *futtatási idő nagysága* nem teszi lehetővé azt, hogy több eredményt kiértékeljünk, ezért csak ennek a szerkezetnek a vizsgálatát hajtottuk végre ebben a programban, de ezen vizsgálat után kijelenthetjük, hogy a *rúdszerkezeti* programmal történő *vizsgálatok helyesek voltak* és jó eredményt adtak.

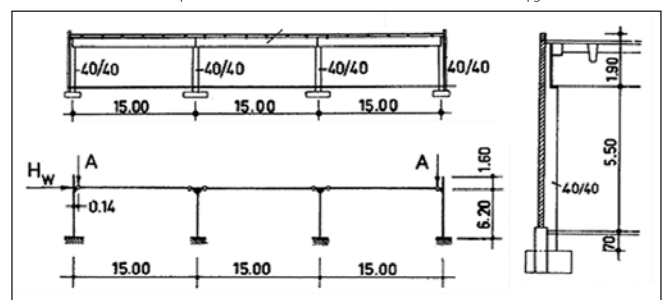
6. SÍKBELI MODELL, ÖSSZEKAPCSOLT OSZLOPOK

Az Eurocode 2 erről a kialakításról néhány mondaton kívül nem említ semmit, pedig a valóságban például egy előregyártott elemekből összeállított csarnok vagy akár egy monolit vasbeton épület is valamilyen módon *összekapcsolt*, egymással *együttműködő*, vízszintes és normálerőre egymásra ráterhelő oszlopokból áll.

A konkrét példa előtt rövid áttekintést adunk, hogy a méretezési szabványok változása és az adott szerkezetbe belekerülő méretezett hosszanti vasmennyiségek hogyan változtak az évek során. Ehhez először egy 1972-es német mintapéldát tekintünk át (Deneke, Rahlwes, Roßner, Seiler (1972)), mennyi méretezett hosszvas kellett akkor az oszlopokba, amit utána az Eurocode 2 elkülönített oszlop modellje alapján is megmutatunk (Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2002)) a komplett számítás közlésének igénye nélkül, majd ezután megnézzük ugyanezt a síkbeli keretet az ABACUS STUR effektív merevségekkel dolgozó programmal (Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2005) alapján). Miután az Eurocode 8-ban kötelező figyelembe venni a kétirányú földrengés bizonyos kombinációját, illetve a véletlen tömegelhelyezésből adódó többlet igénybevételeket, egy csarnok oszlopait mindenképpen jelentősnek tekinthető ferde hajlítás is éri a normálerő mellett, ha az oszlopok minkét irányban kilengőek. Ezeknek a figyelembevételével mindenképp előnyös lehet a *valós viselkedés* jobb lekövetéséhez *térbeli rúdmodell* felépíteni, amire az ABACUS STUR 3D program alkalmas.

Az 1972-es mintapélda, amit a 17. ábra mutat, az akkori DIN 1045 szabvány szerint lett végigszámolva. A figyelembe vett terhek a példában az *önsúly*, a *szélteher* és a *hóteher* voltak. A számítás során figyelembe vették a *kúszás hatását* is. Az alkalmazott beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke 25 N/mm^2 , a betonacél folyáshatárának karakterisztikus értéke 420 N/mm^2 volt. Az ilyen feltételek mellett kiszámolt hosszanti acélbetét a $400/400 \text{ mm}$ -es négyzet keresztmetszetű szélső oszlopban $2 \cdot 6\text{Ø}20$ lett, azaz 3770 mm^2 , a keresztmetszet

17. ábra: A mintapélda elrendezése az eredeti vázlatok alapján



2,3%-a. A mintapéldát az Eurocode-ra alapuló 2002-es DIN 1045 alapján is végigszámolták. A statikai váz ugyanaz. A beton szilárdsága C30/37, a betonacél S500B volt. Az oszlopok keresztmetszete téglalap, 400/450 mm volt. A figyelembevett terhek ebben az esetben is az *önsúly*, a *szélteher* és a *hóteher* voltak. Az így kiszámított hosszanti vasalás a szélső oszlopban $2\cdot 4\Phi 16 + 2\cdot \Phi 12$ lett, azaz 1835 mm^2 , a keresztmetszet 1%-a. Eltekintve attól, hogy a keresztmetszet, a betonacél szilárdság és a betonszilárdság eltér az 1972-es szabvánnyal végigszámolt esettől, az Eurocode 2-vel végigszámolt példa kevesebb, mint feleannyi hosszanti vasmenyiséget állapít meg a szélső oszlopokba, $1835 \text{ mm}^2 / 3770 \text{ mm}^2 = 0,49$.

A példát az ABACUS STUR 2D-vel az effektív merevségeket figyelembevevő programmal is végigszámolták az Eurocode 2 alapján, síkbeli modellt figyelembe véve. Az anyagtulajdonságok, a terhek és a keresztmetszetek, illetve a statikai váz ugyanaz volt, mint az előző esetben. A kiszámított hosszanti acélbetét így $2\cdot 3\Phi 14 + 2\cdot \Phi 12$ lett, azaz 1150 mm^2 , a keresztmetszet 0,6%-a. Ez az előző megoldásban szereplő vasmenyiség 63%-a ($1150 \text{ mm}^2 / 1835 \text{ mm}^2 = 0,63$), az 1972-es számítás vasmenyiségének 31%-a ($1150 \text{ mm}^2 / 3770 \text{ mm}^2 = 0,31$). A pontosabb valóságot jobban követő számítással ugyanazon jellegű terhekre a vasmenyiség 30 év alatt az 1972-es példa vasmenyiségének 30%-ára csökkent. Ez hatalmas

menyiségű méretezett, hosszanti betonacél különbséget jelent.

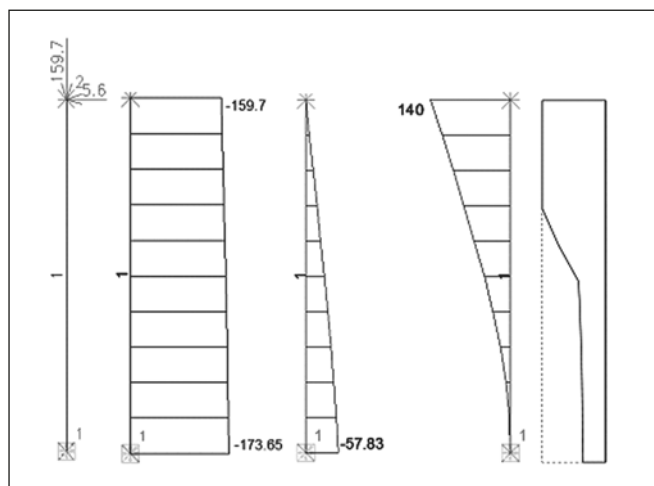
Az előző fontos összehasonlítások után, az ABACUS STUR 3D-ben rúdelemekből felépített térbeli modellt alkottunk meg. A felépített modell segítségével azt szeretnénk kiszámolni és megmutatni, hogy az együttdolgozó karcsú oszlopokkal rendelkező, az előzőekben bemutatott mintapélda csarnokához hasonló kialakítás – egy kicsit egyszerűsítettebb teherelrendezést figyelembe véve – mekkora eltérést ad a méretezett hosszanti vasmenyiségek tekintetében, ha azt kiszámoljuk az Eurocode kézi számítási módszereivel, illetve a nemlinearitást figyelembe vevő effektív merevségekkel számoló az általános módszerre alapuló programmal is.

Lényeges eltérés, az hogy az előző példákban nem volt keresztirányú teher, de a következő általunk számított példában lesz, hiszen a csarnok mindkét irányban kilengő. Az előzetes megállapítások alapján azt várjuk, hogy az általános nemlineáris módszer felhasználásával, a programmal számolt eredmény jelentősen kevesebb vasmenyiséget fog meghatározni, mint a kézi számítási eljárások, amikhez először a rugalmas alapon számolt elsőrendű igénybevételeket kell meghatározni. Az előző fejezetekben szemléltettük, hogy az Eurocode közelítő oszlopszámítási módszerei a karcsú oszlopok esetén kisebb teherbírást adnak meg, mint az általános gépi számítás. Továbbá az oszlopok itt egymáshoz lesznek kapcsolva a tetőszerkezettel, ami újabb bizonytalanságokat eredményez a kézi számítás alkalmazása során a síkbeli esetben, ahogy ezt az előző mintapéldák elemzésénél láttuk. Jelentős eltérést fog még adni az is, hogy a normálerővel kombinált ferde hajlítás esetében, ha a keresztmetszetnek a normálerő kihasználtsága 10% körül van – de nem haladja meg a 40%-ot – akkor ilyen feltételek mellett, nagyon konzervatív az Eurocode 2-nek a ferde hajlítást ellenőrző kézi formulája a pontos teherbírási felülethez képest.

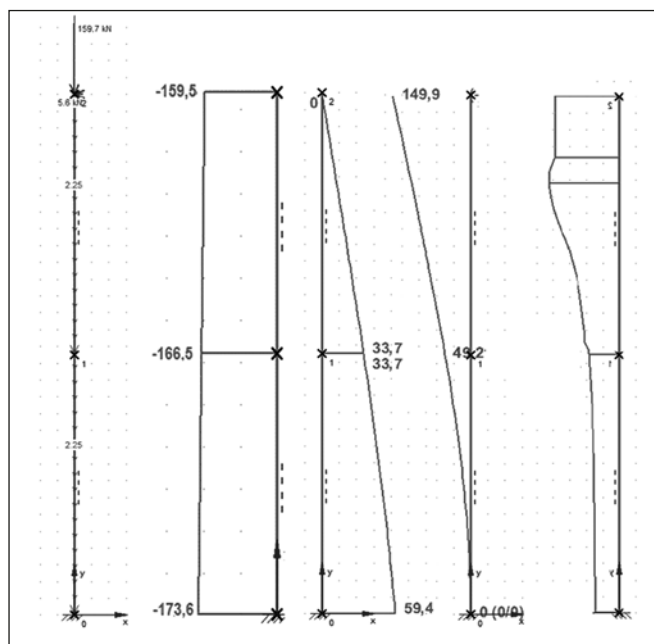
7. TÉRBELI MODELL, ÖSSZEKAPCSOLT OSZLOPOK

Először azt ellenőrizzük, hogy a program eredménye síkbeli szülő oszlop esetén milyen összhangban van a STAB 2D-NL megoldásával – amit már az ANSYS programrendszer segítségével verifikáltunk. Az ABACUS STUR 3D-ben a paraméterek beállításainál a programleírásnak megfelelően az Eurocode 2 általános oszlopméretezési módszeréhez (general method) tartozó értékeket vettük alapul. Az alap bemenő adatok, azaz a keresztmetszet, a betonszilárdság és a betonacél szilárdság legyenek ugyanazok, mint a legelső példában. A hatékony küszási tényező legyen mindkét modellben $\varphi_{ef} = 2,13$. Az oszlop statikai váza az összehasonlító elemzésben legyen az eddigi példákban is már előforduló alul befogott, felül kilengő. Az oszlop hossza legyen 6,2 m ahogy a korábban vizsgált összekapcsolt oszlopú mintapéldában. Az oszlop karcsúsága ilyen kialakítás mellett $\lambda = 143$. A vízszintes elmozdulási eredményeket, illetve a hajlítónyomatékokat és a hajlítómerevségeket eloszlását hasonlítsuk össze az oszlop önsúlyával, $159,7 \text{ kN}$ függőleges erővel és $5,6 \text{ kN}$ vízszintes erővel terhelt kialakításban, ami egy olyan terhelési eset, melynek hatására az oszlop jelentős szakasza már bereped, de még nem érjük el a teherbírásának értékét. Ebben az esetben a vízszintes és függőleges erő aránya 3,5 %.

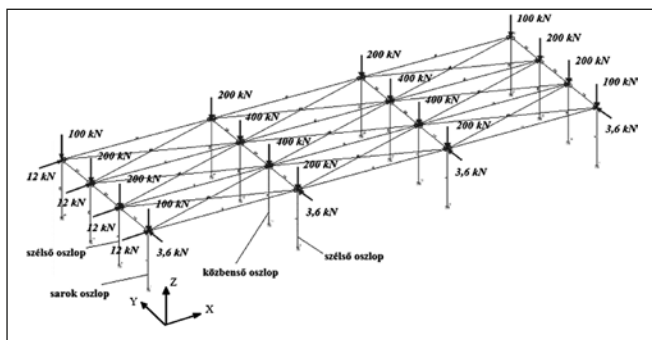
A 18. és a 19. ábra eredményeiről látszik, hogy a két program jó egyezéssel ugyanazt az eredményt szolgáltatja. Az eltérés a vízszintes elmozdulás maximális értékei között körülbelül 6%. Ezek alapján, a soron következő térbeli ABACUS STUR 3D modell eredményeit is elfogadjuk és felhasználhatónak tekintjük az eredmények értékelése során. A program vasbeton



18. ábra: Az ABACUS STUR 3D program eredményei, terhek [kN], normálerő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [mm], hajlítómerevség



19. ábra: A STAB 2D-NL program eredményei, terhek [kN], normálerő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [mm], hajlítómerevség



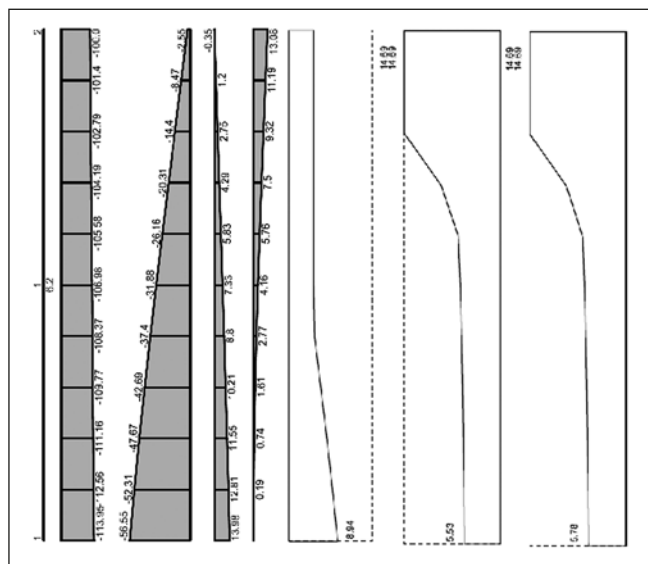
20. ábra: A modell térbeli nézete a csomóponti terhekkel

keresztmetszetekből felépített, rúdszerkezeti elemekből felállított modellel képes a kétirányú hajlítást figyelembe venni, az effektív merevségek és a pontos teherbírási felület használata mellett, így futtatási ideje alkalmas a gyakorlati tervezésben történő használatra.

Lássuk az alkalmazott anyagokat, paramétereket, a statikai vázat (20. ábra) és a kialakítást, amit bevittünk az ABACUS STUR 3D modellbe. Beton: C30/37, $\phi_{ef}=2,13$, betonacél: S500B, keresztmetszetek: 300mm/300mm, egy-egy hosszanti acélbetét az oszlop sarkaiban, 50 mm-re a szélektől. A gépi számítások során itt is alkalmaztuk az építési külpontosság miatti imperfekciós végnyomatékokat a kedvezőtlenebb irányban.

A rendszer 16 oszlopot tartalmaz. A sarokoszlopok felső csomópontjait – azaz négy – egyenként 100 kN-os központos függőleges erő terheli. A nyolc szélső oszlop felső csomópontjait egyenként 200 kN-os, a négy közbenő oszlop felső csomópontjait egyenként 400 kN-os központos függőleges erő terheli. Az X irányban a felső csomópontokat összesen $4 \cdot 12 \text{ kN} = 48 \text{ kN}$ terheli. Az Y irányban a felső csomópontokat összesen $4 \cdot 3,6 \text{ kN} = 14,4 \text{ kN}$. A X irányú terhelés 30%-a az Y irányú terhelés. Az összes függőleges teher – azaz $4 \cdot 100 \text{ kN} + 8 \cdot 200 \text{ kN} + 4 \cdot 400 \text{ kN} = 3600 \text{ kN}$ – 1,33%-a az X irányú terhelés. Erre a teherelrendezésre néztük meg a megadott oszlopokban a szükséges hosszanti vasmennyiségeket. A térbeli elrendezést és a terheket a 20. ábra szemlélteti. Az Y irányú teher azért az X irányú terhelés 30%-a, mert például, ha leegyszerűsítjük, azt amit az Eurocode 8 előír a kétirányú földrengéstéher kombinációjára, azt kapjuk, hogy az egyik irányú földrengéstéher mellett a másikirányú földrengéstéher 30%-át figyelembe kell venni. Tehát az olyan csarnokszerkezeteknél, ahol mindkét irányban kilengőek az oszlopok, a ferde hajlítással kombinált normálterő dominánsan előforduló teher lehet. Az ABACUS STUR 3D rúdszerkezeti modellel ezt a terhelést is kezelni képes, a beton és a betonacél anyagi nemlinearitását és a geometriai nemlinearitást is figyelembe véve.

