

# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



9 771419 644000

2 0 2 0 3



JOBBÁGY DÁVID –  
DR. VÖLGYI ISTVÁN

**VASBETON LEMEZEK  
ÁTSZÚRÓDÁSI MÉRETEZÉSÉNEK  
VÁLTOZÁSA NAPJAINKBAN  
2. RÉSZ: ÁTSZÚRÓDÁSI CSAPOK  
MÉRETEZÉSE AZ EURÓPAI  
MŰSZAKI ENGEDÉLYEK SZERINT**

66

ROSZEVÁK ZSOLT –  
DR. HARIS ISTVÁN

**MONOLIT VASBETON  
KERETSAROK NUMERIKUS  
VIZSGÁLATA – 2. RÉSZ:  
CIKLIKUSAN VÁLTOZÓ TERHELÉS**

78

## SZEMÉLYI HÍREK

DR. KISS ZOLTÁN KÖSZÖNTÉSE 70.  
SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. JÓZSA ZSUZSANNA KÖSZÖNTÉSE  
70. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. ORBÁN JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE 75.  
SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. SCHARLE PÉTER KÖSZÖNTÉSE 80.  
SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL  
FÖLDVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 80.  
SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. SZALAI KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 90.  
SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL

83

**BÚCSÚ DR. RÁTAY RÓBERTTŐL**

88

**BÚCSÚ  
DR. HALÁSZ ISTVÁNTÓL**

91

**fib BULLETIN 89, 90**

92



2020/3

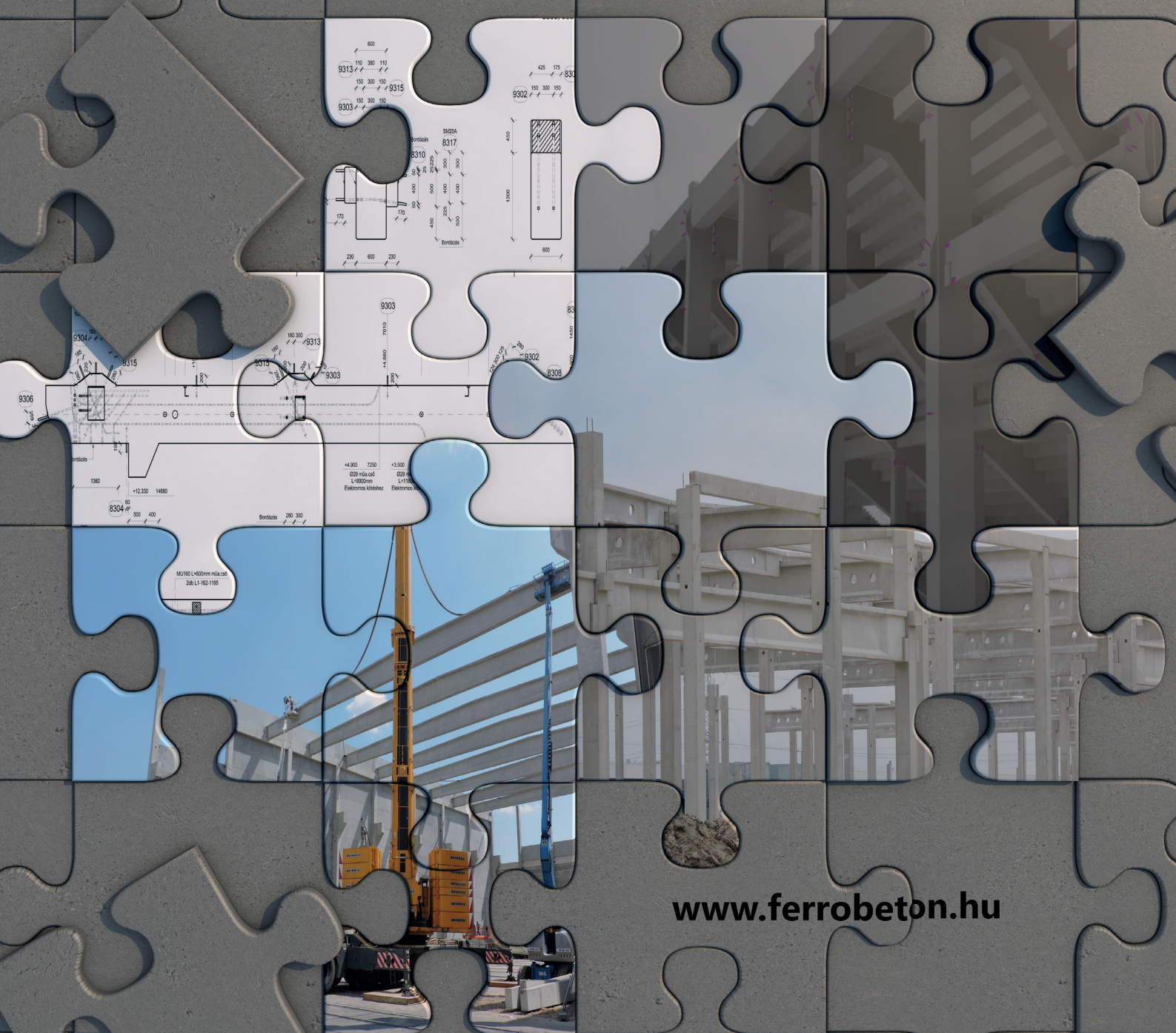
XXII. évfolyam, 3. szám



# FERROBETON

A CRH COMPANY

**beton biztos alapokon**



[www.ferrobeton.hu](http://www.ferrobeton.hu)

# VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat

a **fib** Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES

Journal of the Hungarian Group of **fib**

## Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

## Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

## Szerkesztőbizottság:

Barta János

Dr. Csíki Béla

Dr. Czoboly Olivér

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Koris Kálmán

Dr. Kopecskó Katalin

Dr. Kovács Károly

Dr. Kovács Imre

Dr. Kovács Tamás

Lakatos Ervin

Dr. Lublóy Éva

Mátyássy László

Dr. Móczár Balázs

Dr. Nehme G. Salem

Dr. Orbán Zoltán

Pisch Zsuzsanna

Polgár László

Dr. Sajtos István

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László<sup>2</sup>

Várdai Attila

Dr. Völgyi István

Vörös József

## Lektori testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Loykó Miklós<sup>2</sup>

Madaras Botond

Dr. Madarasz Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Ratay Robert

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  
Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: [fib@eik.bme.hu](mailto:fib@eik.bme.hu)

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

Az internet verzió

technikai szerkesztője:

Bíró András, doktorandusz

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

Címlapfotó: PhD Symposium 2020 Paris

Készítette: Prof. Jean-Michel Torrenti,

Université Gustav Eiffel

**VASBETONÉPÍTÉS** • 2020/3

# TARTALOMJEGYZÉK

**66** JOBBÁGY DÁVID – DR. VÖLGYI ISTVÁN  
**VASBETON LEMEZEK ÁTSZÚRÓDÁSI  
MÉRETEZÉSÉNEK VÁLTOZÁSA NAPJAINKBAN –  
2. RÉSZ: ÁTSZÚRÓDÁSI CSAPOK MÉRETEZÉSE  
AZ EURÓPAI MŰSZAKI ENGEDÉLYEK SZERINT**

**78** ROSZEVÁK ZSOLT - DR. HARIS ISTVÁN  
**MONOLIT VASBETON KERETSAROK  
NUMERIKUS VIZSGÁLATA –  
2. RÉSZ: CIKLIKUSAN VÁLTOZÓ TERHELÉS**

**83** **SZEMÉLYI HÍREK**  
DR. KISS ZOLTÁN KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAAPJA  
ALKALMÁBÓL  
DR. JÓZSA ZSUZSANNA KÖSZÖNTÉSE  
70. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. ORBÁN JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE 75. SZÜLETÉSNAAPJA  
ALKALMÁBÓL  
DR. SCHARLE PÉTER KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAAPJA  
ALKALMÁBÓL  
FÖLDVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAAPJA  
ALKALMÁBÓL  
DR. SZALAI KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 90. SZÜLETÉSNAAPJA  
ALKALMÁBÓL

**88** **BÚCSÚ DR. RÁTAY RÓBERTTŐL**

**91** **BUCSÚ DR. HALÁSZ ISTVÁNTŐL**

**92** **fib BULLETIN 89, 90**

## A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,  
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,  
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvater Zrt.,  
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,  
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,  
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,  
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,  
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

# VASBETON LEMEZEK ÁTSZÚRÓDÁSI MÉRETEZÉSENEK VÁLTOZÁSA NAPJAINKBAN –

## 2. RÉSZ: ÁTSZÚRÓDÁSI CSAPOK MÉRETEZÉSE AZ EURÓPAI MŰSZAKI ENGEDÉLYEK SZERINT



DOL: doi.org/10.32969/VB.2020.3.1

Jobbágy Dávid – Dr. Völgyi István

*Jelen cikk célja, hogy áttekintse a síklemezek Eurocode szerinti átszúródási méretezésekor a tervező rendelkezésére álló módszereket. Említést teszünk a kézi módszerekről, a végeselemes szoftverekbe integrált átszúródási méretező modulokról és az átszúródási elemeket gyártó cégek méretező szoftvereiről. Röviden bemutatjuk az egyes eszközök háttérében futó algoritmusok fő jellemzőit. Ezzel magyarázatot adunk az eredményekben mutatkozó kisebb-nagyobb eltérésekre.*

**Kulcsszavak:** vasbeton, átszúródás, átszúródási csap, EC2, ETA, összehasonlítás

### LEGFONTOSABB JELÖLÉSEK

|             |                                                                                  |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| EC/EC2      | MSZ EN 1992-1-1:2001/A1:2016 a vonatkozó hatályos magyar szabvány                |
| MC          | Model Code 2010                                                                  |
| MSZ         | MSZ 15022/1-2000 Az utolsó MSZ szabvány az EC2 bevezetése előtt                  |
| $d/d_{eff}$ | az átszúródás vizsgálat szempontjából releváns hasznos magasság                  |
| $a, b$      | pillér oldalméretei                                                              |
| $\rho_l$    | húzott hajlítási geometriai vashányad a pillér felett a vasbeton lemezben        |
| $\beta$     | tehernövelő tényező                                                              |
| $u_{crit}$  | a kritikus átszúródási kerület hossza                                            |
| $u_{out}$   | a külső átszúródási kerület hossza, ahol már nincs szükség átszúródási vasalásra |
| $V_{Ed}$    | az átszúró erő tervezési értéke                                                  |
| $V_{Rdc}$   | beton által felvehető átszúró erő tervezési értéke                               |
| $V_{Rds}$   | vasalás által felvehető átszúró erő tervezési értéke                             |
| $V_{Rdcs}$  | vasalás és beton által felvehető átszúró erő tervezési értéke                    |
| $V_{Rdmax}$ | átszúródási teherbírás felső korlátja                                            |

Jelen cikk egy két cikkből álló sorozat második része. A cikksorozat célja, hogy áttekintse vasbeton lemezek átszúródási méretezése területén a közelmúltban bekövetkezett, illetve a közeljövőben várható változásokat és azok hatását. Az első cikk az Eurocode bevezetése előtti Magyar Szabvány (MSZ), az Eurocode (EC2) és a Model Code (MC) méretezési algoritmusainak bemutatására és a tipikus alkalmazások esetén várható eredmények elemzésére koncentrált. Megvizsgáltuk néhány tipikusnak tekinthető közbenső vasbeton födém és alaplemez átszúródási ellenállását a három tárgyalt szabvány ismeretében. Összehasonlítottuk az adott vasalással készülő lemezek figyelembe vehető teherbírását, illetve az adott lemezvastagság (és hajlítási vasalás) esetén elérhető maximá-

lis átszúródási ellenállást. A különböző szabványok szerinti teherbírás értékekre vonatkozó legfontosabb megállapítások a következők:

- A beton által felvehető átszúró erő rész – még a 75%-os redukció figyelembe vételével is – az EC2 esetében a legnagyobb.
- A nagyobb hatékony feszültség miatt gyakran magasabb az átszúródási vasalás MC szerinti ellenállása, a figyelembe vett vasak alacsonyabb száma ellenére is.
- Bár a MC esetében a vasalás által felvehető erő gyakran jóval nagyobb, mégis az EC2 szerinti teherbírás lesz magasabb, mert a MC szerinti felső korlát gyakran korlátozza azt.
- A MC a legszigorúbb az átszúródási teherbírás felső korlátja tekintetében, bár megjegyezzük, hogy a számításokban használt  $k_{sys} = 2.8$  érték az utóbbi években végzett kísérletek szerint akár a 3.8-at is elérheti. Ennek bevezetése esetén jelentősen megnőhet a felső korlát értéke. Az EC2 módosítása jelentős szigorítást jelent a kis  $d/b$  arányú lemezek esetében. Egyedül a nagy vastagságú lemezek vizsgálatakor fordul elő EC2 esetében, hogy közepes és magas teherszinten is a vasalás teherbírása a mértékadó.
- A cikksorozat első részében közölt táblázat néhány eleme tévesen jelent meg, ezért az érintett lemezek számítási eredményeit megismételjük (1. táblázat).