Miután lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket, az azonos pozíciójú oszlopokban ugyanakkora hosszanti vasalást belerakva, a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – 4Ø22, szélső oszlop – 4Ø18, közbenő oszlop – 4Ø18. A Ø22 méretet az előregyártás napjainkban ritkán használja és a Ø18-as betonacélt ma már nem gyártják, de a számításokkal itt a lehető legkevesebb hosszanti betonacél mennyiséget akartuk szemléltetni. Mivel a tetőszerkezetet végtelen merev rudakból állítottuk össze úgy, hogy az alul befogott oszlopok felső csomópontjaihoz csuklósan kapcsolódik a gerendázat és a rácsozás, továbbá a három fajta oszlopot különböző függőleges erő terheli, ezért a normálterők, hajlítónyomatékok és elmozdulások ábrái három oszlop esetében lesznek különbözőek: sarok, szélső és közbenő oszlop esetén. Így a méretezett hosszvasak az oszlopokban



21. ábra: Az oszlop normálterő [kN], hajlítónyomaték [kNm], elmozdulás [cm], vasmennyiség [cm²], és hajlítómerevség [MNm²] ábrái az ABACUS STUR 3D alapján

összesen – a 16 oszlopban: $4 \cdot 4Ø22 + 8 \cdot 4Ø18 + 4 \cdot 4Ø18 = 18297 \text{ mm}^2$. A normálterők, hajlító-nyomatékok, elmozdulások és hajlítómerevségek eloszlását a gépi számításból a sarok oszlopokra a 21. ábra mutatja, a legkevesebb előbb említett hosszanti vasalás figyelembevételével.

A névleges merevség módszeréből kijött vasmennyiség összesen az oszlopokban: $4 \cdot 4Ø20 + 8 \cdot 4Ø25 + 4 \cdot 4Ø32 = 33603 \text{ mm}^2$ – sarokoszlop, szélsőoszlop, közbenő oszlop. A névleges görbületen alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 4Ø25 + 8 \cdot 4Ø32 + 4 \cdot 12Ø25 = 57152 \text{ mm}^2$. Tehát az általános nemlineáris eljárás számítása alapján a névleges merevség módszerével számított vasmennyiség 54%-a, a névleges görbület módszerével számolt vasmennyiség 32%-a már megfelelő a teherbírás szempontjából az adott terhelés mellett.

Hatalmasnak mondható különbségek adódtak az általános nemlineáris számítással – mint, ahogy ezt a leírtak szerint vártuk – a ferde hajlításnak, a meglehetősen karcsú oszlopoknak ($\lambda=143$) és az oszlopok együttdolgozásának köszönhetően. Fontos megjegyezni, hogy a gépi számítás szerint az oszlopokba kevesebb hosszvas is elégséges lenne szilárdsági szempontból az adott igénybevételekre, de ha kevesebb vasat alkalmaznánk, a merevségek kisebbek lennének, és ez a teljes szerkezet elmozdulásait oly mértékben kedvezőtlenül érintené, hogy stabilitási tönkremenetel következne be. Tehát a teljes szerkezetet egységként tekintve, ha valamelyik fajta oszlopban (sarok, szélső, közbenő) csökkentenénk a megadott vasmennyiséget, akkor az igénybevételek átrendeződnének, és egyes oszlopok akkora terhet kapnának, amekkorát már szilárdságilag nem képesek elviselni. Így megtámasztó hatásuk megszűnne és ennek következtében a maradék oszlopokban stabilitási tönkremenetel lépne fel. Tehát ilyen esetben a stabilitásvesztés nem feltétlenül lokálisan egy oszlopban jelentkezne, hanem a teljes szerkezetet érintené.

A vasmennyiségek a névleges görbület és a névleges merevség módszerével számolva a sarok oszlopokban lettek a legkisebbek ellentétben az általános módszerrel, ahol a sarok oszlopokba jött ki a legnagyobb vasmennyiség. Ez azért lehetséges, mert a kézi számítások csak korlátozottan veszik figyelembe a berepedést, – aminek a mértéke függ a normálterőtől és a vasalástól – hanem tisztán a betonkeresztmetszetekkel számolt rugalmas igénybevétel eloszlást veszik alapul és ez alapján határoznak meg tervezési nyomatékokat. A valóságban az oszlopok merevsége egyrészt a berepedés miatt lecsökken, másrészt viszont megnő a vasalás figyelembevételével, a

tiszta betonkeresztmetszet merevségéhez képest. Mivel alacsony a normálerő kihasználtság és mind a három fajta oszlop – sarok, szélső és közbenső – megtámasztása azonos minkét irányban, ezért a karcsúságok is egyeznek mindkét főirányban, ezért a *névleges görbületre* alapuló módszer szerint a *másodrendű külponthosszak* ugyanakkorára adódnak mindhárom oszlop típus esetén. Mivel a terhek elsőrendű nyomatókából mindegyik oszlop azonos mértékben részesül (betonkeresztmetszet alapján az azonos merevség miatt), így egyértelműen kiadódik, hogy a közbenső oszlopban lesz a legnagyobb vasalás, a szélsőben kevesebb és a sarok oszlopban a legkevesebb a *névleges görbület* módszere szerint. Tehát a *névleges görbületre* alapuló eljárás, ha a vasak a keresztmetszet négy sarkába vannak koncentrálnak – úgy hogy a súlypontjuk mind a négy sarokban azonos helyen marad, akármekkora betonacélt is rakunk bele – nem veszi figyelembe a vasak mennyiségét a másodrendű külponthosszak számítása során, csak közvetett úton a normálerő miatti csökkentő tényezőben. Ezért is van az többek között, hogy a *névleges görbület* módszere ekkora vasmennyiség eltérést ad, hiszen az általános nemlineáris módszerben a gépi számítás során figyelembe van véve a merevségek alakulása, az oszlopok egymásra terhelése és az igénybevételek átrendeződése.

A *névleges merevség* alapuló eljárás összes vasmennyisége már egy fokkal közelebb van az általános módszer összes vasmennyiségéhez, legalábbis a *névleges görbületre* alapuló eljáráshoz képest, mert a *névleges merevség*ben jobban figyelembe van véve a vasmennyiség hatása és ebből kifolyólag a számolt kihajlási erőben is. Az egymásra terheléssel és a berepedés figyelembe vételével azonban ez a módszer is csak felületesen foglalkozik.

Az *általános módszerben* a sarok oszlopokba jön ki a legnagyobb vasalás az optimális esetben. Ez azért van, mert a közbenső oszlopokban hiába van kisebb vasalás, a nagyobb normálerő terhük miatt a berepedt keresztmetszetük hajlítómerevsége nagyobb, ezáltal magukba gyűjtik az igénybevételek egy részét. A normálerő kedvező hatása miatt (mert a normálerő kihasználtság nem nagyobb, mint 40%) a közbenső oszlopokba a kevesebb hosszvas is elegendő. A sarok oszlopokba az alacsony normálerő és a kedvezőtlenebb berepedés miatt kell a több vas. A szélső oszlopok esete érdekesnek mondható, ugyanis ezeknek az oszlopoknak a berepedt hajlítómerevsége a legkisebb, ezáltal nem kapnak akkora igénybevételt, mint a többi oszlop és ez annak köszönhető, hogy ezekben a szélső oszlopokban kisebb normálerő van, mint a középső oszlopokban, de nagyobb, mint a sarok oszlopokban, de mégis kevesebb vas van bennük, mint a sarok oszlopokban, ezért alakulnak úgy az igénybevételek, ahogy. A *nemlineáris számítások* esetén a *kiindulási állapot* jellemzői, jelen esetben a definiált hosszanti vasmennyiségek a keresztmetszetben és a terhelés, jelentősen befolyásolják a létrejövő állapotjellemzőket. A megállapításainkból és az eredményeinkből az is látszik, hogy a kézi módszerekkel egy ilyen, viszonylag egyszerűnek mondható, csarnokszerkezet pontos számítása is szinte lehetetlen lenne számítógépes segítség nélkül.

Elvégeztünk még néhány futtatást úgy, hogy a *vízszintes erőket megnöveltük*, a *függőleges erőket nem változtattuk*. Az *egyedülálló oszlopok* vizsgálatánál ilyen esetben, ha a *vízszintes erő arányát növeltük*, akkor a különbségek a három méretezési módszer eredményei között *csökkentek*. A ferde hajlítás közelítő ellenőrzésének különbsége a pontos teherbírási felülethez képest, a térbeli példa esetén, azonban megmarad, tehát ezeknél az eseteknél is számítottunk jelentős különbségekre a szükséges vasmennyiségekben, de az egymáshoz képesti

arányukban kevésbé drasztikusra, mint az előző vízszintes terhek esetében.

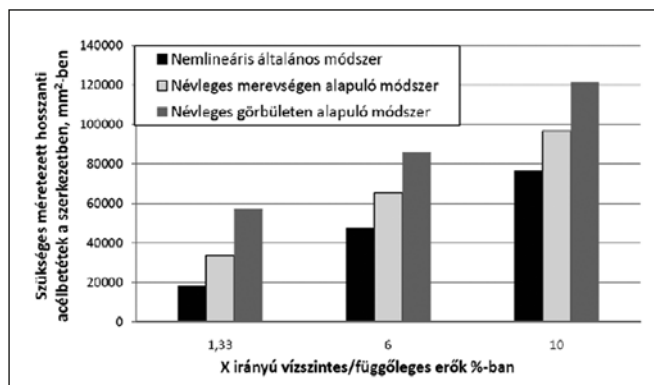
A következő számítás elrendezése a megelőzővel azonos, kivéve azt, hogy a *vízszintes terheket megnöveltük*, de újra hangsúlyozzuk, hogy a függőleges erők azonosak. Egyik irányban a négy csomópontokra koncentrált teher $4 \cdot 54 \text{ kN} = 216 \text{ kN}$ – az összes függőleges teher, azaz a 3600 kN , 6%-a – a másik irányban a négy csomópontokra koncentrált teher $0,3 \cdot 4 \cdot 54 \text{ kN} = 4 \cdot 16,2 = 64,8 \text{ kN}$. Miután ezzel a kialakítással lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket – az azonos pozíciójú oszlopokban itt is ugyanakkora vasalást belerakva – a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – $4\text{Ø}40$, szélső oszlop – $4\text{Ø}28$, közbenső oszlop – $4\text{Ø}25$. A méretezett hosszvasak az oszlopokban összesen – a *16 darab* oszlopban: $4 \cdot 4\text{Ø}40 + 8 \cdot 4\text{Ø}28 + 4 \cdot 4\text{Ø}25 = 47664 \text{ mm}^2$.

A *névleges merevség* módszeréből kijött vasmennyiségek az oszlopokban erre az esetre: $4 \cdot 4\text{Ø}32 + 8 \cdot 4\text{Ø}36 + 4 \cdot 4\text{Ø}40 = 65546 \text{ mm}^2$ – sarokoszlop, szélsőoszlop, közbenső oszlop. A *névleges görbületre* alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 4\text{Ø}36 + 8 \cdot 4\text{Ø}40 + 4 \cdot 12\text{Ø}28 = 86055 \text{ mm}^2$. Tehát az *általános nemlineáris eljárás* számítása alapján az említett teherelrendezés esetében a *névleges merevség* módszerével számított vasmennyiség **73%-a**, a *névleges görbület* módszerével számolt vasmennyiség **55%-a** már elegendő a teherbírás szempontjából. Ahogy azt vártuk, a nemlineáris számítás és a másik két módszer vasmennyiségei között arányait tekintve itt kisebb lett a különbség.

Hogy valóban igazoljuk a következtetéseinket, még nézzük meg azt a példát is, amikor a vízszintes erő még nagyobb az előző példákhoz képest, az összes függőleges erő **10%-a**, de a függőleges terhelések továbbra is maradnak akkorák, amekkorák voltak. Így tehát az egyik irányban a négy csomópontokra koncentrált teher $4 \cdot 90 \text{ kN} = 360 \text{ kN}$ – az összes függőleges teher, azaz a 3600 kN **10%-a** – a másik irányban a négy csomópontokra koncentrált teher $0,3 \cdot 4 \cdot 90 \text{ kN} = 4 \cdot 16,2 = 108 \text{ kN}$. Miután ezzel a kialakítással is lefutattuk a modellt és az egyes oszlopokban változtattuk a vasmennyiségeket – az azonos pozíciójú oszlopokban itt is ugyanakkora vasalást belerakva – a legkevesebb vasmennyiség a következő módon adódott: sarokoszlop – $4\text{Ø}40$, szélső oszlop – $4\text{Ø}40$, közbenső oszlop – $4\text{Ø}36$. A méretezett hosszvasak az oszlopokban összesen – a *16 darab* oszlopban így: $4 \cdot 4\text{Ø}40 + 8 \cdot 4\text{Ø}40 + 4 \cdot 4\text{Ø}36 = 76604 \text{ mm}^2$.

A *névleges merevség* módszeréből kijött vasmennyiségek az oszlopokban erre az esetre: $4 \cdot 4\text{Ø}40 + 8 \cdot 12\text{Ø}25 + 4 \cdot 12\text{Ø}28 = 96786 \text{ mm}^2$. A *névleges görbületre* alapuló módszer eredménye: $4 \cdot 12\text{Ø}25 + 8 \cdot 12\text{Ø}28 + 4 \cdot 12\text{Ø}32 = 121278 \text{ mm}^2$. Az *általános nemlineáris eljárás* számítása alapján ebben az esetben a *névleges merevség* módszerével számított vasmennyiség **80%-a**, a *névleges görbület* módszerével számolt vasmennyiség **63%-a** már elegendő a teherbírás szempontjából. Tehát a számítások egymáshoz képesti alakulásáról a feltételezéseink helyesek voltak.

A különböző vízszintes erőkkel kialakított teherelrendezéshez a 16 oszlopba szükséges hosszanti vasmennyiségek összehasonlító diagramját, a különböző módszerek alapján, mutatja a *22. ábra*. A diagramon látható az egyes számítási módszerekhez tartozó összes vasmennyiség, a vízszintes/ függőleges erőhányad függvényében. A vasmennyiségek egymás közötti különbsége nagyjából egyforma a három vizsgált esetben, de a vízszintes erő növelése mellett az egymáshoz képesti arányuk csökken. Tehát hasonló eset áll fenn, mint az egyedülálló oszlopok esetén. Ha a hajlítás lesz dominánsabb, akkor a módszerek közötti eltérések arányai csökkennek, de itt a ferde hajlítás miatt, ahogy ezt vártuk,



22. ábra: A szükséges vasmenntisígekek

bizonyos különbségek a vízszintes erők növelésével továbbra is megmaradnak, mert mindkét irányú (X és Y irányú) vízszintes teher is van a szerkezeten.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Eurocode szabvány bázisára építve, az általa felkínált három féle vasbeton oszlop méretezési elvet és eredményeit hasonlítottuk össze. Először egyedülálló, előre definiált vasalással rendelkező oszlopok teherbírását vizsgáltuk a különböző módszerek alapján. A számításokban változó paraméter volt a *karcsúság*, a *hatékony kúszási tényező*, az *elsőrendű nyomaték mértéke*, és esetenként a *betonszilárdság*.

A *névleges merevség* és a *névleges görbület* módszerére alapozott számításokat összehasonlítva a *nemlineáris általános* módszerrel azt tapasztaltuk, hogy *nagy karcsúságok* esetén (ha nagyobb, mint körülbelül 60), az általános módszer adja a számottevően nagyobb teherbírás értéket. Bizonyos feltételek mellett ennek a teherbírásnak az értéke akár *kétszer, háromszor* akkora, mint a másik két módszer által szolgáltatott eredmény. Az egyes eljárások teherbírás eltéréseinek változása, nagyban függ a karcsúságtól, a kúszástól és a terhek arányától.

Az általános eljárásnál használt *STAB 2D-NL* síkbeli vasbeton rúdszerkezetek nemlineáris számítására kifejlesztett szoftvert az *ANSYS* programrendszerben felépített háromdimenziós kontinuum modellel igazoltuk. Ugyanarra a problémára a két különböző programban, a különböző típusú végelemekkel felépített modellek eredményei jó egyezést mutattak. A definiált anyagmodellek, geometriai adatok és a terhek természetesen megegyeztek, és mindkét szoftverben a modellnek megfelelően vettük figyelembe.

Az eredményekkel a nemlineáris általános méretezési eljárás létjogosultságára hívtuk fel a figyelmet, ugyanis a különböző vizsgált esetekben a már ismert okok miatt adódnak az egyes méretezési módszerek között a különbségek. Mivel a számítógéppel segített tervezéshez ebben a témakörben egyre több, a gyakorlatban is használható program, ami gyors, egyszerű és hatékony az ilyen típusú feladatok valósághű lekövetésére, ezért alkalmazzunk az elemző összehasonlításokhoz ilyen programokat.