Jelen cikk a tervező rendelkezésére álló eszköztárakat elemzi. Bemutatjuk a módszerek mögött álló algoritmusokat, az egyes eszközök előnyeit, hátrányait és korlátait.

### 1. A TERVEZŐ LEHETŐSÉGEI – A MÉRETEZÉSI MÓDSZEREK FŐ JELLEMZŐI

Magyarországon a vasbeton síklemez födémek méretezése alapvetően az EC2 szerint történik. Az EC2 által nem kezelt

**1. táblázat:** a kidolgozott esetek eredményei  
 $(k_{\max}=2.0 \text{ } k_{\text{sys}}=2.0 \text{ bal oldalt; } k_{\max}=2.5; k_{\text{sys}}=2.8 \text{ jobb oldalt - csak a változó mennyiségeket ismételtük meg})$

| $k_{\max}=2.5; k_{\text{sys}}=2.8$ |                |           |            |                                    |               |                |                   |                   |               |                   |                   |
|------------------------------------|----------------|-----------|------------|------------------------------------|---------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------|-------------------|-------------------|
| $B$ [mm]                           | $d, d, h$ [mm] | $d/B$ [-] | $\rho$ [%] | $k_{\max}=2.0; k_{\text{sys}}=2.0$ |               |                |                   |                   |               |                   |                   |
|                                    |                |           |            | $u_{EC}$ [mm]                      | $u_{MC}$ [mm] | $u_{MSZ}$ [mm] | $V_{Rd, EC}$ [kN] | $V_{Rd, MC}$ [kN] | $T_{Rd}$ [kN] | $V_{Rd, EC}$ [kN] | $V_{Rd, MC}$ [kN] |
| 500                                | 210            | 0.42      | 1.63       | 4639                               | 2660          | 2660           | 550               | 388               | 213           | 1007              | 1446              |
| 300                                | 210            | 0.70      | 1.63       | 3839                               | 1860          | 1860           | 456               | 271               | 118           | 883               | 1259              |
| 250                                | 210            | 0.84      | 1.21       | 3639                               | 1660          | 1660           | 391               | 279               | 125           | 670               | 964               |
| 200                                | 210            | 1.05      | 1.21       | 3439                               | 1460          | 1460           | 369               | 245               | 95            | 673               | 964               |
| 800                                | 1135           | 1.42      | 0.60       | 17463                              | 6766          | 6766           | 5769              | 6112              | 2336          | 25786             | 2787              |
| 600                                | 1135           | 1.89      | 0.60       | 16663                              | 5966          | 5966           | 5505              | 5389              | 1700          | 25826             | 2787              |
| 500                                | 210            | 0.42      | 2.00       | 4639                               | 2660          | 2660           | 590               | 353               | 153           | 1364              | 1928              |
| 300                                | 210            | 0.70      | 1.66       | 3839                               | 1860          | 1860           | 459               | 269               | 118           | 883               | 1259              |
| 250                                | 210            | 0.84      | 1.59       | 3639                               | 1660          | 1660           | 428               | 255               | 88            | 887               | 1259              |
| 200                                | 210            | 1.05      | 1.30       | 3439                               | 1460          | 1460           | 379               | 238               | 95            | 672               | 964               |
| 800                                | 1135           | 1.42      | 0.81       | 17463                              | 6766          | 6766           | 6387              | 5057              | 1661          | 31616             | 5814              |
| 600                                | 1135           | 1.89      | 0.64       | 16663                              | 5966          | 5966           | 5641              | 4398              | 2702          | 17025             | 3235              |
| 500                                | 210            | 0.42      | 1.18       | 4639                               | 2660          | 2660           | 495               | 433               | 276           | 628               | 1062              |
| 300                                | 210            | 0.70      | 0.98       | 3839                               | 1860          | 1860           | 385               | 324               | 197           | 410               | 708               |
| 250                                | 210            | 0.84      | 1.08       | 3639                               | 1660          | 1660           | 377               | 293               | 167           | 412               | 708               |
| 200                                | 210            | 1.05      | 1.03       | 3439                               | 1460          | 1460           | 351               | 265               | 138           | 416               | 708               |
| 800                                | 1135           | 1.42      | 0.50       | 17463                              | 6766          | 6766           | 5430              | 6566              | 4350          | 8174              | 2130              |
| 600                                | 1135           | 1.89      | 0.47       | 16663                              | 5966          | 5966           | 5094              | 5756              | 3211          | 12639             | 2150              |

átszúródási vasalási típusokat (pl. zömített fejű csapok) pedig az ún. ETA dokumentumok (European Technical Approval - Európai Műszaki Engedély) alapján kell méretezni. Ezeknek a dokumentumoknak mindig EC2 konformnak, vagyis annak útmutatásaival összhangoltak kell lenniük.

Ebben a fejezetben a leggyakrabban használt méretezési módszerek jellemzőit gyűjtöttük össze. Az EC2 és ETA-k szerinti méretezési eljárások összevetését a következő fejezet tartalmazza.

A tervezőknek a gyakorlatban az alábbi lehetőségei vannak a méretezés elvégzésére:

- kézi számítás
- végeelemes programok beépített moduljai (pl. AxisVM, FemDesign)
- gyártói szoftverek (pl. Schöck Bole, Halfen HDB, Halfen Filigran, Peikko PSB, Jordahl JDA).

## 1.1. Kézi számítás

A kézi módszerek alatt a tervezés/ellenőrzés kézzel, esetleg általános célú táblázatkezelő vagy matematikai szoftverekkel (pl. Excel, Mathcad, stb.) történő elvégzését értjük. Ez többnyire a bevasalhatóság gyors ellenőrzését és a jellemző kerületen (kerületeken) szükséges vasmenyiség kiszámolását jelenti. Gyakran csak a legszükségesebb adatokat vesszük ezekkel figyelembe (geometria, hajlítási vashányad, terhelő erő, anyagminőség), a számítást bonyolító hatásokat gyakran elhanyagoljuk (pl. nyomatékok hatása a nyírófeszültség egyenlőtlen eloszlásra, födémáttörések, szerkesztési szabályok figyelembe vétele, stb.). Az EC2 nem szabályozza, hogy végeelemes számítás és nem pontszerű támasz esetén hogyan emelje ki a tervező az átszúró erőt a statikai számításból. Ugyanakkor ez a módszer biztosítja a legnagyobb rugalmasságot, különleges esetek is kezelhetők. Gyakorlatilag bármilyen EC2 szerinti átszúródási vasalási típus és elrendezés számítható, a kézi számítás lehetőséget ad továbbá a tervezőnek a mérlegelésre (pl. 101%-os kihasználtság „elfogadása”, tényezők, vasalás kialakítás tervezői mérlegelés szerinti megváltoztatása, stb.).

A kézi számítás algoritmusát nem tárgyaljuk részletesen, hiszen az a cikksorozat első részében bemutatott eljárás szerint történik.

## 1.2. Végeelemes programok beépített moduljai

A végeelemes programokba épített modulok előnye, hogy a geometriát (födémáttörések) és a terhelést (egyidejű nyomatékok) is képes pontosabban figyelembe venni, illetve ezeket a program automatikusan átveszi a számítási modellből. Hátrányuk, hogy sokszor rugalmatlanok, tervezői mérlegelésre nem adnak lehetőséget. Mindkét tárgyalta modul képes több tervezési szabvány szerint számolni.

Az AxisVM számító és méretező program modulja a tervező által kiválasztott részleteket ellenőrzi a modellben számított igénybevételek alapján. Az alapadatok megadása után a program az összes teherkombinációt figyelembe véve ellenőrzi a bevasalhatóságot és meghatározza a kerületenként szükséges vasmenyiséget. Az AxisVM nem ad tényleges vasalási kiosztást, ezért többlet tervezői munka szükséges.

A FemDesign moduljában ki lehet választani az átszúródási vasalás típusát (átszúródási sámlí, felhajlított vas, zömített fejű csap, stb.), illetve a program képes vasalási elrendezést is adni. A cikk írásakor elérhető verzió alkalmas a Peikko PSB zömített fejű csapok tervezésére. Ez a gyártói szoftverekhez hasonló módon, a Peikko ETA-ja alapján történik és azokkal

többnyire azonos megoldást ad (a modul optimalizálása még folyamatban van).

A beépített modulok számítási algoritmusát sem tárgyaljuk részletesen, mivel az is a cikksorozat első részében bemutatott eljárás szerint történik.

### 1.3. Gyártói szoftverek

A termékspecifikus gyártói szoftverek a vonatkozó ETA-k alapján számolnak és minden esetben az adott termékre „optimalizáltak”. Ellenőrzik az átszűrődés elleni bevasalhatóságot, továbbá konkrét vasalási elrendezést is adnak, ami a tervek közvetlenül átvihető. A geometria és a terhek mellett további, a termékre jellemző adatokat is meg kell adni. A legtöbb szoftver több tervezési szabvány szerinti tervezést is lehetővé tesz.

A gyártói szoftverek esetében – a kézi módszerekhez hasonlóan – manuálisan kell a mértékadó igénybevételeket a végelelemes számításból kiemelni. Általában lehetőség van az áttörések kezelésére. Ugyanakkor – a végelelemes szoftverek moduljaihoz hasonlóan – nincs lehetőség az előre nem programozott esetek kezelésére.

### 1.4 Gyártói szoftverekről részletebben

Ahogy korábban említettük, a zömített fejű átszűrődási csapok tervezését nem az EC2 alapján kell elvégezni. Pontosabban fogalmazva: az EC2 szerint a zömített fejű csapokkal mint átszűrődási vasalással ellátott födécek esetén a vasalás által felvehető erőt ( $V_{Rd,s}$ ) az ETA-k alapján kell meghatározni. Vagyis az átszűrődási méretezés lépései és gondolatmenete EC2 szerinti, de néhány részlet különbözik.

Az ok, hogy az EC2 a zömített fejű történi lehorgonyozást nem ismeri, az hogy az nincs benne a betonacélok lehetséges lehorgonyozási módjai között (8.5. fejezet és 8.5. ábra). Az itt bemutatottaktól eltérő lehorgonyozási módok esetén az EC2 a termékszabványhoz vagy az ETA-hoz irányítja a tervezőt (8.4.1. (5)).

A következőkben a zömített fejű csap gyártók szoftvereinek számítási eljárását ismertetjük és ennek segítségével össze is vetjük az EC2 és az ETA-k átszűrődási méretezési eljárását. A vizsgált gyártók a Schöck, a Peikko és a Halfen. Meglepő, de a tárgyalt termékek ETA dokumentumai az átszűrődási csapok méretezésének vonatkozásában megegyeznek. Ennek oka a szerzők előtt nem ismert.

## 2. AZ ÁTSZÜRÖDÁSI MÉRETEZÉS MENETE GYÁRTÓI SZOFTVEREK SZERINT

Az átszűrődási csapok tervezését födécek esetére ismertetjük. Alaplemezek, alaptestek esetén az eljárás hasonló.

A méretezés elvégzéséhez az alábbi adatok szükségesek: hatékony magasság ( $d_{eff}$ ); oszlop keresztmetszeti méretei ( $a$ ,  $b$ ); betonfedés ( $c_{nom}$ ); betonszilárdság ( $f_{ck}$ ); betonacél szilárdság ( $f_{yk}$ ); hajlítási vasmennyiség az oszlop felett ( $\rho_l$ ); tehernövelő tényező ( $b$ ); átszűrő erő ( $V_{Ed}$ ).

A geometria, az anyagszilárdságok és a mértékadó átszűrő erő felvételét az ETA-k nem részletezik, azt EC2 alapján kell elvégezni.