Jelen pillanatban az általános nemlineáris eljárás az, ami a legjobban követi a szerkezet valósághoz közeli viselkedését, amivel a szükséges biztonság még ugyanúgy megvan a szerkezetben. A felhasznált közelítő kézi módszerek azért adnak ekkora eltéréseket a méretezett hosszanti vasmenntisígekekben, mert egyszerűsítéseket, elhanyagolásokat tartalmaznak. A térbeli szerkezet vizsgálatokor továbbá felhívtuk a figyelmet arra, hogy a normálerővel kombinált *ferde hajlítás* ellenőrzése a közelítő módszerrel még jobban fokozza az eltérés mértékét a betonacél mennyiségei között.

Az említett hatások már szóló oszlopok esetén is jelentősen befolyásolják a teherbírás, illetve az adott terhelés

felvételére szükséges betonacél mennyiséget. Azt is beláttuk, hogy szerkezetek méretezése esetén nem maradhatunk a keresztmetszetek teherbírasi vonalakkal történő ellenőrzésénél, mert az megbízhatóan csak olyan szerkezetek esetén használható, amelyeknél a másodrendű igénybevételek nem jelentősek. A teljes szerkezetek oszlopainak méretezésénél nem szabad eltekinteni a másodrendű hatások okozta stabilitási kérdésektől és az *igénybevételek*, *merevségek* és *elmozdulások* egymástól való függésétől.

Az eredmények azt mutatták, hogy a vizsgált térbeli modell esetén, a különböző terhelési esetek mellett, mindig az *általános nemlineáris módszer* adta a legkevesebb méretezett hosszanti acélbetét mennyiséget. Bizonyos teherparaméterek mellett ez a szükséges vasmenntisíge *fele* vagy akár *harmadannyi*, mint a kézi módszerek által szolgáltatott érték.

Rengeteg végelem szoftverfejlesztő cég kezd el kínálni olyan programjait, amelyek képesek a vasbeton tulajdonságainak pontosabb modellezésére és lekövetésére (*anyagi és geometriai nemlinearitás*). Fontos megjegyezni, hogy az *ABACUS STUR 3D*, az *ETABS* és például a *LIRA-SAPR* rúdszerkezeti modellel képes a problémát kezelni, így a mindennapi gyakorlatnak megfelelő *gyors, egyszerű és hatékony* számítását meg tudja oldani az ilyen típusú feladatoknak, ezért is fontos, hogy ezeket használjuk és belássuk a *nemlineáris méretezésre alapozott általános méretezési eljárás létjogosultságát*.

9. HIVATKOZÁSOK

- Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2002), *Band 1: Hochbau*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.
- Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 (2005), *Band 2: Ingenieurbau*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.
- Deneke, O., Rahlwes, K., Roßner, W., Seiler, C. (1972), „Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045 (neu) – Heft 3 Stahlbetondruckglieder”, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Wiesbaden und Berlin
- Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K. (2006), „Betonszerkezetek méretezése az Eurocode alapján”, *Terc Kft.*
- Kachlakev, D. (2001), „Finite element modelling of reinforced concrete structures strengthened with frp laminates”, <http://www.oregon.gov>
- Kollár L.P. (2003), „Vasbeton oszlopok egyszerűsített számítása”, *Vasbetonépítés 2003/4*, pp. 98-107.
- MSZ EN 1992-1-1 (2004), „Beton anyagú tartószerkezetek tervezése”
- Pfeiffer, U. (2004), „Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung”, *Cuvillier Verlag, Göttingen*
- Szalai K. (2009), „Méretezésmélelet”, *BME egyetemi jegyzet*
- Wolanski, A.J. (2004), „Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis”, <http://www.eng.mu.edu/foley/c/>

APPLICATION OF THE GENERAL COLUMN DESIGN METHOD BASED ON THE EUROCODE 2

Zoltán Bocskai, László Polgár

We carry out a comparison of different column design methods with the use of the Eurocode 2, and we highlight the importance of the general non-linear design method versus the simplified calculation approaches. We used STAB 2D-NL, ABACUS STUR and ANSYS softwares for general non-linear calculations. During the comparison, the important effect of creep and slenderness is highlighted, and we paid great attention to the effects and differences of strength failures and stability failures. After the comparison of widely used design methods, we used the general method to analyse a spatial, connected column group, and the results were compared to the results of simplified calculations. The difference between the minimum needed reinforcement for a specified load according to different design methods was astonishing.

Bocskai Zoltán (1987), okleveles építőmérnök BME Építőmérnöki Kar (BSc. 2009, MSc. 2011). Jelenleg a BME Tartószerkezetek Mechanikája Tanszékén PhD hallgató.

Polgár László (1943), okleveles építőmérnök, BME Építőmérnöki kar (1967), 1966-tól építésvezető, gyártmánytervező, főtechnológus a 31. sz. ÁÉV-nél, 1992-től a Plan31 Mérnök Kft ügyvezetője és az ASA Építőipari Kft műszaki ügyvezetője. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

ACÉL-BETON ÖSZVÉRSZERKEZETEK TERVEZÉSE TŰZTEHERRE



Vass Viktória – Dr. Lublőy Éva – Dr. Horváth László – Dr. Balázs L. György

Az utóbbi évtizedekben számos épületkatasztrófa igazolta, hogy a tűzterherre való méretezés kérdései továbbra is aktuálisak. Jelen cikkben az öszvérszerkezetek magas hőmérsékletre való méretezési lehetőségeit mutatjuk be. Az öszvérszerkezetek tűzterherre való méretezését nehezíti az acél és a beton eltérő viselkedése magas hőmérséklet hatására. Az Eurocode 4 egyszerűsített módszereket kínál a leggyakrabban használt öszvérkeresztszettek tűzállóságának meghatározására, illetve irányelveket szolgáltat a komplex szerkezetek viselkedésének elemzéséhez. A cikkben ezeket a módszereket és irányelveket mutatjuk be.

Kulcsszavak: öszvérszerkezet, beton, acél, magas hőmérséklet, méretezés, tűzállóság, határérték

1. BEVEZETÉS

A tűzvédelem elsődleges célja az emberi élet védelme. Alapvetően két területre tagozódik: a megelőzés, valamint a tűzoltás és mentés. Az épületszerkezetek tűzvédelmi tervezésekor az emberi élet és az emberi javak veszélyeztetettsége alapján előírunk egy tűzállósági időtartamot, melyen belül az építmény nem veszti el teherbíró képességét, korlátozza a tűz tovaterjedését, valamint biztosítja az építményben tartózkodók és a tűzoltók sértetlen távozását.

Magyarországon a tűzvédelmi alapkövetelményeket az Országos Tűzvédelmi Szabályzat (OTSZ, 2011) rögzíti, összhangban az Európai Unió irányelveivel. Az OTSZ 5. része határozza meg az építmények tűzvédelmének követelményeit, melyeket a tervezés során figyelembe kell vennünk.

A tűzterherre való tervezés menetét az Eurocode szabványok 1-2. része tárgyalja. Az alábbiakban az MSZ EN 1994-1-2: Acél és beton kompozit szerkezetek tervezése, Általános és az épületekre vonatkozó szabályok, Tervezés tűzterhelésre c. szabványban szereplő méretezési módszereket ismertetjük.

2. A TŰZTERVEZÉSRŐL ÁLTALÁNOSAN

Az Országos Tűzvédelmi Szabályzat (OTSZ 28/2011, 2011) és az Eurocode (MSZ EN 1991-1-2) szerint az épületszerkezeteket a tervezés során úgy kell kiválasztani, hogy a következők teljesüljenek:

- az épületszerkezetek teherhordó képességüket tűz esetén az előírt időtartamig megtartsák,
- a tűzvédelmi célú épületszerkezetek, anyagok, termékek tűz esetén szerepüket az előírt időtartamig betöltsék, funkciójukat megtartsák, a tűz jelenlétére hatékonyan reagáljanak,
- a tűz és kísérőjelenségeinek terjedését funkciójuknak megfelelően gátolják, nehezítsék, vagy irányítsák,
- az általuk okozott tűzterhelés, a belőlük fejlődő hő, füst és gázok mennyisége a lehető legkisebb legyen.

3. A TŰZTEHERRE VALÓ TERVEZÉS MENETE

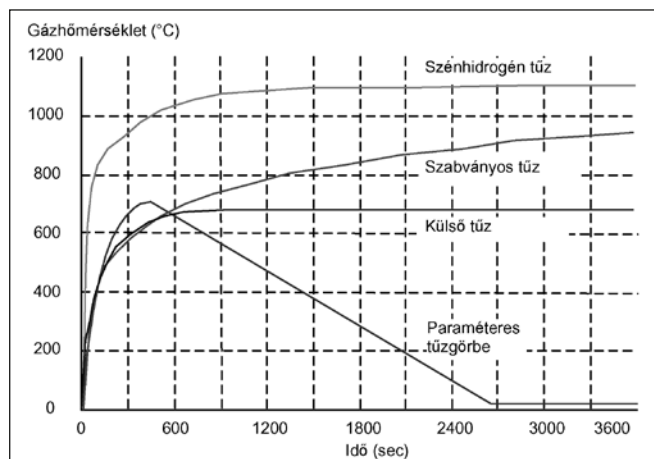
A tűzterherre való tervezés komplex feladat, melynek során a következő lépéseket kell megtenni:

- meg kell határozni a számításba veendő hőterhelést - vagyis a környező légtér hőmérsékletének alakulását – ami sok esetben igen bonyolult,
- meg kell határozni a tartószerkezeti elemekben a hőmérsékleteloszlás térbeli alakulását – melyhez az Eurocode csak néhány elemre ad meg adatokat, a többi végelemes modellezéssel, az anyagjellemzők figyelembevételével kell meghatározni,
- meg kell határozni a tűz hatásának kitett tartószerkezet mechanikai viselkedését.

3.1 A hőterhelés meghatározása

A hőterhelést a hőmérséklet-idő (Θ , t) görbék segítségével határozhatjuk meg. Ezek a görbék nem jellemzik a valóságban előforduló tűz egyetlen típusát sem, hanem a lég hőmérsékletnek az idő szerint folyamatosan, de egyre csökkenő ütemben növekvő függvényét adják meg. A hőmérséklet-idő görbén meg van adva a felfűtési mód, az elért maximális hőmérséklet és a lehűlési mód. A hőterhelés-idő görbék bonyolultsága miatt a tervezés és a méretezés során a hőmérsékleti hatásokat a névleges hőmérséklet-idő görbékkel írjuk le (1. ábra).

Pontos tűzmodellek – egyzónás, kétzónás, áramlási modell – alkalmazásánál figyelembe kell venni a gázok anyagjellemzőit, a tömegváltozást és az éghető anyagokból származó tűzterhelést. A tűzmodellekkel megadhatjuk a szerkezetet körülvevő levegő hőmérsékletét, vagy annak változását az idő függvényében, melyből a különböző anyagok hővezetési tényezőinek ismeretében meghatározható az egyes szerkezeti elemek belsejében kialakuló hőmérsékleteloszlás (Balázs, Lublőy 2010).



1. ábra: Az EC1 2.2 része szerinti tűzgörbék (MSZ EN 1991-1-2:2005)

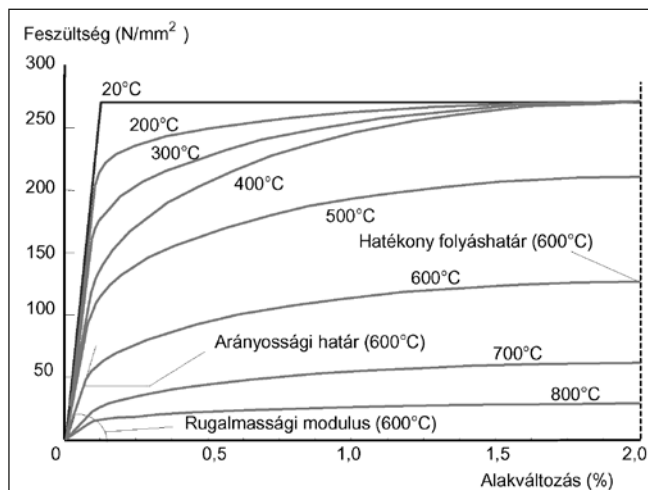
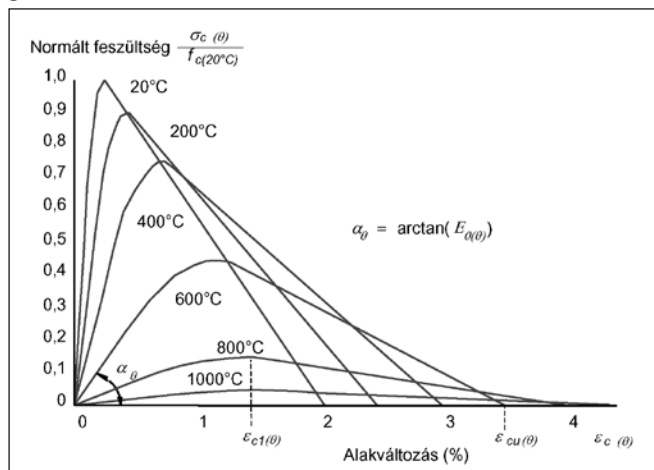
3.2 Az építőanyagok tulajdonságainak változása tűz hatására

A magas hőmérséklet, illetve a tűz az építőanyagokra extrém terhelést jelentenek, azok szilárdsági és merevségi jellemzői fokozatosan leépülnek. Ez a változás a beton feszültség-alakváltozás ábráján (2. ábra) is jól látható. A beton lehűlés során nem nyeri vissza eredeti tulajdonságait, mivel a hőterhelés során szerkezetében visszafordíthatatlan folyamatok mennek végbe; szerkezete megbomlik, és végezetül tönkremegy (Balázs, Lublóy, 2009).

A beton rosszabb hővezetési tulajdonságokkal rendelkezik, mint az acél, ezért a vasalás vagy a bebetonozott acélelemek számára viszonylag jó hőszigetelő réteget képez. A vasbeton szerkezeti elemek tűzzel szembeni ellenállása általában a vasalás kritikus hőmérséklete alapján határozható meg, amit viszont nagyban befolyásol a betonfedés. A betonban bekövetkezik a betonfelület robbanásszerű leválása (spalling). A beton magas hőmérsékleten való viselkedését a felhasznált cement, adalékanyag, a víz-cement tényező, az adalékanyag-cement tényező, a beton kezdeti nedvességtartalma, valamint a hőterhelés módja befolyásolja (Thielen, 1994).

Az acélszerkezetek jó hővezetési képességük miatt a tűzzel szemben kevésbé ellenállóak, mint a beton, illetve a vasbeton szerkezetek. Az acélok szilárdsági jellemzőinek változását a hőmérséklet függvényében a 3. ábra mutatja. Jól látható, hogy az acél 500°C felett szilárdságának és merevségének nagy részét elveszti, és jelentős alakváltozásokat szenved. A melegen hengerelt acél – a betonnal ellentétben – lehűlés után szilárdságának nagy részét visszanyeri.

2. ábra: Normál- és könnyűbeton feszültség-alakváltozás-hőmérséklet görbéi az EC4 szerint



3. ábra: A merevségi és a szilárdsági jellemzők leépülése a hőmérséklet növekedésével S275 acél esetén (az EC3 görbéi)

4. AZ MSZ EN 1994-1-2 MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSAI

Az MSZ EN 1994-1-2 három különböző módszert (1. táblázat) kínál a tűzhatás során kialakuló szerkezeti viselkedés vizsgálatára:

- táblázatos eljárás,
- egyszerűsített számítási eljárás,
- bővített számítási eljárás.

A táblázatos és az egyszerűsített számítási eljárás csak szabványos tűzterhelésnek kitett, különállóan vizsgált szerkezeti elemek esetén alkalmazható. A méretezés során feltételezzük, hogy a szerkezeti elemeket a teljes hosszukon éri tűzhatás, tehát a hőmérsékleteloszlás egyenletes a hossz mentén. Mindkét módszer a biztonság oldaláról való közelítést ad.

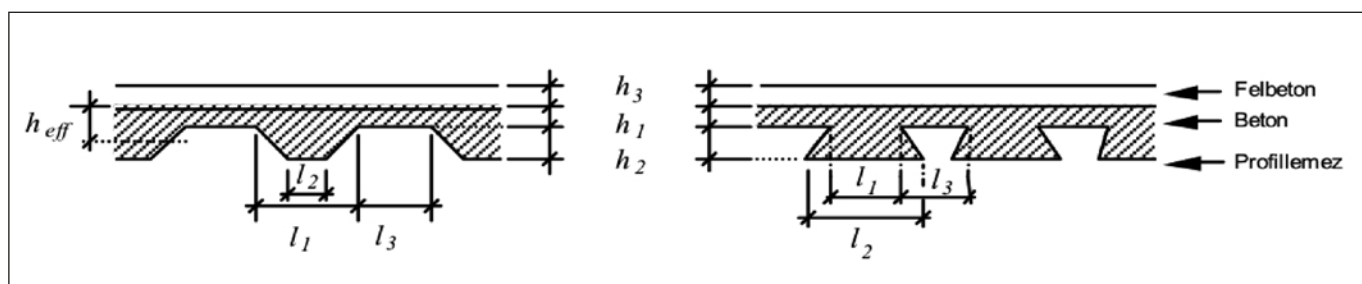
4.1 Táblázatos eljárás

A szabványos tűzterhelés néhány speciális esetére, merevített keretszerkezetekhez az MSZ EN 1994-1-2 táblázatos adatokkal szolgáltat megoldást. A táblázat adatait kísérleti úton határozták meg. A módszer alkalmazása során feltételezzük, hogy a peremfeltételek, valamint az elemek végein fellépő belső erők nem változnak a tűzhatás során, és a terhelő hatások időtől függetlenek. Egyedül a hőgradiens által okozott alakváltozásokat vesszük figyelembe. A tűzállóság így a teherszint, a keresztmetszeti méretek és a vashányad

1. táblázat: Az MSZ EN 1994-1-2 méretezési eljárásai

	Táblázatos eljárás	Egyszerűsített számítási eljárás	Bővített számítási eljárás
Szerkezeti elem. a)	IGEN szabványos tűzterhelés	IGEN d)	IGEN e)
Rész-szerkezet. b)	NEM	NEM	IGEN e)
Globális szerkezet. c)	NEM	NEM	IGEN e)

- Különálló szerkezeti elemek vizsgálata, csak a hőgradiensből származó közvetett tűzterhelés figyelembevételével.
- A szerkezeti részegységen belüli közvetett tűzhatásokat figyelembe vesszük, de nincs időtől függő kölcsönhatás a szerkezet egyes részei között.
- A teljes szerkezet analízise, a közvetett tűzhatások figyelembevételével.
- A teljes szerkezet analízise, a közvetett tűzhatások figyelembevételével.
- Csak az alapelvek adottak.



4. ábra: A hatékony vastagság meghatározásához szükséges méretek

függvénye. A táblázatos adatok az alábbi szerkezeti elemek esetén elérhetőek.

4.1.1 Kéttámaszú gerendák

Kéttámaszú gerendák esetén alkalmazható a módszer, ha a

- betonnal részlegesen kitöltött acélgerendáról vagy,
- teljesen betonba ágyazott acélgerendáról van szó, melynél a beton csak szigetelési funkcióval rendelkezik.

4.1.2 Oszlopok

Az oszlopoknak kapcsolódnia kell a felette és alatta álló oszlopokhoz, a tűzhatás csak egy szintet érhet. A módszer alkalmazható:

- betonnal részlegesen kitöltött acélszervény,
- betonba ágyazott acélszervény,
- betonnal kitöltött zártszervény esetén.

A módszer alkalmazhatósági feltételeit igazolni kell. A módszer során a keresztmetszetet, illetve az acélszervény méreteit, a vasbeton lemez vastagságát, valamint a vasalást ellenőrizzük.

Ezzel a módszerrel csak egyes szerkezeti elemeket lehet méretezni, azok egymásra való hatását, a tűzterhelés során kialakuló alakváltozásokatt nem tudjuk figyelembe venni.

4.2 Az egyszerűsített számítási eljárás

4.2.1 Védelem nélküli acél komponenseket tartalmazó öszvérfödémek

Az öszvérfödémek gyors és egyszerű kivitelezhetőségük miatt gyakran használt szerkezeti elemek. Teherbírási funkciójuk mellett az egyes tűzszakaszok elválasztására is alkalmasak, tehát ki kell elégíteniük mind a három tűzvédelmi követelményt (R teherbírás, I hőszigetelés, E integritás).

Az MSZ EN 1994-1-2 előírásai kéttámaszú és folytatólagos gerendákra vagy lemezekre egyaránt érvényesek. A méretezés során feltételezzük, hogy a födém közvetlen tűzhatás éri, továbbá a vasbeton lemez és a felbeton között nincs

2. táblázat: Az egyes tűzállósági osztályokhoz tartozó hatékony lemezvastagság (h_{eff})

Szabványos tűzállóság	Minimális hatékony vastagság [mm]
R30	$60 - h_3$
R90	$100 - h_3$
R180	$150 - h_3$

h_3 : a felbeton vastagsága

hőszigetelés. A vasbeton lemez szigetelőképesége a hatékony vastagság függvénye. A hatékony vastagság a profillemmez hullámtávolságainak és a födém rétegvastagságainak összefüggéséből számítható (MSZ EN 1994-1-2 D3 táblázat, 4. ábra), melyet össze kell hasonlítani az előírt tűzállósághoz tartozó minimális értékkel (2. táblázat).

A teherbíróképesség számítására adott módszerek a képlékeny analízisen alapulnak. Folytatólagos lemezek esetén a magas hőmérséklet miatt bekövetkező változások a merevségben, a szilárdságban és az alakváltozásokban a nyomatók átrendeződését eredményezik, tehát elegendő elfordulóképeség biztosítása szükséges. Gondoskodni kell a megfelelő húzott vasalásról és a kellő vashányadról.

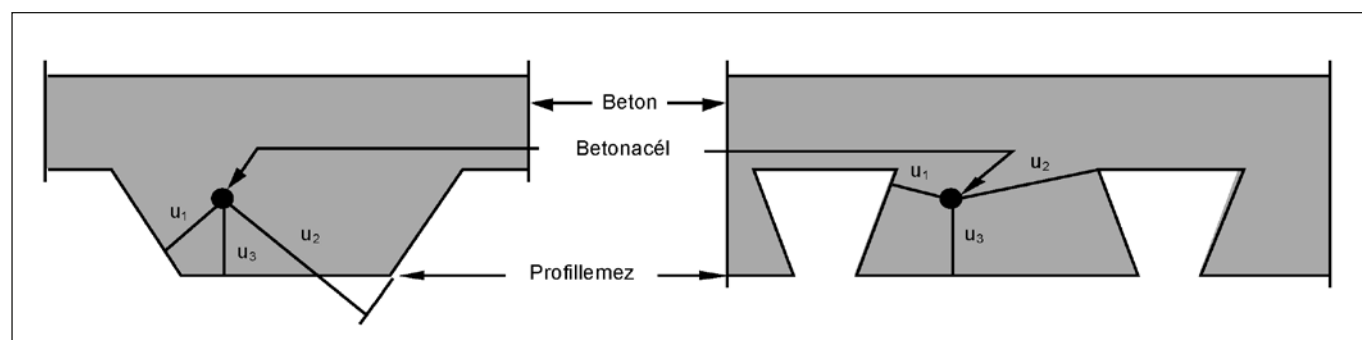
A pozitív nyomatóki ellenállás számításakor elhanyagoljuk a profillemez és a húzott beton teherbírását. A szigetelési követelmény teljesítése esetén a védett oldal hőmérséklete alacsonyabb marad. Ennek következtében feltételezhetjük (kellő lemezvastagság esetén), hogy a nyomott beton szilárdságcsökkenése általában elhanyagolható. A pozitív nyomatóki ellenállás tehát a húzott betonacél mennyiségének (vashányad) és azok hőmérsékletének függvénye. A betonacél hőmérsékletét a tűzhatásnak kitett felülettől való távolság befolyásolja, melyet az 5. ábra alapján kell értelmezni.

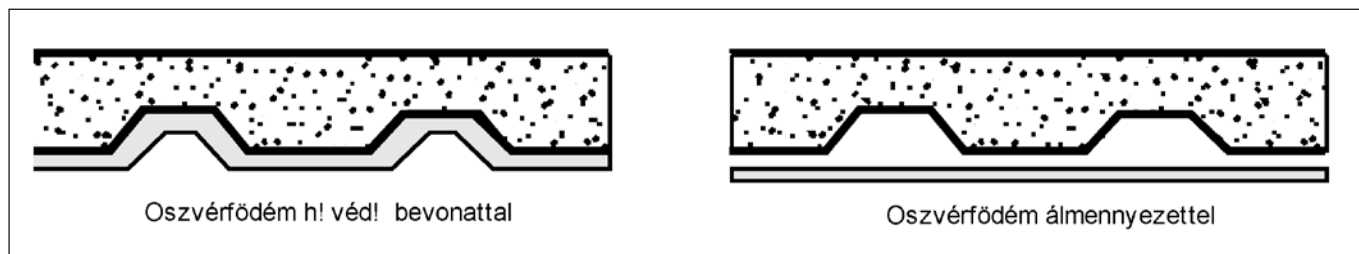
Felülről húzott esetben, mivel a nyomott betonozóna a lemez tűznek kitett oldalán helyezkedik el, csökkentett betonszilárdsággal kell számolnunk. A bordák mélysége mentén integrálva, vagy egy h_{eff} konstans vastagságú helyettesítő lemez bevezetésével.

A konstans vastagságú lemezek izoterma vonalait az MSZ EN 1994-1-2 tartalmazza.

A húzott acélbetétek hőmérsékletét a környezetükben lévő betonhőmérséklettel lehet azonosnak venni. Mivel a tűznek

5. ábra: A betonacél geometriai elhelyezkedése





6. ábra: Födémek tűzvédelme

kitett felülettől legalább minimális betonfedésnyi távolságra helyezkednek el, a hőmérséklet hatása a legtöbb esetben nem jelentős.

Az MSZ EN 1994-1-1 szabályai szerint normál hőmérsékletre tervezett öszvérbeton lemez tűzállóságát 30 percre feltételezhetjük további számítás nélkül ($h_3=60$ mm).

4.2.2 Védelemmel ellátott öszvérödémek

Az öszvérödémeket tűzvédő bevonat vagy tűzvédő álmennyezet segítségével lehet a tűzhatással szemben védeni (6. ábra).

A hőszigetelési követelmény az EC4 teherbírasi követelményre vonatkozó szabályainak betartásával teljesíthető, ahol a tűzvédő anyagot figyelembe vesszük az egyenértékű betonvastagság (h_{eff}) számításánál. A teherbírasi követelmény automatikusan teljesül, amíg a profillemmez hőmérséklete el nem éri a 350°C-ot.

4.2.3 Vasbeton lemezzel együttműködő acélgerenda

A vasbeton lemezzel együttműködő acélgerendák vizsgálata két lépésben tehető meg:

- hőtani vizsgálat a keresztmetszet mentén kialakuló hőmérsékleteloszlás meghatározásához,
- mechanikai vizsgálat a tűznek kitett szerkezeti elem teherbíróképességének számításához.

Az acélelemen belüli hőátadás alapvetően két mechanizmus, hőszugárzás és hőáramlás formájában történik. Mindkét mechanizmus esetén a hőátadás sebessége függ a szerkezeti elem és a környezet hőmérsékletétől, így a szerkezeti elem hőmérsékletének időbeli változását csak igen bonyolult differenciálegyenlet megoldásával lehet meghatározni. A keresztmetszeten belüli egyenletes hőmérsékletemelkedés esetén az Eurocode 3 közelítő megoldásként kiszámítja a külső közeg hőmérsékletét kis időlépésenként (5 másodperces időlépcső), és ehhez képest lépésenként korrigálja az acélszerkezet hőmérsékletét.

Mechanikai vizsgálathoz az MSZ EN 1994-1-2 két számítási módszert biztosít a nyomatéki ellenállás számítására. A *kritikus hőmérséklet módszere* egy egyszerűsített eljárás, melyet legfeljebb 500 mm magas, melegen hengerelt acélgerendából, valamint legalább 120 mm vastagságú vasbeton lemezből álló öszvérgerendák esetén alkalmazhatunk. Ilyen kialakításnál feltételezhető, hogy a hőmérsékleteloszlás az acélszelvény magassága mentén egyenletes.

A módszer előnye abban rejlik, hogy nem szükséges közvetlenül kiszámítani a tűzben fellépő hajlítónyomatéki ellenállást. A kritikus hőmérséklet az $\eta_{fi,t}$ teherszint függvénye, mely:

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{\eta_{fi} E_d}{R_d},$$

ahol $E_{fi,d,t}$ a tűzben fellépő igénybevételek tervezési értéke, R_d a normál hőmérsékleten számított tervezési ellenállás, E_d a normál hőmérsékleten fellépő igénybevételek tervezési értéke, valamint:

$$\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,t} \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \xi).$$

Tűzterhelés során a teherbírasi határállapotot akkor érjük el, mikor az $R_{fi,d,t}$ ellenállás lecsökken az $E_{fi,d,t}$ tervezési érték szintjére, vagyis a teherszint felírható az alábbi összefüggéssel:

$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d}.$$

Kísérleti úton kimutatták (Lennon, Moore, Wang, Bailey, 2007), hogy a beton nyomószilárdságának tűzhatás esetén nincs jelentős hatása az öszvérgerendák hajlítónyomatéki teherbírására. Ennek oka az, hogy az acélszelvényben keletkező húzás eredője kicsi a magas hőmérséklet miatt. A semleges tengely így a betonlemezbe metsz, és ezáltal annak csak egy kis része válik nyomottá. Belátható tehát, hogy tűz esetén a hajlítónyomatéki teherbírást nagymértékben az acélszilárdság határozza meg. Az acél részeinek kritikus hőmérséklete R30 esetén:

$$0,9\eta_{fi,t} = \frac{f_{a,max,\theta_{cr}}}{f_{ay,20^\circ C}},$$

minden más esetben:

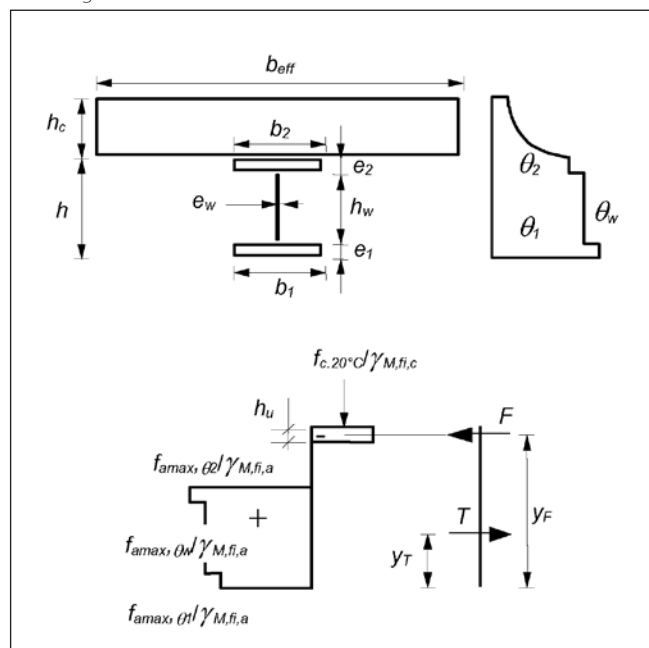
$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d} = \frac{f_{a,max,\theta_{cr}}}{f_{ay,20^\circ C}}.$$

melyet az előírt tűzállósági időtartam utáni acélszelvény hőmérséklettel kell összehasonlítani.

Amennyiben az acélszelvény magassága meghaladja az 500 mm-t, vagy a betonlemez 120 mm-nél vékonyabb, a *maximális hajlítónyomaték módszerét* kell alkalmazni.

A hajlítónyomatéki teherbírás meghatározása képlékeny

7. ábra: Vasbeton lemezzel együttműködő acélgerenda hőmérséklet- és feszültségeloszlása



elmélet alapján történik, tehát az acélszelvény 1. vagy 2. keresztmetszeti osztályú kell, hogy legyen. A vasbeton lemeznek megfelelő elfordulási képességgel kell rendelkeznie, mely az MSZ EN 1992-1-2 követelményeinek teljesítésével biztosítható.

A tűzzel szembeni előírt ellenálláskor a semleges tengely helyét a megszokott módon, vagyis a T húzóerő és az F nyomóerő egyensúlya alapján számítjuk (7. ábra).

Öszvérgerendák esetén fontos a nyírt kapcsolat teherbírásának meghatározása, mely biztosítja az acélgerenda és a vasbeton lemez egy szerkezeti elemként való egytté dolgozását. A nyírt kapcsolóelemnek megfelelő szilárdsággal és merevséggel kell rendelkeznie, hogy ellenálljon az acél és a beton határfelületén fellépő nyíróerőnek, amely növekszik a vasbeton lemez és az acélprofil tűz során kialakuló, különböző hőátágulása miatt.

A nyírási teherbírás az MSZ EN 1994-1-1 vonatkozó előírásainak megfelelően (γ_v biztonsági tényezőt $\gamma_{M,fi,v}$ -re cserélve) a nyírási csap, illetve a vasbeton lemez redukált ellenállási értékei közül a kisebbet vesszük figyelembe.