Az átszűrődási vasalás tervezése az alábbi lépések szerint zajlik:

a) Az átszűrődási vasalás szükségességének vizsgálata. Az átszűrődási vasalás szükségességének és a beton által felvehető

fajlagos nyíróerőnek ( $v_{Rd,c}$ ) a számítása követi az EC2-t. Egyetlen eltérés a  $C_{Rd,c}$  szorzónál van, amit az ETA-k kis keresztmetszetű pillérek ( $u_0/d_{eff} < 4$ ) esetén csökkentenek (van olyan EC2 nemzeti melléklet, pl. a német DIN EN 1992-1-1:2015/NA:2015, ami tartalmazza a  $C_{Rd,c}$  paraméter csökkentését). Tekintve, hogy az ETA-k a szabvány egyfajta kiegészítéseként működnek, a szoftverekben mindig meg kell adni, hogy melyik szabványhoz használjuk őket. Ez okozza azt, hogy ugyanaz a program ugyanarra az esetre eltérő megoldást nyújthat, ha a szabvány különbözik, annak ellenére, hogy a termék ETA-ja mindkét esetben ugyanaz. A beton által felvehető nyíróerő képlete (részletek nélkül):

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot u_1 \cdot d_{eff} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot u_1 \cdot d_{eff}$$

A  $C_{Rd,c}$  szorzó  $u_0/d_{eff} < 4$  esetén:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot (0.1 \frac{u_0}{d_{eff}} + 0.6) \geq \frac{0.15}{\gamma_c}$$

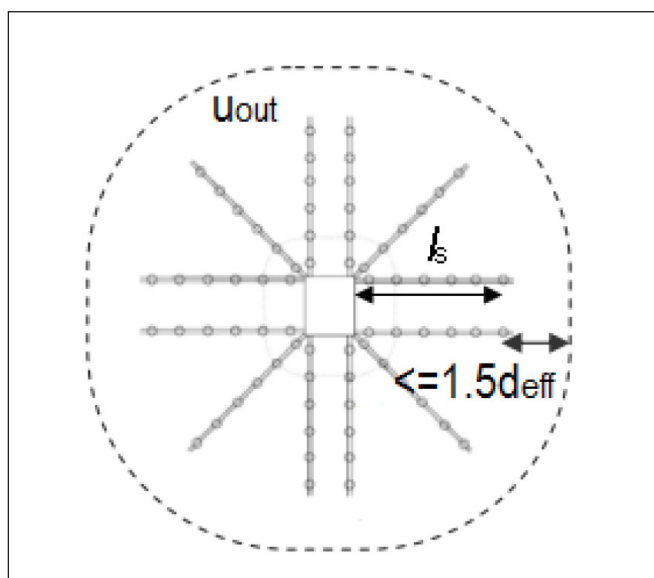
b) Az átszűrődási teherbírás felső korlátjának (vagyis az átszűrődás elleni bevasalhatóság) vizsgálata. Ez az ellenőrzés az oszloptól  $2d_{eff}$  távolságra lévő kerületen történik. Az ellenőrzés alapja a beton által felvehető fajlagos nyíróerő ( $v_{Rd,c}$ ), melyet egy konstanssal szorozva és a kritikus kerületen összegezve kapjuk az átszűrődási teherbírás felső korlátját (lásd a lenti képletet). Az ETA-k egységesen 1.96-nak veszik ezt a konstanszt. Érdekes észrevenni, hogy a lenti kifejezés nagyon hasonló az EC2-ben szereplő  $k_{max} V_{Rd,c}$  összefüggéshez, amivel EC2 a  $V_{Rd,cs}$  értékét maximalizálja. Fontos különbség, hogy az ETA-k nem írják elő a feltámaszkodás kerületén ( $u_0$ ) a nyomott beton rácsrúd tönkremenetelének ( $V_{Rd,max}$ ) ellenőrzését, mivel az arra használt szabványos képlet számos kísérlet szerint a biztonság kárára téved (összesen 45 különböző kutatók által elvégzett kísérlet, l. pl. Ricker 2014, illetve már jóval korábban is Elstner 1956 és Moe 1961). Megjegyzendő, hogy ez egyfajta inkonzisztencia az ETA-k és az EC2 között, hiszen az utóbbi csak a  $V_{Rd,cs}$  értékének számítását sorolja az ETA-k „jogkörébe”, ugyanakkor van olyan eset, amikor  $V_{Rd,max}$  adja a mértékadó felső korlátot. A szerzők megítélése szerint az lenne helyes, ha az ETA-k is a  $V_{Rd,cs}$  korlátjaként vezetnék be ezt a képletet, nem pedig  $V_{Rd,max}$  helyett. Ha a szabvány másképp nem rendelkezik, akkor mindkét felső korlátot ellenőrizni kell(ene). A magyar EC2 szerinti ellenőrzésnél mindkettő korlát vizsgálata szükséges, míg a korábban említett német szabvány csak az  $u_1$  kerületen történő ellenőrzést írja elő. Tehát a kiválasztott szabványtól függően a gyártói szoftverek is figyelembe vehetik a nyomott beton rácsrúd tönkremeneteléhez tartozó korlátot. Itt megjegyezzük, hogy az EC2  $V_{Rd,max}$  ellenőrzését a feltámaszkodás kerületén írja elő, és az ehhez a kerülethez tartozó  $v_{Rd,max}$  számítását a nemzeti mellékletek hatáskörébe sorolja. A szóban forgó német nemzeti melléklet ezt felülírja és az ellenőrzést az  $u_1$  kerületre írja elő az ETA-k képletéhez hasonló összefüggéssel.

Az ETA-k szerinti  $V_{Rd,max}$  képlet, ami az ellenőrzött kerület és az algoritmus tekintetében sem felel meg az EC2 szerinti  $V_{Rd,max}$  összefüggésnek:

$$V_{Rd,max} = 1.96 \cdot V_{Rd,c}$$

c) A szükséges vasmennyiség számítása és a szerkesztési szabályok szerinti kiosztása. A gyártói szoftverek az alábbi módon határozzák meg a szükséges vasmennyiséget:

• Annak a kerületnek a meghatározása ahol már a beton nyírási teherbírása elegendő ( $u_{out}$ ):



**1. ábra:** a külső kerület és a legutolsó csaportávolságára vonatkozó korlát (Qualität im Bauwesen-előadás, Michael Kammerer-Schöck, 2013.11.26.)

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d_{eff}}$$

- Az átszűrődésre vasalandó zóna széle oszloptól mért távolságának meghatározása ( $l_s$ -a legutolsó csap oszlop kerülettől mért távolsága, lásd 1. ábra). Ez abból a szerkesztési szabályból indul ki, hogy a legutolsó csap külső kerülettől mért sugárirányú távolsága ne legyen nagyobb, mint  $1.5d_{eff}$ .

$$l_s = \frac{u_{out} - 2(a+b)}{2\pi} - 1.5d_{eff}$$

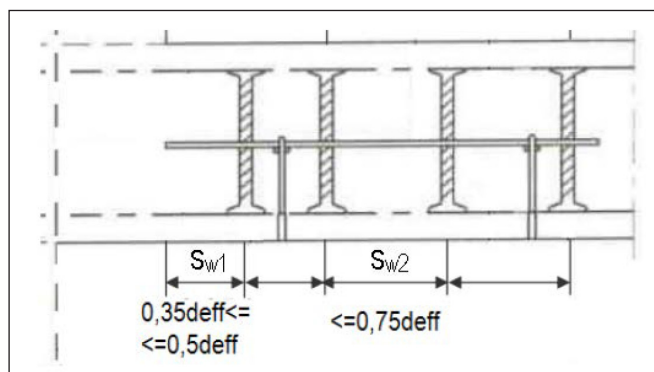
- Az egy csapsoron lévő csapok számának meghatározása. Ehhez szükség van az  $s_{w1}$  és  $s_{w2}$  távolságokra (2. ábra), melyeknek értékét az ETA-k (és a szabványok is) bizonyos korlátok közé szorítják. Födémeknél:

$$0.35d_{eff} \leq s_{w1} \leq 0.5d_{eff}; s_{w2} \leq 0.75d_{eff}$$

Ezek segítségével az egy csapsoron lévő csapok száma:

$$n_A = \frac{l_s - s_{w1}}{s_{w2}} + 1$$

Az így kapott értéket kell felfelé, egészre kerekíteni és ez adja meg a szükséges csapszámot. Az  $s_{w1}$  és  $s_{w2}$  távolságokat a szoftverek valamelyest eltérően veszik fel, illetve kerekítik (pl. egyik 5 cm-re, másik cm-re kerekít). Emiatt lehetnek eltérések az alkalmazott csapszámokban (lásd a következő fejezetet).



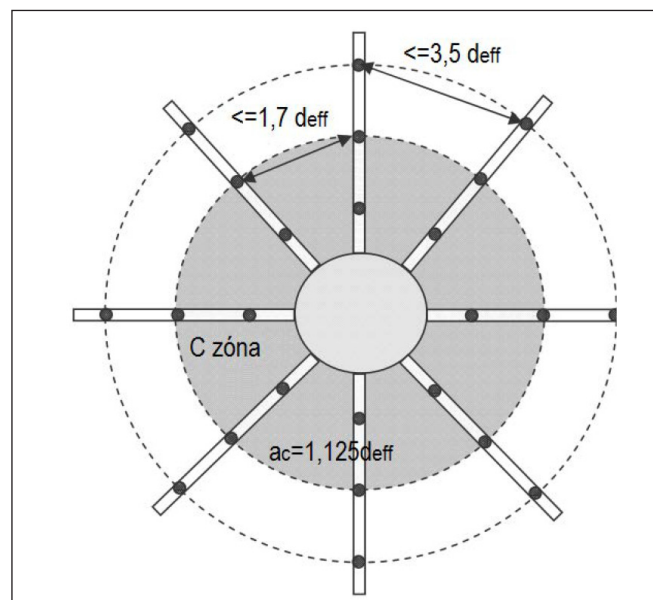
**2. ábra:** a csapok távolságára vonatkozó szerkesztési szabályok (Qualität im Bauwesen-előadás, Michael Kammerer-Schöck, 2013.11.26.)

- A csapsorok elrendezésének meghatározása alapvetően a szerkesztési szabályok alapján történik. A „C” zóna a feltámaszkodástól  $a_c = 1.125d_{eff}$  távolságra lévő kerület által határolt rész (3. ábra). A szerkesztési szabályok meghatározzák a „C” zóna külső kerületén és a legkülső kerületen lévő csapok érintő irányú maximális távolságát. Ezzel szemben az EC2 a legbelső (a pillérhez legközelebbi) csapsorra írja elő az érintőirányú távolságot (4. ábra). Az ETA-k előírják, hogy a „C” zónában minimum kettő darab csap legyen csapsoronként, ez pedig akár felül is írhatja az  $s_{w2}$  távolságot. Ennek jelentőségét a következő pontban tárgyaljuk.

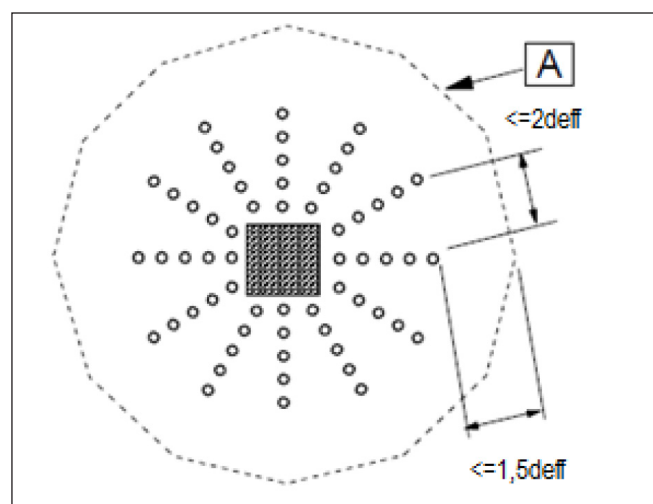
A szoftverek által támogatott csapsor elrendezések egyszerűbb esetekben többnyire megegyeznek, de kisebb eltérések (főleg bonyolultabb esetekben, pl. födémáttöréseknél) előfordulnak.

- A szükséges csapátmérő ( $d_{csap}$ ) meghatározása. Az előző pontok alapján láthattuk, hogy a gyártói szoftverek először a csapsorok elrendezését határozzák meg. Vagyis a szükséges vasmennyiség számítását megelőzi az átszűrődési vasalás szerkesztési szabályoknak megfelelő kiosztása. Ez eltér az átszűrődési méretezés EC2 tárgyalása szerinti sorrendjétől, de nem mond ellent neki.

A szükséges csapátmérő meghatározása abból a feltételből indul ki, hogy a korábban említett „C” zónán belüli csapoknak ( $n$  db) kell felvenniük az egész átszűrő erőt:



**3. ábra:** szerkesztési szabályok a gyártmányok ETA-ja szerint (ETA 13/0076 alapján)



**4. ábra:** szerkesztési szabályok EC2 szerint (MSZ EN-1992-1-1 6.22 ábra alapján)

$$d_{csap} = \sqrt{\frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot 4 \cdot \eta}{n \cdot \pi \cdot f_{yd}}}, \text{ ahol:}$$

Közbenső értékeknél lineáris interpoláció alkalmazandó.

Ha ez alapján túl nagy átmérő adódik, akkor a szoftverek az elrendezést módosítják: vagy plusz csaport tesznek be, vagy pedig a sugárirányú csaptávolságot csökkentve növelik a „C” zónán belüli csapszámot.