4.2.4 Betonnal részlegesen kitöltött acélgerenda

A 8. ábra szerinti kialakításnál az acélszelvény övei közé beton kerül, így az MSZ EN 1994-1-2 szabályai a vasbeton lemezzel egytté dolgozó acélszelvény esetével szemben érvényesek kéttámaszú, valamint folytatólagos gerendák – akár konzolok – esetére is.

A számítás során képlékeny elméletet alkalmazunk, és feltételezzük, hogy a gerendákat három oldalról éri tűzhatás. Trapézlemezzel kialakított esetben az acélszelvény felső övének lefedettsége legalább 90% kell, hogy legyen.

A szabványban megadott számítási módszerekhez be kell tartani az előírt minimális lemezvastagságot, illetve acélszelvény méreteket, melyek az előírt tűzállóságtól függenek. A méretbeli kötöttségekre a 3. táblázat mutat példát.

A betonnal részlegesen kitöltött acélgerendák esetén a keresztmetszet felmelegedése sokkal bonyolultabb folyamat, mint különálló acélgerenda esetén. Az acélgerenda alsó övét közvetlen tűzhatás éri, míg többi részét védi az övek közötti területet kitöltő beton. A betonkitöltés, valamint az övek között elhelyezett acélbetétek hozzájárulnak a keresztmetszet tűzzel szembeni ellenállóképességéhez. Ezáltal a keresztmetszet egyes részeinek hőmérsékletére nincsenek egyszerű számítási módszerek, a kritikus hőmérséklet módszere sem alkalmazható. A szabvány a hajlítónyomatéki ellenállás számítására ad előírásokat különböző tűzállósági időtartamok esetén. Ennek lényege, hogy a keresztmetszet egyes részeinek (az acélszelvény alsó öve, gerince és az övek közötti acélbetétek – melyekben a hőmérsékleteloszlás egyenletes vagy lineárisan változó) geometriája a tűzterhelés során változatlan, azonban az elemek szilárdságcsökkenését figyelembe kell venni. A nem egyenletesen melegített hosszirányú területek teljes szilárdsággal rendelkeznek, míg a hő által ért részeket (betonkitöltés, a vasbeton lemez $h_{c,fi}$ alsó része és az acélszelvény felső övének b_{fi} végei) ki kell zárni a számításból (8. ábra).

Kéttámaszú tartók esetén a pozitív nyomatéki teherbírás a gerendára ható legnagyobb pozitív nyomatéki igénybevétellel kell összehasonlítani (9. ábra), többtámaszú tartóknál ez kiegészül a negatív nyomatéki ellenállásnak a legnagyobb támasznyomatékkal történő összevetésével.

Az $M_{fi,Rd}^+$ pozitív nyomatéki ellenállás számítása

A vasbeton lemezben csak a hőhatás által nem befolyásolt nyomott zónát szabad figyelembe venni, a nyomószilárdság tervezési értéke $f_{c,20^\circ C}/\gamma_{M,fi,c}$. A vasbeton lemez b_{eff} hatékony szélessége megegyezik a normál hőmérsékleten számítottal, a

3. táblázat: Az EC4 alkalmazási feltételei betonnal részlegesen kitöltött gerendák esetén

	Tűzállósági osztály	
	R30	R90
A vasbeton lemez minimális vastagsága h_c [mm]	60	100
Minimális h szelvénymagasság és b_c szélesség [mm]	120	170
Minimális terület $h \times b_c$ [mm ²]	17500	35000

h_{eff} csökkentett vastagság a tűzállóság függvényében változik.

Az acélszelvény felső öve és gerincének felső része – mely feltételezéseink szerint 20°C hőmérsékletű marad – teljes szilárdsággal rendelkezik ($f_{ay,20^\circ C}/\gamma_{M,fi,a}$), a felső öv közvetlenül tűzhatásnak kitett széleit pedig b_{fi} szélességig nem szabad számításba venni. A gerinc alsó részében a hőmérséklet 20°C-ról lineárisan nő az alsó öv hőmérsékletéig. Az alsó övben a hőmérsékleteloszlás egyenletes, mivel közvetlen hőhatás éri. Területét tehát nem kell módosítani, viszont folyáshatárát a tűzállóság függvényében a k_a tényezővel (EC4 3.3 táblázat) kell csökkenteni.

Az acélbetétek hőmérsékletét az alsó övhöz viszonyított helyzetük határozza meg, a k_c csökkentő tényező (EC4 3.2 táblázat) tehát ennek, illetve az előírt tűzállóságnak a függvénye. Az övek közötti területet kitöltő beton nem játszik szerepet a pozitív nyomatéki ellenállás számításakor, de függőleges nyírást fel tud venni, tehát nyírási teherbírását ellenőrizni kell. A semleges tengely helyét a feszültségek képlékeny eloszlása, valamint a húzó- és nyomóerők eredőjének egyensúlya alapján határozzuk meg.

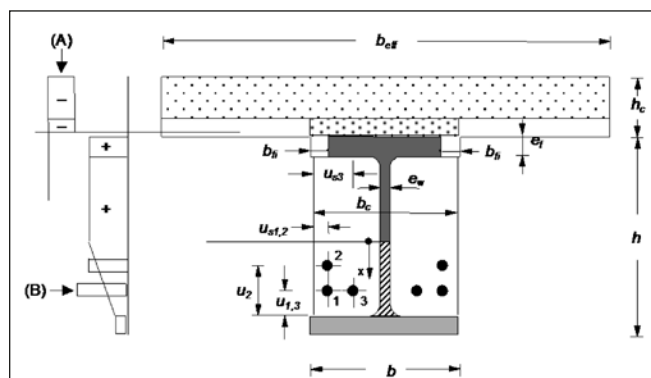
A pozitív nyomatéki ellenállást a feszültségtestek összegzése alapján számíthatjuk, értékének meg kell haladnia a tűzterheléskor számított tervezési nyomatékot.

$$M_{fi,Sd}^+ = \eta_{fi} M_{Sd} \leq M_{fi,Rd}^+$$

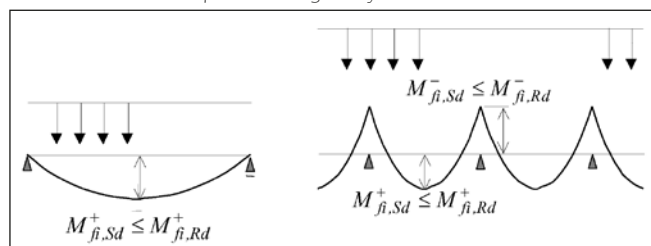
Az $M_{fi,Rd}^-$ negatív nyomatéki teherbírás számítása

A számítás módja a redukált keresztmetszet felvételének kivételével megegyezik a pozitív nyomatéki ellenállás számításával. A húzott betonzónát elhanyagoljuk, de a

8. ábra: A pozitív nyomatéki ellenállás számításához használt redukált keresztmetszet



9. ábra: A maximális pozitív és negatív nyomatékok



hatékony területbe eső húzott acélbetéteket számításba vesszük. A vasbeton lemez hatékony szélességét az acélszelvény szélességének háromszorosára kell felvenni. Az acélbetét megfolyásához tartozó k_s csökkentő tényező az alsó övtől mért távolság függvénye. Az övek közötti betonkitöltést változatlan geometriával, de csökkentett szilárdsággal vesszük számításba. A nyíróerőt közvetítő gerincet és az alsó övet a negatív nyomatéki teherbírás számításakor elhanyagoljuk.

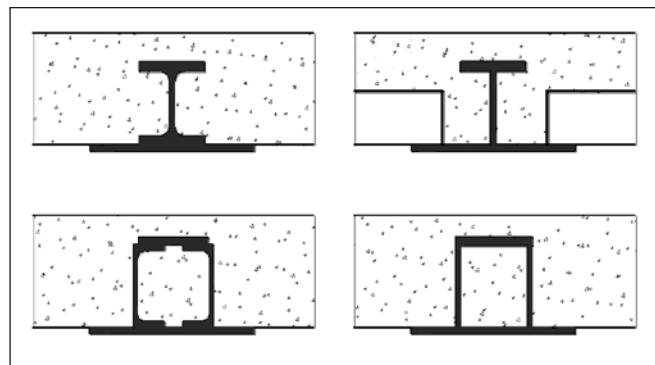
4.2.5 Vékony födémlemez

Az elmúlt években az úgynevezett vékony födémlemez (slim-floor) egyre nagyobb népszerűsége tettek szert Európában. A leggyakrabban használt kialakítások a nyitott vagy zárt szelvénnel kombinált előregyártott vagy monolit vasbeton lemezek (10. ábra). A rendszer nagy előnye a kisebb födémvastagság – mely szabad teret eredményez különféle épületgépészeti célokhoz; valamint a kiegészítő tűzvédelem nélküli kedvező tűzállóság (akár 60 perc).

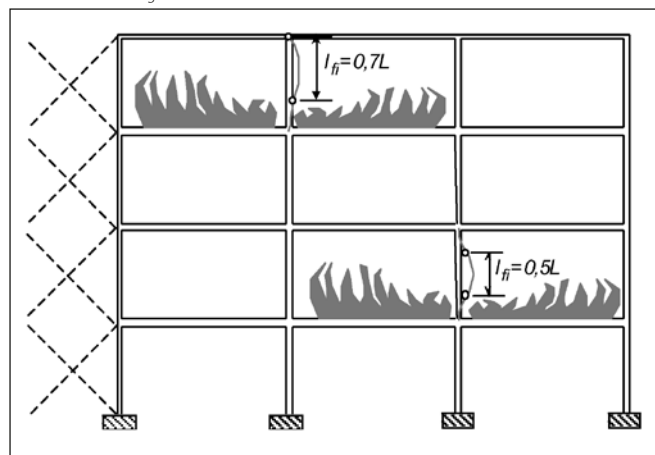
A hőmérsékleteloszlást kétfázisú hőáramlási (lehet CFD cellás modell is) modellel kell meghatározni. Az anyagok hőtani jellemzőit és a nedvességtartalom hatását az MSZ EN 1994-1-2 vonatkozó előírásai alapján kell felvenni, a hőáramot pedig a hőszugárzás és a légáramlás feltételezésével határozzuk meg. Ha keresztmetszet mentén kialakuló hőmérsékleteloszlás ismert, a vékonyfödém ellenállása a nyomatéki teherbírás módszerrel számítható, az acélra és betonra vonatkozó csökkentő tényezők használatával. A nyomatéki ellenállás meghatározásához a keresztmetszetet komponenseire kell felosztani: szélesítő lemez/alsó öv, alsó és felső gerinc, felső öv, betonacélok és vasbeton lemez. A húzott betont elhanyagoljuk, mivel a semleges tengely a legtöbb esetben a felső övhöz közel helyezkedik el. A nyomott betonozóna hőmérséklete kevesebb, mint 100°C.

4.2.6 Öszvéroszlopok

10. ábra: A vékonyfödémek jellemző típusai



11. ábra: Kihajlási hosszak tűzben



Az EC4 1.2 részének egyszerűsített szabályai olyan keretszerkezetekre érvényesek, melyeknél az alábbi feltételek teljesülnek:

- a tűz kizárólag egy szintet érint,
- a tűzhatásnak kitett oszlopok folytonosan kapcsolódnak az alattuk és felettük elhelyezkedő, hidegebb oszlopokhoz, valamint
- az oszlopok végeinek elfordulása korlátozott, így a kihajlási hossz tűz esetén fix végek feltételezésével számítható. A közbelső szinteken a kihajlási hossz tehát $l_{fi,cr} = 0,5L$, a legfelső emeleten pedig $l_{fi,cr} = 0,7L$ (11. ábra).

Az egyszerűsített számítási modellben a kihajlási ellenállás értéke tűzterheléskor:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd}$$

ahol:

- χ_z a kihajlási csökkentő tényező a z tengely körül (MSZ EN 1993-1-1 alapján, c kihajlási görbe),
- $N_{fi,pl,Rd}$ a keresztmetszet nyomási ellenállásának tervezési értéke tűzhatás esetén.

A kihajlási csökkentő tényező meghatározásához szükséges viszonyított karcsúságot a következő kifejezés adja meg:

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr,z}}}$$

ahol $N_{fi,pl,Rd}$ megegyezik $N_{fi,pl,Rd}$ -vel, ha a $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$, $\gamma_{M,fi,c}$ parciális biztonsági tényezők értéke 1, valamint $N_{fi,cr,z}$ az Euler-féle kritikus erő, az alábbi képlet értelmében:

$$N_{fi,cr,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff,z}}{l_{fi}^2}$$

A kifejezésben szereplő l_{fi} kihajlási hossz a 11. ábra szerint értendő, $(EI)_{fi,eff,z}$ pedig a keresztmetszet hajlítási merevsége tűz esetén.

A szabvány az oszlopok két főbb típusára ad előírásokat:

- betonnal részlegesen kitöltött acélszelvény,
 - betonnal kitöltött, kör vagy négyszög keresztmetszetű zárt szelvény.
- A betonnal részlegesen kitöltött szelvények esetén az egyszerűsített számítási eljárás használatához az alábbi feltételek betartása szükséges:
- a kihajlási hossz: $l_{fi} < 13,5b$,
 - a keresztmetszet magassága: $h = 230-1100$ mm,
 - a keresztmetszet szélessége: $b = 230-500$ mm,
 - R90 és R120 tűzállósághoz: $h = \min 300$ mm, $b = \min 300$ mm,
 - a vashányad: 1-6%,
 - a szabványos tűzállósági időtartam kevesebb, mint 120 perc.

Az $N_{fi,pl,Rd}$ képlekeny nyomási ellenállás és az $(EI)_{fi,eff,z}$ hajlítási merevség meghatározásához a keresztmetszetet fel kell osztani az acélszelvény öveire, a gerincere, a betonacélokra és az öveket kitöltő betonra (12. ábra).

Minden komponens hőmérsékletét meg kell határozni az előírt tűzállósági időtartamhoz (R30, R60, R90 vagy R120). A hőmérséklet függvényében meghatározható a csökkentett szilárdság és a rugalmassági modulus értéke. Az egyszerűsített számítási eljárásban a keresztmetszet bizonyos elemeiben egyenletes hőmérsékleteloszlást feltételezhetünk, de az acélszelvény gerince és a betonkitöltés esetében a külső részek jelentősen magasabb hőmérsékletűek. Emiatt ezen részek területét csökkenteni kell, a külső $h_{w,fi}$ és $b_{c,fi}$ részeket elhanyagoljuk.

Lennon T., Moore D. B., Wang Y. C., Bailey C. G. (2007): „Designers’ Guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2”, Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes MSZ EN 1991-1-2:2005 A tartószerkezeteket érő hatások. 1-2. rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások
MSZ EN 1992-1-2:2005 Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
MSZ EN 1993-1-1:2009 Acélszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1994-1-1:2010 Együttműködő, acél-beton öszvérszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1994-1-2:2005 Acél és beton kompozit szerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
OTSZ (2011) 28/2011 (IX.6) BM rendelet az Országos Tűzvédelmi Szabályzatról
Thielen, K. (1994): „Strength and deformation of concrete subjected to high temperature and biaxial stress-test and modeling”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437.

FIRE DESIGN OF CONCRETE-STEEL COMPOSITE STRUCTURES
Vass Viktória, Dr. Lublóy Éva, Dr. Horváth László, Dr. Balázs L. György
In the past decades numerous fire cases have proved the importance of structural fire design. The design possibilities of composite structures at elevated temperatures are discussed in the present paper. Designing composite structures at normal temperature is a complex task, but the different behaviour of steel and concrete at elevated temperatures makes the fire design more complicated. The Eurocode 4 gives simplified methods to determine the fire

resistance of the most commonly used composite cross-sections, and provides principles to analyse the behaviour of complex structures in fire.

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

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

Vass Viktória (1987) építőmérnök, MSc hallgató, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar, Szerkezetépítő szak. *A fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Horváth László (1958) okl. építőmérnök, (BME Építőmérnöki Kar, 1982), PhD (2003), egyetemi docens, laboratóriumvezető a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Fő kutatási területei: acélszerkezetek laboratóriumi vizsgálatai, acélszerkezetek méretezése tűzhatásra. Az *LABSE* egyéni tagja.

BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉSI SZAK

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

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasonításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a

betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetésméleti kérdések egészítik ki. A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

A továbbképzéshez való felvételhez *a műszaki felsőoktatás területén legalább alapképzésben szerzett mérnöki oklevél szükséges. A sikeres záróvizsga alapján végezett betontechnológus szakmérnöki oklevél kerül kiállításra.*

A képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten (általában hétfő de. 10⁰⁰-tól csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben szakdolgozatot kell készítenie. A képzés hossza 4 félév BSc diplomával (kezdődik: 2012. februárban) és 3 félév MSc diplomával (kezdődik: 2012. szeptemberben). A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezés lap a www.epito.bme.hu/eat honlapon a *Hírek, események* címszó alatt található.

A jelentkezéshez le kell adni: a végzettséget igazoló oklevél másolatát, 2 db igazolványképet, eredeti hatósági erkölcsi bizonyítványt és szakmai önéletrajzot. További információ, ill. kérdés esetén: Sánta Gyuláné (tel: (1) 463-4068).

A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMATÁNAK MODELLJEI – SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

3. RÉSZ: AZ ARRHENIUS-FÉLE MODELL



Dr. Kausay Tibor

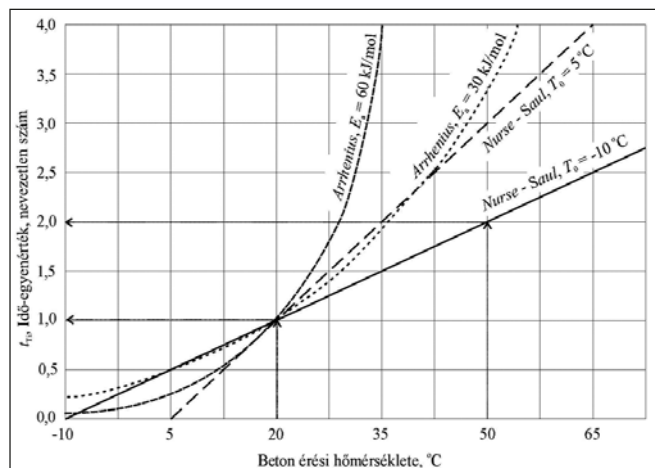
A betonkészítés során az utókezelési mód, a kizsárazhatóság, a terhelhetőségi, esetleg a feszítőerő ráengedési idő stb. meghatározása szempontjából fontos lehet a fiatal beton szilárdsági tulajdonságai – például a korai nyomószilárdság, húzószilárdság, rugalmassági modulus – kialakulásának az ismerete. A fiatal beton szilárdulását számos tényező mellett jelentősen befolyásolja a hőmérséklet, ezért a szilárdulási folyamatot az idő és a hőmérséklet függvényében szokták tanulmányozni. Az utóbbi hatvan évben a tapasztalatokat több kutató szilárdulási (érési) modellel írta le, amelyek közül dolgozatunkban a legalapvetőbbeket tekintjük át. A cikk 2. része a Vasbetonépítés 2011/2. számában jelent meg.

Kulcsszavak: fiatal beton, szilárdulási folyamat, Nurse-Saul-féle modell, Papadakis-Bresson-féle modell, de Vree-féle modell, CEMIJ-féle módszer, Arrhenius-féle modell, Eurocode 2

6. ARRHENIUS-FÉLE BETONSZILÁRDULÁSI MODELL

A Nurse-Saul-féle modell a beton szilárdulás becslő módszerek közül a legegyszerűbb, ismereteink szerint a betontechnológiában történetileg az első, de a természettudományokat illetően ez nem mondható el, mert Arrhenius (1859-1927) svéd kémiai Nobel-díjas (1903) fizikus és kémikus elmélete korábbi. Arrhenius 1888-ban dolgozta ki a tételét, amelyet beton érési-szilárdulási becslő modelleként először 1977-ben Freiesleben és Pedersen alkalmazott. Míg a Saul-féle idő-egyenérték összefüggés alakja lineáris, addig az Arrhenius-féle összefüggés exponenciális görbét eredményez (22. ábra).

A 22. ábrán a különböző feltételeknek megfelelő Saul- és Arrhenius-féle idő-egyenérték függvények elhelyezkedését vethetjük össze. A 22. ábra szerint a $T_0 = 5^\circ\text{C}$ alsó



22. ábra: Különböző feltételeknek megfelelő Saul- és Arrhenius-féle idő-egyenérték függvények összevetése. Forrás: Report IPRF, 2006.

hőmérséklettel jellemzett Nurse-Saul-féle függvény a $(10 - 35)^\circ\text{C}$ hőmérsékleti tartományban jó közelítését adja az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványban is szereplő $E_a = 30,0$ kJ/mol jellemzőjű Arrhenius-féle függvénynek.

Az Arrhenius-féle tétel a kémiai kinetikában a reakciósebességi együttható (k) értékét adja meg az anyaghőmérséklet (T) függvényében:

$$k = A \cdot e^{-\frac{E_a}{R_u \cdot T}} = A \cdot e^{-\frac{E_a}{R_u} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} = A \cdot e^{-\frac{E}{R_u} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad (10)$$

ahol:

- A preexponenciális tényező (frekvencia faktor)
- E_a aktiválási energia, J/mol
amely $T \geq 293,15$ K ($\geq 20^\circ\text{C}$) esetén $E_a = 33500$ J/mol
 $T < 293,15$ K ($< 20^\circ\text{C}$) esetén $E_a = 33500 + 1470 \cdot (T_0 - T)$ J/mol
vagy a cementfajta függvényében:
CEM I esetén: $E_a = 25000-45000$ J/mol
CEM III esetén: $E_a = 50000-75000$ J/mol
- R_u univerzális gázállandó (8,3142 J/mol·K)
- $E_a/R_u = 33500/8,3142 = 4029$ K ~ 4000 K, ha $T \geq 293,15$ K ($\geq 20^\circ\text{C}$)
- $E_a/R_u = (33500 + 1470 \cdot 20)/8,3142 = 7565$ K, ha $T = 273,15$ K ($0,0^\circ\text{C}$)
- T_0 az anyag referencia-hőmérséklete ($293,15$ K = 20°C), kelvinben kifejezve
- T az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet— vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), ($273,15$ K + $T_i = 0,0^\circ\text{C} + T_i$), kelvinben kifejezve
- T_i az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), $^\circ\text{C}$ -ban kifejezve

A (10) szerinti *Arrhenius*-féle összefüggés megtalálható az ASTM C 1074-04 szabvány 6.3 fejezetében, és az E_a/R állandót a szabvány A1.3 melléklete (Annex A1.3), valamint X1.3 függeléke (Appendix X1.3) értelmezi.

Ha a vizsgálati anyag hőmérséklete (itt már nevezhetjük betonhőmérsékletnek) $T \geq 293,15 \text{ K}$ ($\geq 20 \text{ °C}$), akkor az *Arrhenius*-féle formula a CEB-FIP Model Code 1990 szerint a következő alakot ölti:

$$k = A \cdot e^{\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} = A \cdot e^{4000 \left(\frac{1}{293,15} - \frac{1}{273,15+T_i} \right)} = A \cdot e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \quad (11)$$

Az *Arrhenius*-féle formulában a k/A hányados az *idő-egyenérték* (t_n) fejezi ki, amelynek összefüggése – ha a vizsgálati anyag hőmérséklete $\geq 20 \text{ °C}$ – a következő, és amely $T_i = 20 \text{ °C}$ vizsgálati anyaghőmérsékleten $t_n = t_{20\text{°C}} = 1,0$ értéket vesz fel (23. ábra):

$$\frac{k}{A} = t_n = e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \quad [\text{nevezetlen szám}] \quad (12)$$

Meg kell jegyezni, hogy az *Arrhenius*-féle (11) és (12) jelű összefüggést a szabványok olykor 20 °C alatti hőmérsékleten is alkalmazzák, illetve nem tiltják (például: CEB-FIP Model Code 1990; MSZ EN 1992-1-1:2010; ASTM C 1074-04), és ezért a 6. táblázatban és a 23. ábrán az idő-egyenértéket $T_i = 15 \text{ °C}$ átlagos beton hőmérséklet esetére is megadtuk.

6. táblázat: Példa a t_n idő-egyenérték számítására a (12) összefüggés alapján, feltételezve, hogy a hőmérséklet $T_i \geq 15 \text{ °C}$ (23. ábra)

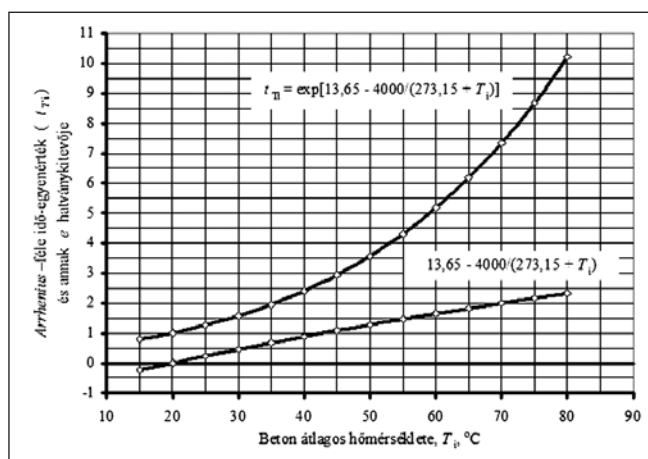
T_i a beton átlagos hőmérséklete egy napon át $^{\circ}\text{C}$	e hatványkitevője a t_n idő-egyenérték összefüggésben	t_n idő-egyenérték (20 °C hőmérsékletű napra vonatkoztatva, az e hatványa)
15	-0,232	0,793
20	0,000	1,000
25	0,234	1,264
30	0,455	1,577
35	0,669	1,953
40	0,877	2,403
45	1,077	2,937
50	1,272	3,567
55	1,460	4,308
60	1,643	5,173
65	1,821	6,178
70	1,993	7,340
75	2,161	8,677
80	2,323	10,210

A 20 °C betonhőmérsékletre vonatkoztatott **helyettesítő időtartam az *Arrhenius*-féle összefüggés alapján, portlandcement esetén:**

$$t_T = \sum_{i=1}^n t_{T_i} \cdot \Delta t_i = \sum_{i=1}^n e^{\left(13,65 - \frac{4000}{273,15+T_i} \right)} \cdot \Delta t_i \quad [\text{nap vagy óra}] \quad (13)$$

ahol:

T_i az adott szilárdulási időtartam alatt változatlan betonhőmérséklet vagy átlagos betonhőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), $^{\circ}\text{C}$ -ban kifejezve
 Δt_i a szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan vagy átlagával jellemezhető (T_i), napban vagy órában kifejezve



23. ábra: Arrhenius-féle idő-egyenérték (t_n) összefüggése és abban az e hatványkitevője a hőmérséklet függvényében

A helyettesítő időtartam számítására a (13) *Arrhenius*-féle összefüggés alapján a 7. táblázatban mutatunk be példát.

Minthogy az eredeti *Saul*-féle formula alkalmazása 20 °C hőmérséklet felett ellentmondásokra vezet (20. ábra), a CEB-FIP Model Code 1990 kidolgozói a szabályozásba az *Arrhenius*-féle törvényt emelték be. A (13) összefüggést a CEB-FIP Model Code 1990 nyomán az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány is tartalmazza. A (13) *Arrhenius*-féle helyettesítő időtartam összefüggés számjele a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.8.2. fejezetében: (2.1-87), és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány B.1 mellékletében: (B.10).

Az európai szabványok a t_T helyettesítő időtartam összefüggést a 28 napnál fiatalabb szabványosan érlelt és az előregyártott, hőérlelt beton szilárdság becsléséhez $0-80 \text{ °C}$ hőmérsékleti tartományban alkalmazzák (CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.8. fejezete és MSZ EN 1992-1-1:2010 szabvány B.1 mellékletének (3) bekezdése).

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. és 2.1.8.2. fejezete, valamint D. függelékének d.4.2.1. szakasza szerint a (13) összefüggés lényegében a mai értelemben vett CEM I és CEM II típusú portlandcementek esetén használható. (Ezek jele a modell-kódban CE I és CE II volt, a CE II heterogén portlandcement összetétele a maiól bizonyos mértékig eltért, a mai CEM V típusú kompozitcement nem volt szabványos.) Ettől a korlátozástól az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése érdemben nem tér el. (Lásd a 8. táblázatot.)

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezetének (2.1-54) összefüggése a 28 naposnál fiatalabb beton szilárdsági tulajdonságainak változását – a 28 napos korú, szabványosan tárolt és utókezelt (MSZ EN 12390-2:2009) beton átlagos nyomószilárdságára vonatkoztatva – az idő függvényében a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényezővel veszi figyelembe:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_T / t_{1,T}} \right)^{1/2} \right] \right\} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t_T / t_{1,T}} \right)^{1/2} \right]} \quad (14)$$

ahol:

s cement fajtájától függő tényező, lásd a 8. táblázatot
 t_T a (13) összefüggés szerinti helyettesítő időtartam, napban kifejezve
 $t_{1,T}$ 1 nap, a mértékegységre tekintettel szerepeltetik az összefüggésben.

Eszerint a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényező a hőmérséklet befolyásolta helyettesítő időtartamnak (t_i) és a cement fajtájától függő együtthatónak (s) a függvénye (24. ábra).

7. táblázat: Példa a helyettesítő időtartam számítására a (13) Arrhenius-féle összefüggés alapján

Érlelési idő, óra	Mért hőmérséklet, °C	Δt_i , óra	Átlagos hőmérséklet, T_i , °C	Idő-egyenérték, t_{Ti}	Helyettesítő időtartam, t_T , óra
0,5	20	0,5	20,5	1,029	1,03
1,0	21	0,5			
1,5	22	0,5	22,5	1,128	2,16
2,0	23	0,5			
2,5	24	0,5	24,5	1,235	3,39
3,0	25	0,5			
3,5	27	0,5	27,5	1,413	4,80
4,0	28	0,5			
4,5	29	0,5	29,5	1,543	6,35
5,0	30	0,5			
5,5	31	0,5	31,5	1,682	8,03
6,0	32	0,5			
6,5	33	0,5	33,0	1,794	9,82
7,0	33	0,5			
7,5	34	0,5	34,0	1,872	11,70
8,0	34	0,5			
8,5	35	0,5	35,0	1,953	13,65
9,0	35	0,5			
9,5	36	0,5	36,0	2,037	15,69
10,0	36	0,5			
10,5	36	0,5	36,5	2,080	17,77
11,0	37	0,5			
11,5	37	0,5	37,0	2,123	19,89
12,0	37	0,5			

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete szerint a (14) összefüggés az ISO 2736-2:1986 szerint szabványosan készített és tárolt (20 ± 2 °C hőmérsékleten, kizsuzás után vízben vagy legalább 95 % relatív nedvességtartalmú laboratóriumi körülmények között úgy, hogy a vizsgálatig a próbatestek felületét állandóan vízfilm vonja be) próbatestek esetén érvényes. (Az ISO 2736-2:1986 szabványt visszavonták, az ISO 1920-3:2004 szabvány váltotta fel, mai európai megfelelője az MSZ EN 12390-2:2009 szabvány.)

Alkalmazva a $t = t_T/t_1$ egyszerűsítést, a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kódból átvett (14) összefüggés az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezetének (6) bekezdésében – (3.2) jel alatt – a következő alakot ölti, és ugyancsak a 28 napos korú, szabványosan tárolt és utókezelt beton átlagos nyomószilárdságára vonatkoztatva az idő függvényében a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényezőt adja meg:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \quad (15)$$

A (15) összefüggésben a t betonkor a (13) összefüggés szerinti t_T helyettesítő időtartam.

A (15) összefüggés az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 10.3.1.1 fejezetének (3) bekezdése szerint az előregyártott vasbeton szerkezeti elemek hőérlelése esetén is érvényes, ha a beton 28 napnál fiatalabb. Megjegyzik, hogy ebben az esetben a $\beta_{cc}(t)$ tényezőt általában 1,0-re kell korlátozni. Ez azt jelenti, hogy a (15) jelű összefüggés hőérlelt betonok esetén is akkor alkalmazható, ha azok 28 napnál fiatalabbak (24. ábra).

Kanstad – Hammer – Bjøntegaard – Sellevold (1999) a

korai szilárdulási folyamat jobb leírására a (15) összefüggést a következőképpen módosította, és a húzó-szilárdság, valamint a rugalmassági modulus alakulásának kifejezésére is alkalmazta (Röhling, 2009 és Atrushi, 2003):

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28 - t_0}{t - t_0} \right)^c \right] \right\} \quad (16)$$

ahol:

t_0 a hőfejlődés és a szilárdulás kezdetének a cementfajtától és a beton összetételétől függő időpontja

c kísérletekkel meghatározandó függvényállandó

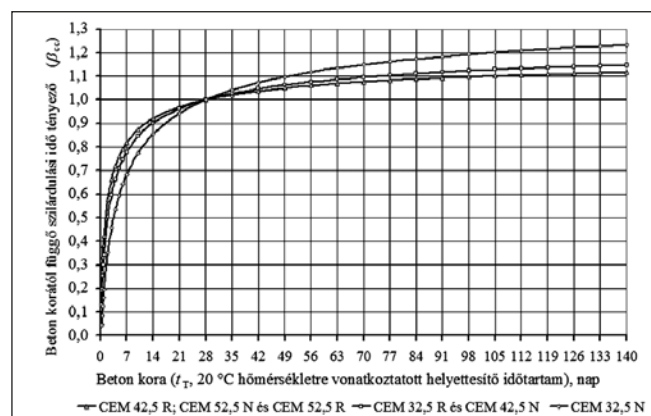
A t_0 időpont figyelembevétele főként akkor előnyös, ha a kötési-kezelési adalékszernek a hatását, vagy a hidratáció első néhány óráját jellemző pangó szakasznak (németül: dormante Periode) a hatását nem kívánjuk elhanyagolni. A pangó szakasz a kezdetleges trikálcium-aluminát-szulfát hidratáció (az elsődleges ettringit képződés kezdetének) ideje, amely szakasz a kalcium-szilikát-hidrát fázisok képződésének kezdetéig, lényegében nem egészen a Vicat-féle kötésidő végéig tart. Ezalatt a beton már nem tömöríthető, de még nem is szilárd.