Az EC2 a hagyományos átszűrődési vasalás típusoknál az alábbi összefüggést használja a vasalás által felvehető erő meghatározására:

$$V_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} \cdot d_{eff} \cdot u_1 + 1.5 \frac{d_{eff}}{s_{w2}} A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \sin \alpha$$

Ebből a szükséges vasmennyiség számolható.

Ebben a pontban jelentősen eltér a két módszer. A legfontosabb különbségek az alábbiak:

- Az ETA-k nem veszik figyelembe a beton teherbírását. Az ETA-kat megalapozó kísérletek szerint a tönkremenetelhez közeli állapotban az átszűrő erőt szinte teljes egészében az átszűrődési csapok viselik, a beton hozzájárulása elhanyagolható (Ricker 2014).
- Az EC2 szerint nem lehet az acél folyáshatárával számolni, egy ún. effektív acélfeszültséget definiál, ami lemez a hasznos magasságától függ. Az ETA-k a teljes folyáshatárral számolnak mivel a kísérletek szerint az első két csapsorban a feszültség a legtöbb esetben eléri a folyáshatárt.
- Az átszűrődési vasalás elrendezésére vonatkozó szerkesztési szabályokban is van eltérés. Az ETA-k az utolsó kerületen sokkal megengedőbb előírást alkalmaznak az érintő irányú távolságra ( $3.5d_{eff}$ ), mint az EC2 ( $2d_{eff}$ ). Azonban – ahogy korábban említettük – az ETA-k előírják, hogy a „C” zónában legalább két csap legyen csapsoroként, illetve a zóna határához legközelebb eső csap kerületen is előírnak maximális érintő irányú távolságot ( $1.7d_{eff}$ ). A külső csapok és az  $u_{out}$  kerület közötti sugárirányú távolságot hasonlóan  $1.5d_{eff}$ -ben maximalizálják. Megjegyezzük, hogy bár az EC2 átszűrődési csapok esetén az ETA-khoz irányítja a tervezőt, a szerkesztési szabályokat mégis sugárirányban kiosztott csapokon magyarázza. Az egyéb, nem sugárirányban kiosztott átszűrődési vasalás típusoknál sokszor nehezen értelmezhetők ezek a szerkesztési szabályok. Szükséges továbbá megjegyeznünk azt is, hogy az EC2 9.4.3 fejezetében további szerkesztési szabályokat is találunk, azonban nem egyértelmű, hogy azok általánosan érvényesek-e vagy pedig csak bizonyos átszűrődési vasalás típusok esetén kell őket alkalmazni. Ilyen például a legkisebb átszűrődési kerületen (oszloptól  $2.0d_{eff}$  távolságra lévő kerület) a csapok érintő irányú távolságára előírt  $1.5d_{eff}$  távolság. A szabvány szerint ez a kengyelszárok távolságára vonatkozik (tehát átszűrődési csapokra nem), lehajlított vasak esetén pedig figyelmen kívül is hagyja. A szerkesztési szabály a 6.22 ábrán sem szerepel. Ugyanakkor az általánosan ismert és (ETA-k szerint is) alkalmazott  $0.75d_{eff}$  sugárirányú távolságot is kengyelszárakból kialakított vasalási kerületekre írja elő. A kidolgozott példáinkban a legkisebb átszűrődési kerületre vonatkozó (egyébként rendkívül szigorú)  $1.5d_{eff}$  távolságot ezért figyelmen kívül hagytuk.

Összefoglalásként elmondhatjuk, hogy a gyártói szoftverek számítási eljárása alapvetően három részből áll:

- átszűrődési vasalás szükségességének vizsgálata
- az átszűrődési teherbírás felső korlátjának vizsgálata
- az átszűrődési vasalás mennyiségének és elrendezésének meghatározása.

Az első két pontban alig van eltérés az EC2-höz képes, azonban a harmadik pontban jelentős különbségeket találunk,

melyek közül a legfontosabb a beton teherbírásának figyelmen kívül hagyása, az átszűrődési vasalásban ébredő feszültség és az átszűrődési teherbírásban hatékonyan résztvevő csapok számának kérdése. Ugyanakkor a külső vassor esetében alkalmazott lényegesen megengedőbb szerkesztési szabály sok esetben a csapok számának jelentős csökkentését teszi lehetővé. Ez az előregyártott átszűrődési elemek versenyképessége szempontjából igen jelentős részlet.

### 3. KÜLÖNBÖZŐ MÓDSZEREKKEL MEGHATÁROZOTT ALKALMAZOTT VASALÁSOK

Ebben a fejezetben azt vizsgáljuk, hogy a különböző szoftverek milyen vasalási elrendezést adnak ugyanazon oszlop esetén. Mivel a számítási eljárás a vizsgált szoftvereknél azonos (hiszen a számítás alapjául szolgáló dokumentumok is lényegében megegyeznek), joggal várhatjuk, hogy egy adott tervezési feladat esetén nagyon hasonló eredményeket kapjunk.

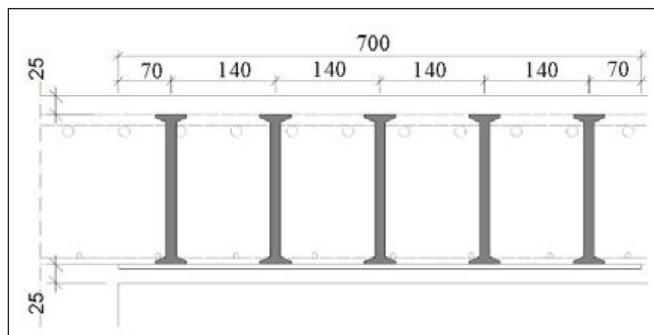
E célból a cikksorozat első részében vizsgált esetekből kiválasztottunk egy  $50 \times 50$  cm-es közbenső szinti belső, és egy  $20 \times 20$  cm-es tetőszinti belső pillért. Ezekhez az esetekhez a hazánkban legjobban ismert csapgyártók szoftverével (Schöck Bole, Halfen HDB, Peikko PSB) megterveztük a vasalást, majd a kapott elrendezést és a számítási részeredményeket összevetettük.

Az eredmények alapján az alábbi megállapításokat tehetjük:

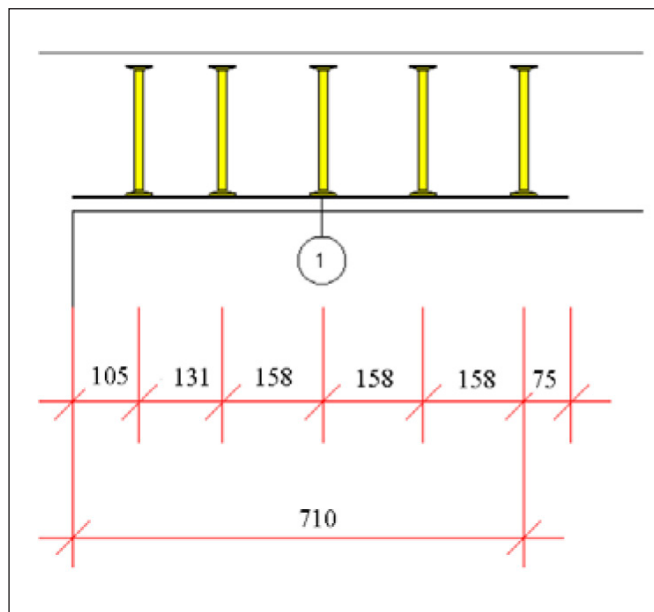
- A vizsgált esetekben a különböző szoftverek nagyon hasonló átszűrődési vasalási elrendezést adtak. A csapok és csapsorok száma, valamint a csapátmérő mindhárom szoftver esetében azonos volt. A csapsorok alaprajzi elrendezése is megegyezett. Ehhez kapcsolódóan megjegyezzük, hogy némelyik szoftver a szokásostól eltérő vasalási elrendezést is támogat, ami esetenként kevesebb csaport is jelenthet. Természetesen a csapsor szám csökkentésének minden esetben határt szabnak a szerkesztési szabályok.
- A csapok oszloptól és egymástól mért távolságai mindhárom szoftvernél különbözőek voltak ( $s_{w1}$ ,  $s_{w2}$ ). Ennek az oka, hogy a szerkesztési szabályokban rögzített minimális és maximális távolságot másféleképpen veszik fel és másféleképpen is kerekítik. Ez nüansznai eltérés, egyes konkrét esetekben mégis jelentős hatással lehet az alkalmazott csapszámra. Ennek okai a következők:
  - A szoftverek az egy csapsoron szükséges csapszámot (vagyis a csapsor hosszát) az  $s_{w1}$ ,  $s_{w2}$  csap távolságok és az átszűrődésre vasalandó zóna sugarának hossza ( $I_s$ ) alapján számítják ki. Ez azt jelenti, hogy kisebb  $s_{w1}$ ,  $s_{w2}$  értékek esetén a szükséges csapszám is nőhet, még akkor is, ha maga az eltérés kicsi.
  - Az  $s_{w1}$  és  $s_{w2}$  értékek határozzák meg azt is, hogy az utolsó csap hova kerül (vagyis milyen messze az oszlopféjtől). A szerkesztési szabályok rögzítik az utolsó csapkörön lévő csapok közötti maximális érintőirányú távolságot, így ha az utolsó csap messze van a pillértől (és így az érintő irányú távolság az adott csapkörön nagy) ez plusz csapsor elhelyezését eredményezi.

Az  $50 \times 50$  cm oldalméretű pillérhez generált vasalásokat a szoftverekből kimentett vázlatok segítségével mutatjuk be (5. ábra - 7. ábra):

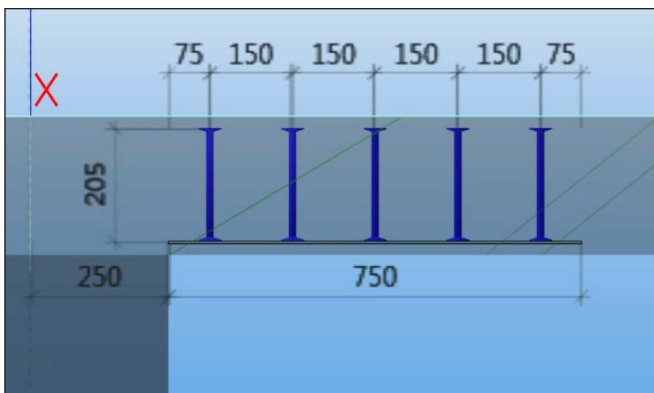
A szoftverek a vasalást diszkrét lépésekben változtatják, ezért egy adott átszűrő erőre tervezett vasalás ismeretében nem határozható meg közvetlenül, hogy az adott szoftver pontosan milyen teherbírást rendel hozzá. Megvizsgáltuk, hogy ha változtatjuk (növeljük vagy csökkentjük) az átszűrő



5. ábra: Schöck Bole: 12 csapsor, soronként 5 db Ø14 csappal



6. ábra: Halfen HDB: 12 csapsor, soronként 5 db Ø14 csappal



7. ábra: Peikko Designer: 12 csapsor, soronként 5 db Ø14 csappal

erőt, akkor melyik szoftver milyen erőnél módosítja a vasalást. Az összevethetőség kedvéért ugyanezt elvégeztük az EC2 előírásai szerint is. Az eredményeket az alábbi táblázatban foglaltuk össze:

2. táblázat: Az 1200 kN átszúró erőre tervezett alkalmazott vasalás teherbírás tartománya (50×50 cm pillér).

| Eredeti átszúró erő: $V_{Ed}=1200$ kN |                                                     |                                                     |
|---------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Szoftver                              | Adott vasaláshoz rendelt maximális átszúró erő [kN] | Adott vasaláshoz rendelt minimális átszúró erő [kN] |
| Schöck Bole                           | 1257                                                | 1117                                                |
| Halfen HDB                            | 1302                                                | 1153                                                |
| Peikko Designer                       | 1336                                                | 1178                                                |
| EC2 szerinti kézi számítás            | 1243                                                | 1151                                                |

3. táblázat: A 700 kN átszúró erőre tervezett alkalmazott vasalás teherbírás tartománya (20×20 cm pillér).

| Eredeti átszúró erő: $V_{Ed}=700$ kN    |                                                     |                                                     |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Szoftver                                | Adott vasaláshoz rendelt maximális átszúró erő [kN] | Adott vasaláshoz rendelt minimális átszúró erő [kN] |
| Schöck Bole                             | 714                                                 | 677                                                 |
| Halfen HDB                              | 737                                                 | 677                                                 |
| Peikko Designer (ill. FEM Design modul) | 753                                                 | 677                                                 |
| EC2 szerinti kézi számítás              | 711                                                 | 663                                                 |

A csapsorok száma, a csapszám és a csapátmérő táblázatunként változatlan. Látható, hogy valamelyest más teherszinteknél változik a vasalás az egyes szoftvereknél. Ez alól csak a 20×20 cm-es pillér kivétel és az is csak az erő csökkentése esetén. Ennek az a magyarázata, hogy a többi esetben a szerkesztési szabályok miatt változik a kiosztás egy bizonyos teherszinten (pl. erő növelése esetén több csapsor kell, mert távolodik a külső kerület, viszont ez minden szoftver esetén más teherszinten következik be az eltérő  $s_{w1}$ ,  $s_{w2}$  távolságok miatt). A 20×20 cm-es pillér és alsó korlát esetben pedig nem lehetett a szerkesztési szabályok miatt csökkenteni a csapszámot csak az átmérőt. Az pedig független az  $s_{w1}$ ,  $s_{w2}$  távolságoktól, ezért kapunk mindhárom esetben azonos eredményt. Az EC2 szerinti kézi számítás, ahogy fentebb megmutattuk, néhány pontban jelentősen különbözik az ETA-k szerintitől, ennek ellenére hasonló eredményre vezet. Az AxisVM szoftver jelenlegi verziója nem ad vasalási elrendezést, ezért azt nem vettük bele az összehasonlításban.