A (14) és (15) összefüggés a CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány szerint 20 °C átlagos hőmérsékletre vonatkoztatva és az MSZ EN 12390-2:2009 szerinti utókezelés esetén érvényes. Az MSZ EN 12390-2:2009 szabvány 5.5. fejezetében a próbatestek utókezeléséről (tárolásáról) a következőket olvashatjuk: a próbatesteket legalább 16 órán át, de 3 napnál nem hosszabb ideig – védve ütéstől, rázástól, vízvesztéstől – a sablonban, (20 ± 5) °C hőmérsékletű térben kell tárolni. A próbatesteket a sablonból kivéve közvetlenül a vizsgálatig (20 ± 2) °C hőmérsékletű vízben vagy (20 ± 2) °C hőmérsékletű és legalább 95 %-os relatív páratartalmú klímakamrában kell tárolni.

A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezetének (2.1-53) összefüggése és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezete (6) bekezdésének (3.1.) összefüggése szerint a 28 naposnál fiatalabb beton átlagos nyomószilárdságát a t időpontban – a szilárdulási idő tényező $\beta_{cc}(t)$ és a beton 28 napos átlagos nyomószilárdsága (f_{cm}) felhasználásával – a következő összefüggéssel lehet megbecsülni:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2} \right]} \cdot f_{cm} \quad (17)$$

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2. fejezete (6) bekezdésben kihangsúlyozzák, hogy ha a beton 28



24. ábra: $\beta_{cc}(t)$, szilárdulási idő tényező függvénye

8. táblázat: A cement fajtajától függő tényező (s) értéke a (15) – (17) összefüggésben

CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete és az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése szerint	
s	ha a cement fajtája
0,20	CEM 42,5 R; CEM 52,5 N; CEM 52,5 R ^{a)}
0,25	CEM 32,5 R; CEM 42,5 N ^{b)}
0,38	CEM 32,5 N ^{c)}
Megjegyzés:	
A CEB-FIP Model Code 1990 modell-kód 2.1.6.1. fejezete és d.4.2.1 függeléke az	
a) szerinti cementek csoportját RS osztályú, gyorsan szilárduló és nagyszilárdságú (rapid hardening high strength cements), akkori jelöléssel CE 52,5;	
b) szerinti cementek csoportját R osztályú, gyorsan szilárduló (rapid hardening cements), akkori jelöléssel CE 42,5 R, és N osztályú, normál módon szilárduló (normal hardening cements), akkori jelöléssel CE 32,5 R és CE 42,5;	
c) szerinti cementek csoportját SL osztályú, lassan szilárduló (slowly hardening cements), akkori jelöléssel CE 32,5 cementnek nevezi;	
MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 3.1.2 fejezetének (6) bekezdése az	
a) szerinti cementek csoportját R osztályú,	
b) szerinti cementek csoportját N osztályú,	
c) szerinti cementek csoportját S osztályú cementnek nevezi.	
Ezek a betűjelek nem tévesztendőek össze az MSZ EN 197-1:2000 cement-szabvány szerinti betűjelekkel.	
Rostasy – Krauß – Budelmann (2002) szerint, lásd Röhling (2009)	
s	ha a cement fajtája
0,17 – 0,22	CEM I 52,5 (C60/75 osztályú betonok)
0,20 – 0,23	CEM I 42,5 R (C40/50 osztályú betonok)
0,28 – 0,45	CEM III/B 32,5 NW, kis hőfejlesztésű kohósalakcement (C40/50 osztályú betonok)

napos megkövetelt nyomószilárdsága nem teljesül, akkor a (15) és (17) alatti összefüggést használni, továbbá ezekkel a nem megfelelő referencia-szilárdság meglétét visszamenőlegesen, az utószilárdulás figyelembevételével igazolni nem szabad.

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány 10.3.1.1 fejezetének (3) bekezdése szerint a 28 naposnál fiatalabb ($t < 28$ napos) hőérlelt előregyártott vasbeton szerkezeti elem betonjának $f_{cm}(t)$ nyomószilárdsága ugyancsak a (17) jelű összefüggéssel számítható, amely összefüggésben a t a hőmérséklettel módosított (13) szerinti t_T betonkor.

Példaképpen – MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány szerinti (17) összefüggés, valamint az 5. és 8. táblázat alapján – a 9. táblázatban mutatjuk be annak a CEM 32,5 N jelű cementtel készített betonnak a kiszaluzhatósági ideje számítását, amelytől megköveteljük, hogy a teherhordó zsaluzat eltávolításának időpontjában a beton nyomószilárdsága érje el a 28 napos nyomószilárdság 80 %-át. A betonozás tervezésének idején felkészülünk arra, hogy a fiatal beton átlagos hőmérséklete a kiszaluzásig – az időjárástól függően, és az egyszerűség kedvéért – például 15 °C vagy 20 °C vagy 25 °C lesz.

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} = \beta_{cc}(t) = 0,8 = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2} \right]}$$

$$\frac{\ln 0,8}{s} = \frac{-0,2231435}{0,38} = -0,5872198 = 1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{1/2}$$

$$\frac{28}{t_T} = 1,5872198^2 = 2,5192667$$

$$t_T = 11,114345 \text{ nap, helyettesítő idő (13) szerint}$$

9. ábrázat: Példa a kiszaluzhatóság időpontjának kiszámítására

T Beton átlagos hőmérséklete a készítéstől a kiszaluzásig °C	t_{Ti} Idő-egyenérték az 5. táblázatból	$\Delta t_{\text{kiszaluzási}}$ $= t_T / t_{Ti}$ Kiszaluzhatóság időpontja Nap
15	0,793	14,0
20	1,000	11,1
25	1,264	8,8

Tehát a példa szerinti beton 15 °C átlagos hőmérséklet esetén 14 napos, 20 °C átlagos hőmérséklet esetén 11 napos, illetve 25 °C átlagos hőmérséklet esetén 9 napos korban zsaluzható ki. Arról természetesen meg kell győződni, hogy az adott nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori nyomószilárdságának 80 %-a a teherbírás szempontjából kizsaluzáskor elegendő-e. Így például

- a C20/25 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (20+8) = 31,4 \text{ N/mm}^2$;
- a C25/30 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (25+8) = 37,0 \text{ N/mm}^2$;
- a C30/37 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos kori előírt átlagos nyomószilárdságának 80 %-a vegyesen tárolt 150 mm méretű próbakockán mérve: $0,8 \cdot 1,4 \cdot (30+8) = 42,6 \text{ N/mm}^2$.

Ha a betont fiatal korában, amikor még kicsi a szilárdsága, megterhelik, akkor a kúszási alakváltozás a rugalmas alakváltozás 3-5-szörösét is kiteheti. Ilyen esetben a $\varphi(t, t_0)$ kúszási tényezőben szereplő, a beton megterhelésének napján kifejezett t_0 időpontját a cement szilárdulási ütemének figyelembevételével a CEB Bulletin 199:1990 és a CEB-FIP Model Code 1990 szerint a következő összefüggéssel kell kiszámítani:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T} / t_{1,T})^{1,2}} + 1 \right]^a \geq 0,5 \text{ nap} \quad (18)$$

ahol:

$t_{0,T}$ az Arrhenius-féle t_T helyettesítő időtartam a (13) alatti összefüggés alapján, a megterhelés időpontjában, napban kifejezve

$t_{1,T}$ 1 nap, amelyet a mértékegységre tekintettel szerepeltetnek az összefüggésben

α = -1 a lassan szilárduló (SL jelű) cement esetén; 0 normál (N jelű) vagy a gyorsan (R jelű) szilárduló cement esetén; 1 a gyorsan szilárduló (RS jelű) nagyszilárdságú cement esetén

A (18) szerinti összefüggést az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány a B.9 jel alatt a következő, egyszerűbb formában közli, és a cementek szilárdulását is némiképp módosítva értelmezi:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ nap} \quad (19)$$

ahol:

- $t_{0,T}$ az Arrhenius-féle t_r helyettesítő időtartam a (13) alatti összefüggés alapján a megterhelés időpontjában, napban kifejezve
- α = -1 a lassan szilárduló (S jelű) cement esetén; 0 a normál módon szilárduló (N jelű) cement esetén; 1 a gyorsan szilárduló (R jelű) cement esetén

Egyes szabványokban az érési, szilárdulási modell segítségével nem csak a nyomószilárdság, hanem egyéb szilárdsági jellemzők időbeni változásának meghatározásával is foglalkoznak az Arrhenius-féle modell alapján.

Igy például az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány

- 3.1.2 fejezetének (9) bekezdése szerint a 28 naposnál fiatalabb beton tengelyirányú húzószilárdsága átlag értékének időbeni értéke $f_{ctm}(t)$ a $\beta_{cc}(t)$ szilárdulási idő tényező és a 28 napos beton tengelyirányú húzószilárdsága f_{ctm} átlag értékének függvényében:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctm} = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \cdot f_{ctm} \quad [N / mm^2] \quad (20)$$

- 3.1.3 fejezetének (3) bekezdése alatt a rugalmassági modulus (E_{cm}) időbeni változásának számítására a következő összefüggés található:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0,3} \cdot E_{cm} = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad [N / mm^2] \quad (21)$$

ahol: E_{cm} a 28 napos korú beton rugalmassági modulusa

Mint már említettük, az ASTM C 1074-04 szabvány 8.7 fejezete a fiatal beton hajlítószilárdságának becslését teszi lehetővé a tárgyalt Nurse-Saul-féle és Arrhenius-féle helyettesítő időtartam meghatározásával.

7. ÖSSZEFOGLALÁS

A hőmérsékletnek a fiatal beton szilárdságára gyakorolt hatása a mintegy 20 °C hőmérsékletű beton szilárdulási folyamatának első négy hetéből becsülhető meg. Ehhez kísérlettel meg kell határozni a szabványosan tárolt és utókezelte (MSZ EN 12390-2:2009) beton átlagos nyomószilárdságát minél több időpontban, de mindenképpen például 1 vagy 2 napos és 7 vagy 14, legfeljebb 28 napos korban, majd valamelyik számítási módszer (modell) segítségével, logaritmikus interpolálással ki kell számítani a helyettesítő időtartamot, illetve a szilárdulási tényezőt, majd az adott időponthoz tartozó, hőmérsékletfüggő nyomószilárdságot, húzószilárdságot, rugalmassági modulus.

A dolgozatban négy modellt és egy optimum számítási módszert ismertettünk.

A legegyszerűbb a Nurse-Saul-féle modell, de hiányossága, hogy idő-egyenérték összefüggése lineáris és a különböző cementféslek eltérő hatását az érési óra-fok számra nem veszi figyelembe. Saul szerint a beton nyomószilárdsága arányos a betonérési óra-fok szám logaritmusával. A Nurse-Saul-féle modellt a cement hőérzékenységet kifejező „A” tényező bevezetésével Papadakis és Bresson fejlesztette

tovább. A Papadakis-Bresson-féle modell hátránya, hogy csak 20 °C hőmérséklet felett használható. A Papadakis-Bresson-féle modellt de Vree alakította át úgy, hogy 20 °C hőmérséklet alatt is használható legyen. Ehhez bevezetett egy új, cement hőérzékenységet kifejező „C” tényezőt, miáltal a de Vree-féle modell – a Nurse-Saul-féle modellhez hasonlóan – -10 °C hőmérsékletig alkalmazható. De Vree szerint a beton nyomószilárdsága a korrigált betonérési óra-fok szám természetes alapú logaritmusával arányos. Hollandiában a de Vree-féle óra-fok szám meghatározására mérőműszert fejlesztettek ki. A CEMIJ-féle módszert a legjobb nyomószilárdság becslésre vezető de Vree-féle „C_{optimális}” tényező meghatározására dolgozták ki. Legtöbb kísérleti munkával jár, de épp ezért nagyobb biztonsággal becsülhető meg a fiatal beton nyomószilárdsága a de Vree-féle modellel épülő CEMIJ-féle számítási módszerrel. Arrhenius kémiai kinetikai tételét beton érési-szilárdulási becselő modelleként először Freiesleben és Pedersen alkalmazta. Az Arrhenius-féle összefüggés exponenciális görbét eredményez, az Arrhenius-féle modellt a 28 napnál fiatalabb szabványosan érlelt és az előregyártott, hőérlelt beton szilárdság becsléséhez 0-80 °C hőmérsékleti tartományban alkalmazható. Az Arrhenius-féle modell a (10 – 35) °C hőmérsékleti tartományban az 5 °C alsó hőmérsékletre tartozó Nurse-Saul-féle függvénnyel jól közelíthető.

Az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabvány a beton szilárdulási tényezőjének összefüggését az Arrhenius-féle modell alapján adja meg. Az ASTM C 1074-04 szabványban két módszert írnak le, ezek egyike a Nurse-Saul-féle modell, másika az Arrhenius-féle modell. A de Vree-féle betonérési fok, illetve szilárdság becslési módszer leírását a holland NEN 5970:2001 szabvány tartalmazza. A betonérési fok vizsgálatát a módszer megnevezése és részletek ismertetése nélkül az állványzat eltávolíthatósága és a beton kiszaluzhatósága idejének meghatározására a DIN 1045-3:2008 szabvány, a kúszás számításához az első terhelés időpontjához tartozó betonérési fok meghatározására a DIN-Fachbericht 102:2009 jelentés ajánlja.

A dolgozat ismerteti az MSZ EN 1992-1-1:2010 (Eurocode 2) szabványban megadott összefüggések elméleti alapjait, és ezzel segíti a tervezőt a kivitelezés során rendre felmerülő kérdéseknek – úgymint a kiszaluzhatóság és a feszítőerő ráengedés lehetséges időpontjának, a beton korai állapotában fellépő hidratációs húzóerőknek (acélbetét mennyiségnek) a meghatározása – megválaszolásában.

8. JELÖLÉSEK

A	Preexponenciális tényező (frekvencia faktor)
c	Kísérletekkel meghatározandó függvényállandó a (16) összefüggésben
C	Cement hőérzékenységet kifejező de Vree-féle tényező
E_a	Aktiválási energia, J/mol
E_{cm}	28 napos korú beton rugalmassági modulusa
i	Szilárdulási időtartam (intervallum) sorszáma, $i = 1, 2, 3 \dots n$
r_i	Adott szilárdulási időtartam (óra) alatt változatlan „javított cementfüggő” betonhőmérséklet, °C-ban kifejezve
R	Beton érését (hidratáció előrehaladtát) kifejező idő-fok (óra-fok vagy nap-fok) szám (németül: Reife), mint a gőzölt beton gőzölési idő-hőmérséklet diagramja alatti terület nagysága
$R_{de Vree}$	Beton érését (a hidratáció előrehaladtát) kifejező „javított cementfüggő” óra-fok szám de Vree szerint

R_u	Univerzális gázállandó (8,3142 J/mol·K)
s	Cement fajtajától függő tényező
t_0	Hőfejlődés és a szilárdulás kezdetének a cementfajtától és a beton összetételétől függő időpontja
$t_{0,T}$	Arrhenius-féle t_T helyettesítő időtartam a beton megterhelésének időpontjában, napban kifejezve
$t_{1,T}$	1 nap, amelyet a mértékegységre tekintettel szerepeltetnek az összefüggésben
t_T	Helyettesítő időtartam, napban kifejezve
T	Adott szilárdulási időtartam alatt változatlan anyaghőmérséklet vagy átlagos anyaghőmérséklet (vizsgálati hőmérséklet), kelvinben kifejezve
T_0	Anyag referencia-hőmérséklete, kelvinben kifejezve
T_i	Beton egy órai vagy napi átlaghőmérséklete vagy változatlan hőmérséklete a szilárdulási időtartam (intervallum) alatt, °C-ban kifejezve
α	Cement fajtajától függő tényező
Δt_i	Szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan vagy átlagával jellemezhető (T_i), napban vagy órában kifejezve
$\beta_{cc}(t)$	Szilárdulási idő tényező

9. HIVATKOZOTT SZABVÁNYOK ÉS JELENTÉSEK

- ASTM C 1074-04 „Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method”, 2004; A szabvány korábbi változata 1993-ban, illetve 1998-ban jelent meg „Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method” címmel
- CEB Bulletin 199:1990 „Evaluation of the time dependent behaviour of concrete”
- CEB-FIP Model Code 1990 Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 203-205, Final Draft, Chapters 4-10, Lausanne 1991; First published by Thomas Telford Services Ltd., London, 1993.
- DIN 1045-3:2008 (és :2001), „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 3: Bauausführung”
- DIN 4227:1988 „Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung”
- DIN-Fachbericht 102:2009 „Betonbrücken”
- EN 197-1:2000 „Cement. 1. rész: Az általános felhasználású cementek összetétele, követelményei és megfelelőségi feltételei”. Módosítások: MSZ EN 197-1:2000/A1:2004 és MSZ EN 197-1:2000/A3:2007
- ISO 1920-3:2004 „Testing of concrete. Part 3: Making and curing test specimens”
- ISO 2736-2:1986 „Concrete tests. Test specimens. Part 2: Making and curing of test specimens for strength tests”. Visszavonva, felváltotta az ISO 1920-3:2004 szabvány. (Honosított változata: MSZ ISO 2736-2:1991 „Betonvizsgálati próbatestek. Próbatestek készítése és kezelése szilárdságvizsgálati célra”. Visszavonva: 2001. november 1.)
- MSZ EN 12390-2:2009 „A megszilárdult beton vizsgálat. 2. rész: Szilárdságvizsgálati próbatestek készítése és tárolása”
- MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: „Beton szerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”
- MSZ EN 206-1:2002 „Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelőség”. Módosítások: MSZ EN 206-1:2000/A1:2004 és MSZ EN 206-1:2000/A2:2005
- NEN 5970:2001 „Bepaling van de druksterkte-ontwikkeling van jong beton op basis van de gewogen rijpheid”, holland szabvány
- Report IPRF-01-G-002-03-6 „Using Maturity Testing for Airfield Concrete Pavement Construction and Repair”, An Research Report IPRF. Innovative Pavement Research Foundation. Airport Concrete Pavement Technology Program. Skokie (USA, Illinois) 2006.