## 4. ÖSSZEFOGLALÁS

Cikkünk áttekintette a leggyakrabban alkalmazott átszúródási méretező módszerek előnyeit, hátrányait, algoritmusát. Minden fejezetben következtetéseket foglalmaztunk meg. Itt a legfontosabbakat emeljük ki.

Rámutattunk a gyártói méretező szoftverek EC2-től való eltérésére. Néhány tipikus példa segítségével bemutattuk az egyes módszerek által szolgáltatott eredmények kis különbségeit, és az eltérések okait. Megmutattuk, hogy az elvi eltérések ellenére a vizsgált tipikus esetekben a bekerülési költségre jelentős hatással bíró darabszám tekintetében csekély az eredmények eltérése. Ugyanakkor rámutattunk, hogy a gyártói szoftverek lényegesen megengedőbbek a külső csapsorok távolsága tekintetében, ami nagy vasalandó zóna esetén számottevően kevesebb vasalási elemet eredményezhet, mint az EC2 közvetlen alkalmazása.

## IRODALMI HIVATKOZÁSOK

- AxisVM X5 Felhasználói kézikönyv, 2019.02.27.  
 CEN-DIN: DIN EN 1992-1-1:2004/A1:2014 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.  
 CEN-MSZT: MSZ EN 1992-1-1:2004/A1:2016 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése: Általános és épületekre vonatkozó szabályok.  
 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

Elstner R. C., Hognestad E. (1956): Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal. Proceedings 53. pp.29–58.

Europäische Technische Zulassung ETA-12/0454: HALFEN HDB Dübelleiste: Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, Dezember 2012.

Europäische Technische Zulassung ETA-13/0076: Durchstanzbewehrung Schöck Bole: Durchstanzbewehrung mit Doppelkopfbolzen für punktförmig belastete Platten und Fundamente. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, März 2013

Europäische Technische Zulassung ETA-13/0151: PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung: Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, April 2013.

FEM Design 18 User manual

Moe J. (1961): Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads. Bulletin D47, Portland Cement Association.

Qualität im Bauwesen-előadás, Michael Kammerer-Schöck, 2013.11.26.

Ricker M., Häusler F. (2014): Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 109. pp.30–42. <https://doi.org/10.1002/best.201300056>

**Jobbágy Dávid:** okleveles építőmérnök (2016), Zentrale Technik, tartószerkezeti tervező.

**Dr. Völgyi István:** okleveles építőmérnök (2002), Betontechnológiai szakmérnök (2009), PhD (2011), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék docense. Kapcsolódó kutatási területek: vasbeton rúdszerkezetek nyírási viselkedése, vasbeton lemezek átszűrődési viselkedése. A *fib* Magyar Tagozat tagja

#### DEVELOPMENT OF DESIGN CODES FOR PUNCHING DESIGN OF REINFORCED CONCRETE SLABS – PART 2.: DESIGN OF DOUBLE HEADED STUDS ACCORDING TO THE EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL

**Dávid Jobbágy – István Völgyi**

In this paper the different tools available for the structural engineer for the punching design of reinforced concrete slabs are analysed. Hand calculation methods, design modules of commercial FE analysis and design programs and softwares of double headed stud manufacturers are mentioned. The main features of these tools are discussed. Then, the algorithm of the softwares of the stud manufacturers are in more details analysed. On this basis, conclusions regarding the differences in the results are drawn.

# MONOLIT VASBETON KERETSAROK NUMERIKUS VIZSGÁLATA – 2. RÉSZ: CIKLIKUSAN VÁLTOZÓ TERHELÉS



Roszevák Zsolt - Dr. Haris István

DOI: doi.org/10.32969/VB.2020.3.2

*A monolit vasbeton szerkezetek numerikus modellezésére napjainkban számos számítógépes szoftver áll rendelkezésünkre, azonban a programokkal megalkotott numerikus modellek pontossága csak megfelelően kidolgozott modellezési eljárással lehet elfogadható. Első lépésként monolit vasbeton oszlop-gerenda és keretsarok csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan terhelésre. A kapott eredményeket a szakirodalomban fellelhető laborkísérletek alapján verifikáltuk. A kutatás következő lépéseként az általunk kifejlesztett modellezési eljárással elkészített numerikus modelleken keresztül mutatjuk be monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok viselkedését, ciklikusan változó irányú terhelés esetére. Az oszlop-gerenda kapcsolatok ciklikus teherrel szembeni viselkedésének vizsgálatára már korábban számos laborkísérlet készült. A különböző vasalási kialakításokkal elkészített, a laborkísérletekhez igazodó, háromdimenziós, nemlineáris végeselemes modellekkel mutatjuk be a csomópontok viselkedését ciklikusan változó irányú terhelés működtetésével. A cikksorozatunk I. részében kizárólag monolit vasbeton keretsarok kapcsolatok monoton növekvő kvázi-statikusan terhelésével foglalkoztunk. Az általunk korábban meghatározott modellezési technika továbbfejlesztésével, valamint a korábban elért eredmények alapján, jelen cikk keretein belül a ciklikusan változó irányú terhelés lehetőségét mutatjuk be.*

**Kulcsszavak:** monolit vasbeton oszlop-gerenda csomópont, nemlineáris végeselemes analízis, ATENA 3D szoftver, vízszintes ciklikus teher

## 1. BEVEZETÉS

A földrengésveszélyes országokban már az 1960-as évek óta készülnek kutatási programok, melyekben monolit vasbeton szerkezetek ciklikusan változó irányú terhekkel szembeni ellenállóképességét vizsgálják. A laborkísérleteken túl a technika - és ezáltal a végeselemes szoftverek - fejlődésével számos végeselemes modellezési eljárás került kifejlesztésre, melyekkel a tárgyalt szerkezeti viselkedéseket számítógéppel is modellezni tudjuk. A kutató mérnökök, illetve a tervező mérnökök számára nagy kihívás, hogy egy adott szerkezeti kialakítást, viselkedést a valóságot a lehető legjobban közelítő módon modellezzék numerikusan. A monolit vasbeton szerkezeti elemek számítógéppel való vizsgálata, az alkalmazott anyagmodellek helyes megválasztása, valamint a megfelelő tulajdonságokkal rendelkező anyagmodell beállítása a kutató- és praktizáló mérnökök számára korántsem egyszerű feladat. A cikksorozatunk első részében egy modellezési eljárást dolgoztunk ki, melyet monolit vasbeton keretsarok (egy csomópontba befutó két rúdelem) és oszlop-gerenda (egy csomópontba befutó három rúdelem) kapcsolatok laboratóriumi kísérletei alapján verifikáltunk (Roszevák, Haris 2019). A korábban alkalmazott modellezési eljárást továbbfejlesztettük annak érdekében, hogy a monolit vasbeton szerkezeti részleteket a ciklikusan változó terhelés esetén is végeselemes számításokkal lehessen vizsgálni. A numerikus analíziseket az ATENA 3D szoftverrel készítettük el, melyben számos lehetőség adódik a ciklikusan változó irányú terhelés modellezésére, így jelen cikk keretein

belül bemutatjuk az egyes modellezési technikákat, valamint azok előnyeit, hátrányait és esetleges hibáit.

## 2. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS ÉS SZAKIRODALMI KÖRNYEZET

A kutatás első lépéseként áttekintettük a monoton növekvő egyirányú kvázi statikus erőterheléssel történő kísérletsorozatokat. Az egyirányú monoton növekvő kvázi-statikusan vizsgálatok témakörében a szakirodalomban nagyszámban laborkísérletek találhatók és igen kis számban numerikus vizsgálatok is fellelhetők. A monolit vasbeton keretsarok laboratóriumi kísérleteiből meghatározásra kerültek a sarok környezetében elhelyezett vasak szükséges lehorgonyzási hosszai. A laborkísérletek alapján számos ajánlást fogalmaztak meg, melyeket a praktizáló mérnökök a mai napig hasznosítani tudnak (Beckingsale, 1980, Fenwick, Megget, 1993). A laborkísérletek alapján a keretsarok csomópontokra vonatkozóan meghatározták, hogy a kapcsolat teherbírását jelentős mértékben befolyásolja a vasvezetés módja, az alkalmazott húzott vashányad, a ferde betonacélok vashányada, valamint a sarokcsomópont szöge. Azonos „betonacél-felhasználás” esetén az eltérően vezetett vasalással egy adott betonkeresztmetszet teherbírása számottevő különbséget mutat. A 60-es évektől kezdve a témában számos laboratóriumi kísérlet készült, továbbá a végeselemes programok fejlődésének köszönhetően numerikus vizsgálatok is fellelhetők a szakirodalomban. A következőkben a ciklikus

terheléssel készített kutatások szakirodalmát mutatjuk be.

Az 1960-as és 1970-es évektől kezdődően számos laboratóriumi kísérletsorozat készült a különféle kapcsolati kialakítások, az újabb innovatív kapcsolatok és a kapcsolatok földrengéssel szembeni ellenállóképességének, valamint viselkedésének megismerése céljából számos laboratóriumi kísérletsorozat készült. A jelen cikksorozat első részében (Roszevák, Haris 2019) részletesen tárgyalt egyirányú, monoton növekvő kvázi-statisztikus terheléstől jelentősen eltérő, szeizmikus, ciklikusan változó irányú és nagyságú hatás(ok)ra való viselkedés vizsgálata került leginkább a földrengésveszélyes országok kutatói fókuszába. Már 1977-ben egy innovatív, részben feszített oszlop-gerenda kapcsolat ciklikus viselkedését vizsgálta Park és Thompson (1977). Park és Keong (1979) további újszerű kapcsolati kialakítással készített csomópontok laboratóriumi kísérleteit végezték el (Park, Keong 1979), melyeknél az oszlop-gerenda kapcsolatba egy, illetve több vízszintes a gerenda keresztmetszet közepébe pozicionált nagy átmérőjű betonacélt helyeztek el azért, hogy a kapcsolat teherbírását és duktilitását vizsgálni tudják, valamint az általuk meghatározott számítási módszert kísérleti eredményekkel támasszák alá. A síkbeli oszlop-gerenda (rúd-rúd) kapcsolatok laboratóriumi vizsgálatainak eredményei a 80-as évektől kezdődően fellelhetők a szakirodalomban. Beckingsale 1980-ban a keretcsomópontok nyírási teherbírását és az egyes betonacélokból ébredő erőket/feszültségeket különféle vasalási kialakítások esetén vizsgálta. A kapcsolatok energiaelnyelő képességére vonatkozó ciklikusan változó irányú és nagyságú erőterheléssel végzett kísérletek a földrengés hatásra adott szerkezeti válasz pontosabb megismerését tűzték ki célul (Beckingsale, 1980). Az egyes ciklikusan elvégzett laboratóriumi kísérletek alapján többek között megállapították, hogy az oszlopokban elhelyezett betonacélok pozíciók hibája nem befolyásolja jelentősen a csomópont teherbírását. Megmutatták, hogy azoknál az ún. gyengén vasalt keretsarok kapcsolatoknál, amelyeknél nem kerül elhelyezésre ferde átkötő betonacél a csomópont nyírási tönkremenetele várható, valamint a földrengés hatással szembeni ellenállást, és leginkább az energiaelnyelő képességet az oszlopokban alkalmazott vasvezetés jelentősen befolyásolja (Pessiki, Conley, Gergely, White, 1990). Analitikus modellek készültek vasbeton vázszerkezet közbenső oszlop-gerenda kapcsolatának nyírási teherbírásának számítására, melyekkel a szeizmikus hatással szembeni ellenállás Strut-and-Tie modell segítségével határozták meg (Hwang, Lee, 1999, Lowes, Mitra, Altoontash, 2003). Az analitikus megoldással, mely a repedezett betont, valamint a betonacél megrészcsúszásának hatását is figyelembe veszi, lehetséges új vasbeton szerkezetek csomóponti tervezése és meglévő szerkezeti csomópontok ellenőrzése. Az általuk meghatározott Strut-and-Tie modellel csak a kapcsolatra vonatkozó erő-elmozdulás görbe burkolója határozható meg. Ciklikusan változó terhelés következtében kialakuló képlékeny zónák vizsgálatára vonatkozó laboratóriumi kísérletsorozatokat hajtott végre Fenwick és Megget (1993) is, melynek eredményeként a szerkezet szeizmikus ellenállásában igen nagy szerepet játszó (keretváz gerendáin) képlékeny (irányított) csuklók kialakulásának lehetőségeit elemezték. A napjainkban készülő kutatások jelentős része a szerkezeteket ért károsodások javításának lehetőségeivel, illetve a szerkezetek megerősítésének vizsgálatával foglalkozik. A különböző, károsodott oszlop-gerenda kapcsolatokra vonatkozó laboratóriumi kísérletek alapján a külső acéllemez, a GFRP (üvegszál erősítésű műanyag) lemezek és a HPFRCC (nagy teljesítőképességű cement kötőanyagú kompozit) megerősítések a leginkább elterjedt kutatási területek (Engindeniz, Kahn, Zureick, 2005; Parra-Montesinos, Peterfreund, Chao,

2005). A legfrissebb szakirodalomban az oszlop-gerenda kapcsolatok innovatív kialakíthatóságát vizsgálják leginkább új alapanyagok (nagyszilárdságú öntömörödő beton) felhasználásával (Ashtiani, Dhakal, Scott, 2018). Numerikus kísérletek készültek előfeszített monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatokra (Yan, Xiao, Lin, Niu, 2018), valamint Vecchio, Ludovico, Balsamo és Prota (2018) kísérletsorozatokat hajtottak végre jelentősen károsodott oszlop-gerenda kapcsolatok szálerősítéses betonnal való megerősítésére és a megerősítés utáni ciklikus viselkedés vizsgálatára. Hasonló témában (külső acéllemez megerősítés) elvégzett numerikus vizsgálatokat készített Arjamadi és Yousefi (2018). A kutatók által kifejlesztett modellel jól közelíthető a monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok teherbírása, valamint a megerősítés hatása is műszaki szempontból megfelelően modellezhető. A modelljük háromdimenziós, a beton ciklikus tulajdonságait (morzsolódás, degradáció) figyelembe veszi, azonban a betonacélok megrészcsúszását, valamint a vasvezetés hatását, mely a csomópont teherbírását jelentős mértékben módosítja, nem képes modellezni. Általánosságban elmondható, hogy a témában sok kutatási program készült, nagyszámú laboratóriumi kísérlet és azok eredményei állnak rendelkezésre. Meg kell jegyeznünk ugyanakkor, hogy még a legfrissebb publikációkban is legnagyobb számban laboratóriumi kísérletek vannak publikálva (Rahman, Dirar, Jemaa, Theofanous, Elshafie 2018), melyeket elenyésző esetben alkalmaztak csak a numerikus modellek validálásához, fejlesztéséhez (Arjamadi, Yousefi 2018). A numerikus modellekben alkalmazott beton anyagmodellek bár számos, a ciklikus viselkedés modellezéséhez szükséges tulajdonsággal rendelkeznek, azonban a betonacélokra és a betonacélok megrészcsúszásának hatására vonatkozóan még nem kellően kifinomultak. A szerkezetek valós viselkedésének leírására a numerikus modellel úgy kell elkészítenünk, hogy annak minden egyes bemenő paramétere a ciklikus viselkedés leírására alkalmas legyen.

### 3. NUMERIKUS MODELLEK

A végeselemes modelleket a cikksorozat első részében is alkalmazott (*ATENA 3D*) végeselemes szoftverrel készítettük el. A numerikus vizsgálatok során az egyes oszlop-gerenda csomópontok vízszintes, ciklikusan változó irányú és nagyságú terhekkel szembeni viselkedését modelleztük. A numerikus eredmények helyességét, a cikksorozat első részében ismertetettéhez hasonlóan tényleges laborkísérletek eredményeihez hasonlítjuk, ezzel megmutatva az általunk kidolgozott modellezési eljárás pontosságát, helyességét nemcsak egyirányú monoton, de ciklikusan változó vízszintes terhek esetére is. A numerikus vizsgálatok alapjait képző laboratóriumi kísérletek (Masi, Santeriero, Nigro 2013) és a jelen cikkben vizsgált kapcsolatok tényleges kialakítását az *1. táblázat*ban foglaltuk össze. A *próbatestek befoglaló geometriai* betonméretei megegyeznek, azok között csak a vasalás kialakításában van különbség.

Jelen cikkben az „NE RB”, „Z4 RB” és „Z2 RB” jelű próbatestek modellezésével foglalkozunk. A vizsgálataink során a betonra vonatkozóan a *1.(a) ábrán* bemutatott anyagmodellt alkalmaztuk. Az alkalmazott elment repedésmodell (smeared crack) a fix (Cervenka 1985, Darwin 1974) és az elfordult (Vecchio 1986, Crisfield 1989) repedésmodellt használja fel (Cervenka et al. 2014), továbbá kombinálja a húzásra (Rankine törési feltétel) és nyomásra (Menetery-William) megalkotott modelleket. A beton nyomás hatására bekövetkező képlékenyedését a Menetery-William törési felülettel

| Ciklikus terhelés   |                     |                      |                     |                 |                |                |                                                                  |
|---------------------|---------------------|----------------------|---------------------|-----------------|----------------|----------------|------------------------------------------------------------------|
| Próbatest geometria | Vasalás kialakítása | Alkalmazott vasalás  |                     |                 |                | Próbatest jele | Laborkísérleteket végezte(ék)                                    |
|                     |                     | Gerenda hosszvasalás | Oszlop hosszvasalás | Gerenda kengyel | Oszlop kengyel |                |                                                                  |
|                     |                     | 2+2Ø12               | 4Ø14                | Ø8/250          | Ø8/200         | NE RB          | Angelo Masi,<br>Giuseppe Santariero,<br>Domenico Nigro<br>(2013) |
|                     |                     | 2+2Ø14 +<br>2+2Ø12   | 6Ø14                | Ø8/100/<br>250  | Ø8/75/<br>200  | Z4 RB          |                                                                  |
|                     |                     | 3Ø16+<br>2Ø16+1Ø12   | 6Ø14                | Ø8/100/<br>250  | Ø8/75/<br>200  | Z2 RB          |                                                                  |

1. táblázat: Probatestek kialakítása és vasalásuk

írja le az általunk alkalmazott anyagmodell, mely három független feszültség invariánssal fejezhető ki (hidrosztatikus feszültség, deviátoros feszültség és deviátoros poláris szög). A beton anyagmodellt a „tehermentesítési tényező” (Unloading Factor) paraméter zérus értékre történő megadásával tettük a ciklikusan változó terhelés vizsgálatára alkalmassá. Ez az érték befolyásolja leginkább a hiszterézis görbe alakját. Az alkalmazott beton nyomószilárdságát a laborkísérletekben megadottakkal megegyezően definiáltuk ( $f_c' = 21,5 \text{ N/mm}^2$ ).

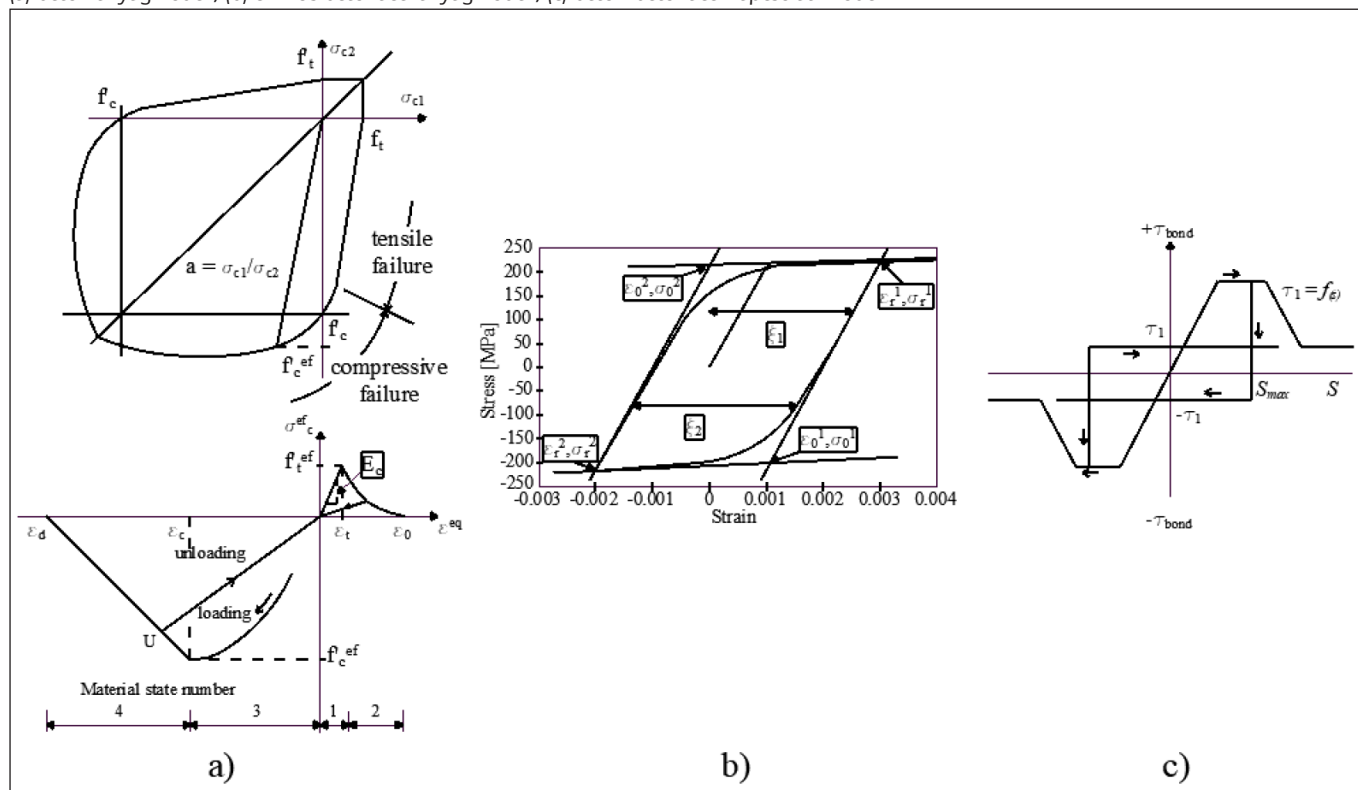
A hosszirányú betonacélokat tényleges geometriájukkal és vonalvezetésükkel egy dimenziós végelemekkel definiáltuk. A betonacélt a ciklikus tulajdonságokkal rendelkező Menegotto-Pinto modellen (Menegotto, Pinto, 1973) alapuló ciklikus anyagmodellel (1.(b) ábra) modelleztük. A betonacélok feszültség-alakváltozás karakterisztikáját bilineáris anyagmodellel (lineárisan rugalmas – lineárisan felkeményedő) vettük figyelembe. A betonacélok folyáshatára és szakítószilárdsága szintén a laborkísérletekben megadottakkal egyezik meg ( $f_y = 480 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_u = 540 \text{ N/mm}^2$ ). A kengyeleket a tényleges kialakítástól eltérő zárt négyszög alakkal, azonban a valós

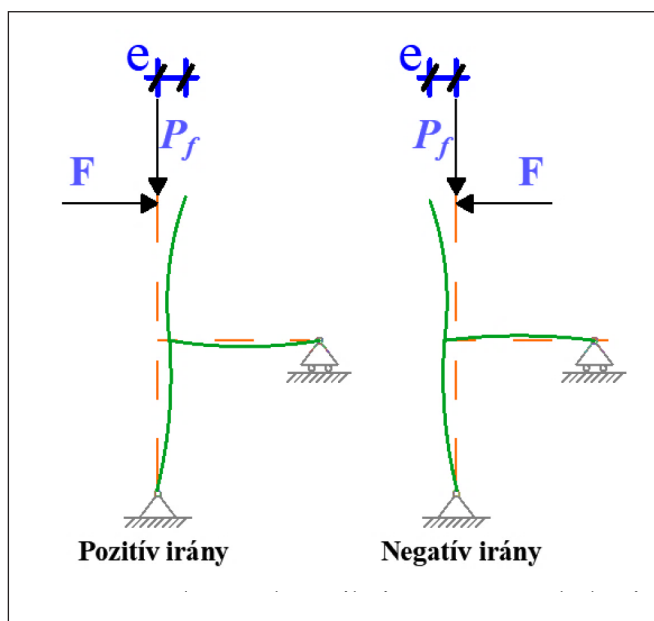
átmérőjükkel modelleztük. A gerendában elhelyezett hosszirányú betonacéloknál a megcsúszás hatását figyelembe vettük, azonban a kengyelek és a pillérben elhelyezett betonacélokra tökéletes tapadásos kapcsolatot állítottunk be. A tökéletes kapcsolatnál a betonacélok nem képesek megcsúszni a betonban. Azokban az esetekben, ahol a betonacélok megcsúszását figyelembe vettük, a beton és a betonacél közötti kapcsolatot a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas (memory bond) parametrizált kapcsolati modellel (1.(c) ábra) definiáltuk. A tapadófeszültség – relatív elmozdulás karakterisztikáját a betonacélok megcsúszásának modellezésére a CEB-FIP Model Code (1990) kötetében megadottak alapján vettük fel ( $\tau_{max} = 5.38 \text{ N/mm}^2$ ,  $\tau_f = 0.8 \text{ N/mm}^2$ ,  $s_1 = s_2 = 0,6 \text{ mm}$ ,  $s_3 = 2,5 \text{ mm}$ ).