10. HIVATKOZÁSOK

- Arrhenius, S.: „On the Reaction Velocity of the Inversion of Cane Sugar by Acids” *Zeitschrift für Physikalische Chemie*, No. 4, 1889, pp. 226-232 (as translated and published in Margaret H. Back and Keith J. Laidler, 1967, „Selected Readings in Chemical Kinetics” Pergamon, Oxford, 1967).
- Atrush, D. S.: „Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling”, Doctoral Thesis. Trondheim, Norway, 2003
- Bergmeister, K. – Wörner, J.-D. – Fingerloos, F.: „Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen”, Beton-Kalender 2009, Teil I. pp. 54-56. és 64-65., Jahrgang 98., Ernst & Sohn, Berlin, 2009.

- Beton-Kalender 1991: Schriftleitung J. Eibl, Karlsruhe, Teil II, pp. 263, Jahrgang 80., Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- Braasch, T.: „Herabsetzung des Risikos einer Rissbildung abschnittsweise hergestellter Brückenüberbauten aus Beton”, Dissertation, Hameln, Juni 2004.
- Bunke, N. (szerkesztette): „Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweis als Ergänzung zu DIN 1048”, DAfStb, Heft 422, Beuth Verlag GmbH, Berlin-Köln, 1991.
- Egmond, van, B. – Jacobs, F.: „Gewichtete Reife des Betons”, *TFB Cementbulletin*, Jg. 67., 1999., H. 11. pp. 1-7.
- Freiesleben Hansen, P. – Pedersen, E. J.: „Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete”, *Nordisk Betong*, 1, 1977, pp. 19-34.
- Goris, A. – Hegger, J.: „Stahlbetonbau aktuell 2010, Praxishandbuch”, *Bauwerk Verlag GmbH*, Berlin, 2010.
- Iken, H.-W. – Lackner, R. R. – Zimmer, U. P. – Wöhl, U.: „Handbuch der Betonprüfung. Anleitungen und Beispiele”, *Verlag Bau+Technik*, Düsseldorf, 2003.
- Iványi Gy. (szerkesztette): „Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton”, DAfStb, Heft 555, *Beuth Verlag GmbH*, Berlin-Köln, 2006.
- Kanstad, T. – Hammer, T. A. – Bjøntegaard, Ø. – Sellevold, E. J.: „Mechanical properties of young concrete: Evaluation of test methods for tensile strength and modulus of elasticity. Determination of model parameters”, Nor-IPacs report STF22. *Norwegian Inst. of Techn.*, Trondheim, 1999.
- Madaleno, A. C. L.: „Erfassung von Verformungs- und Spannungszuständen im jungen Beton infolge Temperatur”, doktori értekezés, Bauhaus – Universität Weimar, 2002.
- Papadakis, M. – Bresson, J.: „Contribution à l'étude du facteur de maturité des liants hydrauliques application à l'industrie du béton manufacturé”, *Revue des Matériaux, Ciments – Betons*, Nr. 678, 3/1973, pp. 18-22.
- Rostasy, F. S. – Krauß, M. – Budelmann, H.: „Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Ribbildung in massigen Betonbauteilen”, *Bautechnik*, 79, 2002, H. 7. – H. 12.
- Röhling, S.: „Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme”, *Verlag Bau+Technik GmbH*, Düsseldorf, 2009
- Saul, A. G. A.: „Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure”, *Magazine of Concrete Research*, 1951, No. 6., pp. 127-140.
- Schießl, P.: „Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung”, *Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung* (Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Schießl), München, 2003. <http://www.cbm.bv.tum.de/english/images/Lehre/Skripten/BauingenieurwesenMaster/hydratationswaerme%2Bfestigkeitsentwicklung.pdf>
- Tegelaar, R.: „Steuerung der Wärmebehandlung auf Basis der Betonreife”, *BFT Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Jg. 68., 2002., H. 4. pp. 30-37.
- Vereinigende Nederlandse Cementindustrie: „Gewogen rijpheid”, *Betoniek*, 6/20, 1984.
- Vermeersch, T.: Semi-automatische bepaling van de ontkistingssterkte toegepast op het productieproces van Prefadim Belgium NV. Diplomamunka. *Katholieke Hogeschool Brugge – Oostende*, 2005.
- Vree, de, R. T. – Tegelaar, R. A.: „Gewichtete Reife des Betons”, *beton*, Jg. 48., 1998, H. 11. pp. 674-678.
- Weigler, H. – Karl, S.: „Junger Beton, Beanspruchung – Festigkeit – Verformung”, *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, 1974. Heft 6. pp. 392-401., és Heft 7. pp. 481-484.
- Wierig, H. J.: „Die Warmbehandlung von Beton”, *Zement-Taschenbuch. Bauverlag*, Wiesbaden und Berlin, 1970/71., pp. 203-236.
- „Zement-Taschenbuch” v.d. Verein Deutscher Zementwerke e.V. 51. Ausgabe. *Verlag Bau+Technik GmbH*, Düsseldorf, 2008., 5.4.1. fejezet, pp. 329-332.
- Zilch, K. – Diederichs, C. J. – Katzenbach, R.: „Handbuch für Bauingenieure”, *Springer Verlag*, Berlin – Heidelberg – New York, 2001.

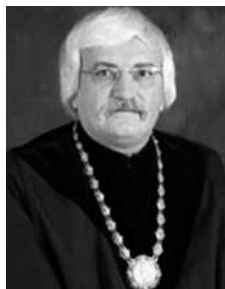
Dr. Kausay Tibor (1934) okl. építőmérnök (1961), vasbetonépítési szakmérnök (1967), egyetemi doktor (1969), a műszaki tudomány kandidátusa (1978), Ph.D. (1997), címzetes egyetemi docens (1985), címzetes egyetemi tanár a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken (2003). A *fib* Magyar Tagozat tagja (2000). Az MTA Szabolcs-Szatmár-Bereg Megyei Tudományos Testületének gróf Lónyay Menyhért emlékérmes tiszteletbeli tagja (2003). Tevékenysége a betontechnológiai és a kő- és kavicsipari kutatásra, fejlesztésre, szakértésre, oktatásra, szabványosításra terjed ki. Publikációinak száma mintegy 175.

HARDENING PROCESS MODELS OF YOUNG CONCRETE. LITERATURE OVERVIEW

Dr. Tibor Kausay

During the preparation of concrete the knowledge of the early compressive strength, the tensile strength or the modulus of elasticity development, might be important from the point of the type of curing, of stripping the structure, of loadability or in some cases of the time of prestressing. Since the hardening process of young concrete is significantly influenced by temperature, it is usually studied as a function of the time and temperature. During the past sixty years several researchers described their experiences by several maturity models, out of which in our paper we would like to overview the most basic ones.

DR. LOVAS ANTAL KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Dr. Lovas Antal a BME Építőmérnöki Kar dékánja, a Hidak és Szerkezetek Tanszékegyetemi docense, 1946. október 31-én született Hajdúböszörményben. 1971-ben végzett szerkezetépítő mérnökként, majd 2000-ig a Tartószerkezetek Mechanikája Tanszék oktatója volt. Oktatási tapasztalata ennek megfelelően alakult: Statika, Szilárdságtan, Rugalmasságtan, Dinamika, Számítástechnika,

Végeselemek módszere, Tartók Statikája I-II. (magyar és angol nyelven), Orvosbiológiai Mechanika, Magasépítési szerkezetek mechanikája, Mélyépítési szerkezetek mechanikája, Hidak és műtárgyak mechanikája, Infrastruktúra műtárgyak, Méretezés alapjai.

Kutatási területe: Élettelen és élő szerkezetek modellezése, szerkezetek megerősítése, biomechanikai kísérletek. Szakmai tevékenysége: Korábbi években tartószerkezeti szoftverfejlesztésekkel foglalkozott (keretszerkezetek rugalmas-képlékeny számítása, hűtőtorony alapgyűrű nemlineáris vizsgálata, rugalmas-képlékeny lemezek-, gerendával merevített lemezek-, betonágyazású vasúti pálya-, IMS földem-megerősítések-, térbeli rúd-héj szerkezetek-, gátak számítása, vasbeton és acél szerkezeti elemek szilárdsági vizsgálata, térbeli keretek és turbinalapok dinamikai vizsgálata). Részt vett több tartószerkezeti tervezésben, elsősorban a hidmegerősítések területén. Szakértési munkák közül Paksi Atomerőmű konténment, lokalizációs tornyok, segédépületek, alagút, iker-kémények és hidak, vízkivételi

mű, szűrőház földrengésállósági tartószerkezeti vizsgálata emelhető ki. Publikációinak száma több mint 100.

1997-2005 között oktatási-oktatásfinanszírozási dékánhelyettes. Ez idő alatt szervezésével átalakult az Építőmérnöki Kar képzése. 1998-ban bevezetésre került a szakirányos képzés. 2001-2003 között a Műszaki Bologna Bizottságban az építőmérnöki képzési terület felelőse, majd 2003-ban első között akkreditálták a 240 kredites építőmérnök alapképzést. 2001-2004 között a Műegyetem stratégiai igazgatója volt. Jelenleg hetedik éve az Építőmérnöki Kar dékánja, negyedik éve a kontrollingért felelős rektorhelyettes. Az oktatásszervezési munka folytatásaként 2005-ben akkreditálták a kari mesterképzéseket.

1998-2010 között a European Civil Engineering Education and Training (EUCEET) nemzetközi projektben a kar képviselője és Management Committee tag. 1998-2002 között a Mérnöki Kamarát képviselte az European Council of Civil Engineering (ECCE) szervezetben. Jelenleg az Association of European Civil Engineering Faculties (AECEF) Board tagja.

Főbb ösztöndíjak: Széchenyi Professzori Ösztöndíj (1998-2001); Wessex Institute of Technology, Ashurst, Nagy Britannia, Royal Society ösztöndíj, (1995, 3 hó), Helsinki University of Technology, Finnország, állami ösztöndíj, (1980-81, 6 hó). Szakmai-oktatási kitüntetések, hallgatói díjak: József Nádor-díj 2005, Apáczai Csere János-díj 2003; Pro Juventute Universitatis 2001; Hallgatókért-díj: 1999; Teacher of the Year: 1991, 1995, 1996, 2002; a Kar Kiváló Oktatója: 1986; Rektori Dícsért: 1979, 1992, 2004; Kiváló Munkáért: 1980 és 1986.

Dr. Lovas Antalnak további sok sikert és jó egészséget kívánunk.
Dr. Balázs L. György

ZSÖMBÖLY SÁNDOR 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Zsomboly Sándor 1946. október 2-án született Budapesten. Építőmérnöki oklevelét 1971-ben szerezte meg a Budapesti Műszaki Egyetem Mérnöki Karán. Szakmai tudását elmélyítendő vasbetonépítési szakmérnöki képzésen vett részt, amelynek befejeztével 1979-ben szakmérnöki oklevelet kapott.

Az egyetemi tanulmányok befejeztével 1971-ben ifjú tervezőmérnökként az Uvatervben helyezkedett el a II. iroda Hid- és szerkezettervező osztályán. Számos érdekes feladat tervezésében vett részt, mint a távolsági szállítószalagok acélszerkezetű hídjai Hejőcsabán és Bélapátfalván; gyalogos felüljárók Budapesten (Őrs vezér tér, Gyömrői út) és Tatabányán (vasútállomás); az M0, M1, M3, M5, M15 autópálya egyes hídjainak engedélyezési és kiviteli terve. Az M1 autópálya Győrt elkerülő szakasz hídtervezési munkáit létesítményi főmérnökként irányította. Több tervpályázaton is sikeresen indult, a budapesti Galvani úti Duna-híd tervezésére kiírt versenyen pályaművük II. helyezést ért el.

Különleges szakmai tapasztalatot jelentett számára az Algériában töltött nyolc munkás esztendő. A közúti hidak tervezésén túl belekóstolt a mérnöki ellenőrző tevékenységbe a Tiaret-i repülőtér kivitelezési munkáinál, majd az El-Hadjar-i vasműben töltött négy évet, ahol az általános mérnöki képzettség minden szakágát volt módja kipróbálni a vasúti pályatervezéstől a szerkezetek tervezésén át a vízipítési és

csatornázási tervek készítéséig. Jelentős feladat volt az El-Hadjar-i acélmű vasút és úthálózatának rekonstrukciója a rajta lévő 12 híd műszaki felülvizsgálata, a javítási tervek készítése. A vasműben végzett munkák külön érdekessége volt, hogy a megtervezett létesítmények megvalósításának irányítása is rá hárult. A szakmai életút harmadik szakasza a Pont-TERV Zrt-hez kötődik. Társaival közösen 1994-ben alapították meg azt a hídtervező társaságot, amely az elmúlt tizenhét év alatt a szakma élvonalában tevékenykedve a legnagyobb hídprojektek megvalósításában vett részt. A Dunán és a Tiszán átívelő hidak, autópályák számtalan megvalósult műtárgya viseli magán kezük és szakértelmük nyomát. Kereskedelmi igazgatóként más területen is kamatoztatta tapasztalatait, de vezetői feladatai mellett mindig szakított időt egy-egy műtárgy terveinek elkészítésére, a tervezés irányítására. A hosszú évek alatt megszerzett tudását, tapasztalatát szakértőként is kamatoztatta, számtalan közúti és vasúti műtárgy időszakos és rendkívüli vizsgálatát végezte.

Mérnöki tapasztalatait megosztotta a Budapesti Műszaki Egyetem magyar és francia tannyelvű hallgatóival. Az általa tervezett szerkezetekről rendszeresen tartott előadást konferenciákon, illetve az ezekről beszámoló írásai szakmai folyóiratokban jelentek meg.

Alakulása óta aktív tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, számos választott tisztséget töltött be a Tartószerkezeti Tagozatban. Tagja a **fib** Magyar Tagozatának, ahol megválasztották a Palotás László Díj kuratóriumi elnökévé.

Pozsonyi Iván



Szeged, Móra Ferenc híd



Rárópuszta, Ipoly-híd



M0, Soroksári Dunaág-híd

www.pont-terv.hu

PONT-TERV MÉRNÖKI TERVEZŐ ÉS TANÁCSADÓ ZRT.

Megjelent!

AXISVM

Végeselem programrendszer statikusoknak

- Teljeskörű megoldás az építőmérnöki feladatokhoz
- CAD rendszerű grafikus modellépítés és eredmény dokumentálás
- Szerkezetmodellezés egyszerű keretektől komplex épületekig
- Méretezési modulok EUROCODE és más szabványok szerint
- Gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalásszámítása
- Homloklemezcsavarozott kapcsolatok ellenőrzése
- Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Faszervezetek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Átszűrődés vizsgálat, repedéstágasság számítás
- Pont- és sávalapok méretezése, geotechnikai ellenőrzése
- Lineáris és nemlineáris statikai és rezgés számítások
- Általános dinamikai vizsgálatok (időtörténet eljárás)

www.axisvm.hu