Az iterációs folyamat végrehajtásához valamennyi nemlineáris analízisnél implicit megoldási módszert, a Newton-Raphson iterációs eljárást alkalmaztuk. A szerkezet állapot-egyenletének megoldására a Cholesky-felbontást használtuk, akárcsak az egyirányú monoton növekvő terheléses kísérleteknél. A cikksorozatunk első részében bemutatott beton anyagmodell a jelen cikkben alkalmazott anyagmodellel közel

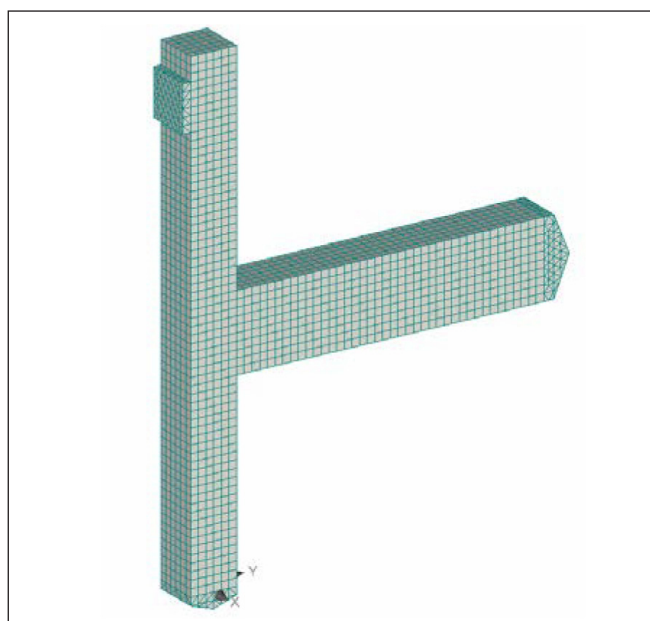
1. ábra: Alkalmazott anyagmodellek

(a) beton anyagmodell, (b) ciklikus betonacél anyagmodell, (c) beton-betonacél kapcsolati modell





2. ábra: Próbatetek statikai váza és a terhelés irányai



3. ábra: Végeselem háló

azonos, azonban a modell kialakítása a ciklikus vizsgálathoz igazított paramétereket tartalmaz (tehermentesítési tényező, memory bond).

A betonacélok a kvázi-státikus kísérleteknél lineárisan rugalmas – lineárisan felkeményedő, illetve valós (szakítóki-sérletből meghatározott) feszültség-alakváltozás karakterisztikával lettek megadva, a betonacélok ciklikus viselkedését nem vettük figyelembe. A betonacélok megcsúszásának figyelembevételére a ciklikus vizsgálatok során a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas (memory bond) tapadási feszültség-relatív elmozdulás karakterisztikát adtuk meg. A kvázi-státikus vizsgálatok során a jelen cikkben bemutatott betonacél megcsúszás hatását még nem modelleztük, a vizsgálatok szempontjából ez a tulajdonság szükségtelen volt.

A szakirodalomban fellelhető laborkísérletekben alkalmazott próbatetek (Masi, Santerio, Nigro 2013) háromdimenziós numerikus testmodelljeit felépítettük az Atena programban, a 2. ábrán bemutatott statika vázakkal. Az ábrán feltüntetettük a pozitív és negatív terhelés irányát, valamint a vízszintes terhelő erő (F) és a detektált elmozdulás (e) mérési helyét. A laborkí-

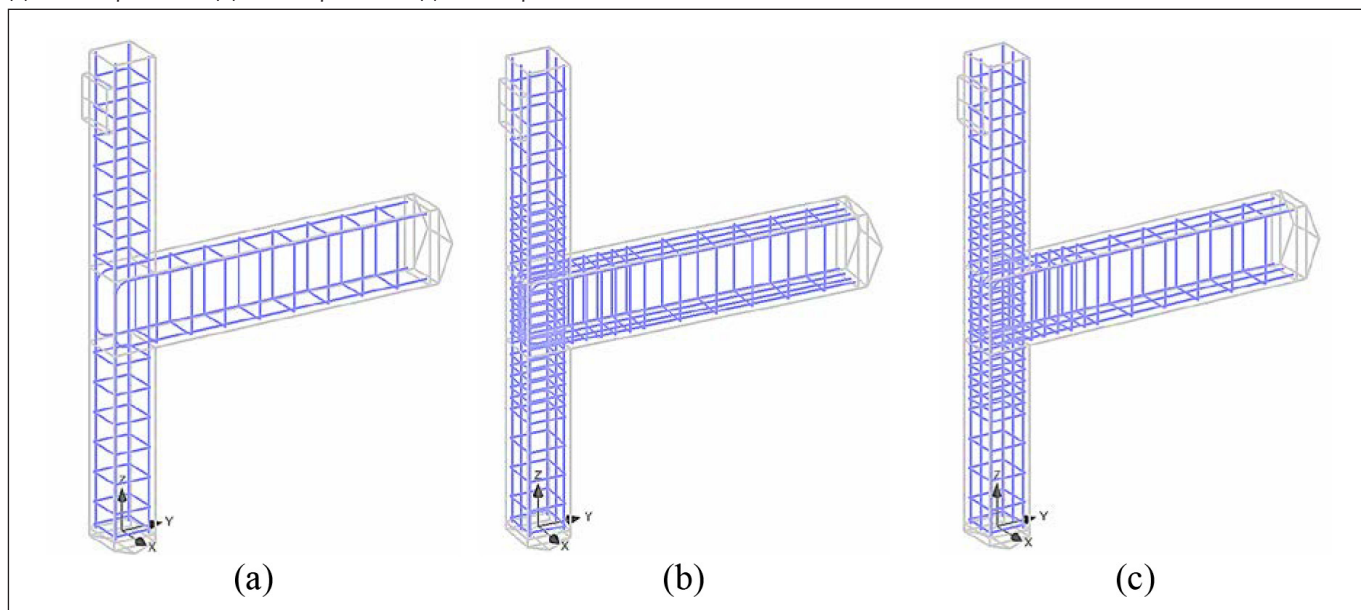
sérletekben a pillér tetején működő konstans függőleges, lefelé ható erőt ( $P_f$ ) a végeselemes modellre is definiáltuk. A  $P_f$  erő nagysága az oszlopra vonatkozó tiszta betonkeresztmetszet nyomószilárdságának 15 %-a, azaz  $P_f = 270$  kN.

A numerikus modellekben egységesen kvadrátikus bázisfüggvényeket használtunk, valamint a beton elemekre 20 csomópontos téglatest végeselemeket használtunk (Haris, Roszevák 2017). A végeselem hálót úgy osztottuk ki egységesen, hogy az adott keresztmetszeti méreten belül minimum 4 db végeselem legyen (Haris, Roszevák 2017), lásd a 3. ábrán. A laborkísérletek során alkalmazott támaszok és erőbevezetések helyein a numerikus modellekben, a laborkísérletekben is alkalmazott támaszokkal egyenértékű, izotróp lineárisan rugalmas acéllemezeket definiáltunk.

A ciklikusan változó irányú és nagyságú, vízszintes erőterheléssel terhelt numerikus modelleket a megfelelő összehasonlíthatóság érdekében a korábban ismertetett oszlop-gerenda kapcsolatra építettük fel. A különböző vasvezetésű csomópontokhoz különálló numerikus modellek tartoznak, lásd a 4. ábrán.

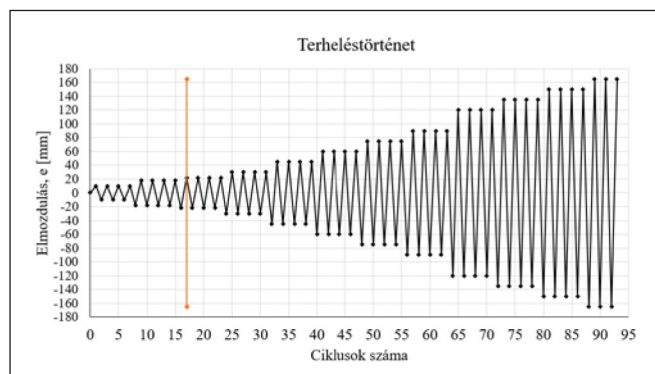
4. ábra: Numerikus modellek – vasalási kialakítás

(a) „NE RB” próbatest, (b) „Z4 RB” próbatest, (c) „Z2 RB” próbatest



## 4. TERHELÉSTÖRTÉNET

Az elvégzett laborkísérleteket (Masi, Santerio, Nigro 2013) elmozdulás vezérelten végezték el, melyet az alábbi 5. ábrán bemutatott terheléstörténet jellemez.



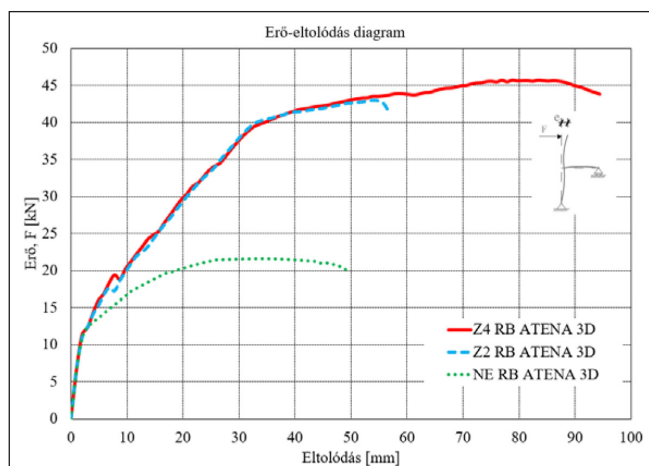
5. ábra: Terheléstörténet

Az épületekre és azon belül a többszintes keretvázakra vonatkozó vízszintes alakváltozások határértékeire a jelenleg hatályban lévő Eurocode (EC0) szabványsorozat ajánlást nem ad, azonban az MSZ ENV 1993-1-1:1995-ben többszintes épületben az egyes szintekre vonatkozóan az  $u_i = H_i/300$  határértéket adja, melyben az  $u_i$  egy  $H_i$  magasságú szint mentén fellépő vízszintes eltolódást jelenti. Az MSZ EN 1998-1:2008 szabványsorozat 4.4.3.2 bekezdésében további, az épületek egyes szintjei közötti elmozduláskülönbségek korlátozására ad meg határértékeket. Így az olyan épületekre, melyekben rideg anyagú, nem szerkezeti elemek vannak a szerkezethez erősítve, a szintek közötti elmozduláskülönbség felső korlátjának a  $0,005 \cdot h$  összefüggést írja elő, ahol a  $h$  a szintmagasság. Amennyiben az épületben duktilis, nem szerkezeti elemek vannak a  $0,075 \cdot h$  felső korlát alkalmazandó. Abban az esetben amikor a nem szerkezeti elemek úgy vannak felerősítve, hogy azok nem hatnak ki a szerkezeti alakváltozására felső korlátként a  $0,010 \cdot h$  alkalmazható. Annak érdekében, hogy a végeselemes számításokat megfelelő nagyságú eltolásra tudjuk vizsgálni a nemzetközi szabványokban megadott, legnagyobb megengedhető relatív szintelfordulások nagyságát áttekintettük, lásd 2. táblázatban.

2. táblázat: Relatív szintelfordulás értékei

| Szabvány neve   | Ország                    | Relatív szintelfordulás nagysága [%] |
|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| NRCC. 2005.     | Kanada                    | 2,5                                  |
| NZS 1170.5:2004 | Új-Zéland                 | 1,5-2,0                              |
| AS1170.4 2007   | Ausztrália                | 1,5                                  |
| IBC-2009        | Amerikai Egyesült Államok | 1,5                                  |

A próbatest teljes magassága a laborkísérletekben 3,20 m volt, így a MSZ ENV szabvány által meghatározott vízszintes eltolódás határértéke jelen esetben  $u_i = 10,66$  mm (relatív szintelfordulás = 0,33 %), az MSZ EN 1998 szabvány által meghatározott vízszintes eltolódás a  $0,0075 \cdot h$  összefüggéssel 24 mm (relatív szintelfordulás = 0,75 %). Ezt figyelembe véve a numerikus modellek elkészítésénél a legnagyobb vízszintes eltolódás értékét az MSZ EN 1998-1:2008 szabványban előírt értékéhez közeli értékre ( $u_{i, \text{numerikus}} = 20,00$  mm) korlátoztuk, mely mintegy 1 %-os relatív szintelfordulásnak felel meg, így a nemzetközi szabványokban megadott elfordulás határértékekkel is összeegyeztethető mértékű volt a numerikus kísérlet vizsgálati tartománya. A laborkísérletekben a



6. ábra: Erő-eltolódás diagramok – kvázi-statisz terhelés esetén

legnagyobb vízszintes eltolás értéke mintegy 160 mm, amely az 5,00 %-os relatív szintelfordulásnak felel meg, mely nagyságrenddel meghaladja a hazai és a nemzetközi szabványok által megfogalmazott korlátok (1,5-2,5 %) értékeit. Az egyes teherlépcsőket a laborkísérletekkel megegyező számban és mértékben definiáltuk a numerikus modellekben. Az előzőek tükrében a végeselemes számításokat a harmadik teherlépcsőig végeztük el. A numerikus vizsgálatokat a laboratóriumi kísérletekkel megegyező (elmozdulásvezérelt) módon hajtottuk végre.

A ciklikus vizsgálatok elvégzése előtt a jelen cikkben vizsgált próbatestekre egyirányú monoton növekvő kvázi-statisz vizsgálatokat is elvégeztünk, melyeket a cikksorozatunk első részében bemutatott módon hajtottunk végre. A vizsgálat célja az volt, hogy a próbatestek teherbírását és alakváltozó képességét numerikus számításokkal is meg tudjuk határozni, valamint a laborkísérletekben végrehajtott kísérletekben alkalmazott (terheléstörténetben megadott) maximális eltolódás értékét szerettük volna összehasonlítani a numerikus vizsgálatok alapján kapott eredményekkel. Az egyirányú (pozitív irány) monoton növekvő kvázi-statisz terheléssel kapott numerikus eredményeket a 6. ábrán szemléltettük.

Az erő-eltolódás diagramokon megfigyelhető, hogy az „NE RB” jelű próbatest közel fele akkor erőt képes felvenni, mint a „Z2 RB” és a „Z4 RB” jelű próbatestek. Az „NE RB” jelű próbatestnél a tönkremenetelhez tartozó erő mintegy 21,41 kN, valamint az ehhez tartozó eltolódás 24,10 mm. A „Z2 RB” és „Z4 RB” jelű próbatestek tönkremenetele szinte azonos erőnél következett be (40,12 kN; 39,73 kN). A tönkremenetelhez tartozó vízszintes eltolódás szintén közel azonos a két próbatest esetében („Z2 RB”: 33,55 mm; „Z4 RB”: 32,59 mm). Az egyes próbatestekhez tartozó jellemző értékeket az alábbi 3. táblázatban foglaltuk össze.

3. táblázat: Numerikus eredmények összefoglalása – kvázi-statisz terhelés esetén

| Próbatest jele | Tönkremenetelhez tartozó erő [kN] | Tönkremenetelhez tartozó eltolódás [mm] | Relatív elfordulás [%] |
|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|------------------------|
| NE RB          | 21,41                             | 24,10                                   | 0,75                   |
| Z2 RB          | 40,12                             | 33,55                                   | 1,05                   |
| Z4 RB          | 39,73                             | 32,59                                   | 1,02                   |

Jelen cikk keretein belül a kvázi-statisz kísérleteken meghatározott tönkremenetelhez tartozó erők és vízszintes eltolódások alapján, valamint a nemzetközi szabványokban megadott relatív szintelfordulások figyelembevételével a végeselemes számításokat egy korlát meghatározásával hajtottuk végre, mely közel 1 %-os relatív szintelfordulást jelent.

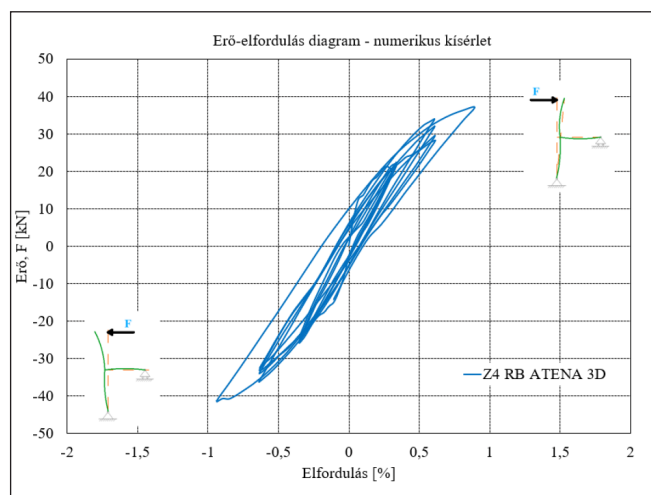
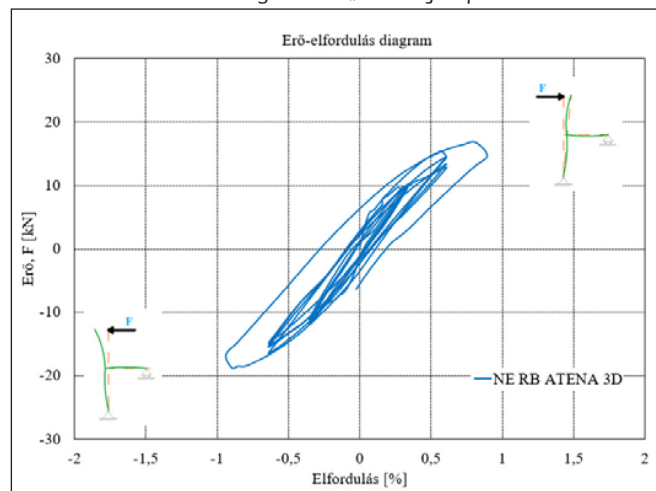
## 5. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI

Ebben a pontban részletesen bemutatjuk a ciklikus numerikus kísérletek során kapott eredményeinket. A numerikus vizsgálatainkat az előzőekben ismertetett módon hajtottuk végre. A végeleemes számítások az általunk szabott relatív elfordulási korlátig végrehajthatók voltak. A meghatározott korlátnál nagyobb alakváltozások vizsgálatára az általunk alkalmazott modellezési technika részben volt alkalmas, a számítások a korlátozás utáni teherlépcsőkben már nem futtathatók, mert az alkalmazott szimmetrikus szerkezeti kialakítások és szimmetrikus végeleemes felosztás miatt a tönkremenetel ún. instabil ágra kerül. A numerikus kísérletekben kapott eredményeket (erő-eltolódás pontpárok) a későbbi összehasonlíthatóság érdekében, a laborkísérletekben (Masi, Santerio, Nigro 2013) meghatározott módon arányosítottuk. A kapott vízszintes eltolódás értékét a próbatetek teljes magasságával ( $H = 3,20$  m) elosztottuk, így egy százalékos elfordulás értéket kaptunk, melyből erő-elfordulás diagramokat készítettünk. Az „NE RB” jelű próbatesten elvégzett numerikus vizsgálatok erő-elfordulás diagramját lásd az alábbi 7. ábrán.

**4. táblázat:** A numerikus modell eredményei – „NE RB” jelű próbatest esetén

| Elfordulás [%] | Ciklus száma [-] | Erő értéke a ciklus végén [kN] | Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva) |
|----------------|------------------|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 0,33           | 1                | 10,14                          | -                                                           |
|                | 2                | 10,10                          | -0,39                                                       |
|                | 3                | 9,92                           | -2,69                                                       |
|                | 4                | 9,78                           | -3,55                                                       |
| -0,33          | 1                | -11,75                         | -                                                           |
|                | 2                | -11,55                         | -1,70                                                       |
|                | 3                | -11,11                         | -5,44                                                       |
| 0,63           | 5                | 15,41                          | -                                                           |
|                | 6                | 14,54                          | -5,64                                                       |
|                | 7                | 13,40                          | -13,04                                                      |
|                | 8                | 12,81                          | -16,87                                                      |
| -0,63          | 4                | -16,49                         | -                                                           |
|                | 5                | -15,48                         | -6,12                                                       |
|                | 6                | -15,07                         | -8,61                                                       |
|                | 7                | -14,82                         | -10,13                                                      |
| 0,81           | 9                | 16,86                          | -                                                           |
| -0,81          | 8                | -18,80                         | -                                                           |

**7. ábra:** Erő-elfordulás diagramok – „NE RB” jelű próbatest



**8. ábra:** Erő-elfordulás diagramok – „Z4 RB” jelű próbatest

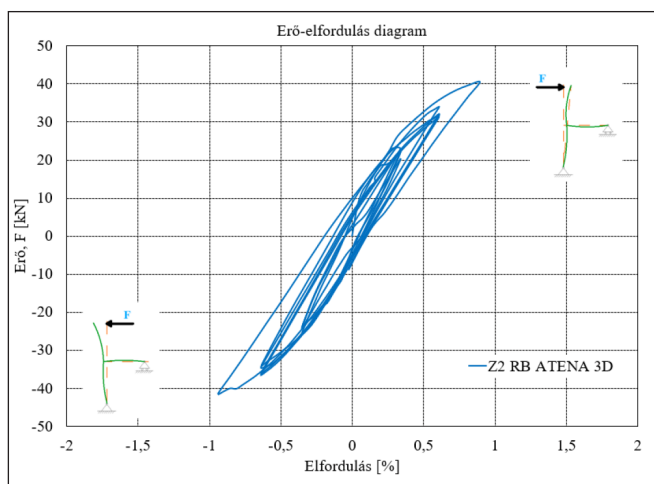
Az erő-elfordulás diagramon megfigyelhető, hogy a terhelés során működtetett elmozdulásokból átszámított elfordulás értékek az egyes ciklusok végeinél azonosak. Az első teherlépcső pozitív irányban értelmezett ciklusainak végénél az elfordulás értéke azonos (elfordulás: 0,33 %), azonban az erő értéke csökkenő tendenciát mutat (10,14 kN; 10,10 kN; 9,92 kN; 9,78 kN). A numerikus vizsgálat a 9. ciklus után leállt, a ciklus végénél a próbatest tönkremenet (tönkremenetelhez tartozó erő: 16,86 kN). Az azonos elfordulás értékekhez eltérő erő értékek tartoznak a további ciklusok végénél is. Az eredményeket táblázatosan is összefoglaltuk, lásd 4. táblázatban.

A „Z4 RB” jelű próbatest vizsgálatánál hasonló jelenség tapasztalható, mint az „NE RB” próbatestnél. A próbatest pillérében és a gerendájában elhelyezett hosszirányú betonacélok vashányada nagyobb, mint az „NE RB” próbatest esetében, valamint a kengyelezés osztásköze sűrűbb. A „Z4 RB” próbatest a végső ciklusánál (9. ciklus) a tönkremenetelhez tartozó erő értéke 37,11 kN (lásd 8. ábra). A próbatest által felvett erő értéke ebben az esetben is hasonló tendenciát mutat (mint „NE RB” próbatestnél).

**5. táblázat:** A numerikus modell eredményei – „Z4 RB” jelű próbatest esetén

| Elfordulás [%] | Ciklus száma [-] | Erő értéke a ciklus végén [kN] | Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva) |
|----------------|------------------|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 0,33           | 1                | 22,31                          | -                                                           |
|                | 2                | 22,23                          | -0,35                                                       |
|                | 3                | 21,84                          | -2,11                                                       |
|                | 4                | 21,59                          | -3,22                                                       |
| -0,33          | 1                | -25,85                         | -                                                           |
|                | 2                | -25,42                         | -1,62                                                       |
|                | 3                | -24,45                         | -5,41                                                       |
| 0,63           | 5                | 33,90                          | -                                                           |
|                | 6                | 31,97                          | -5,69                                                       |
|                | 7                | 29,49                          | -13,00                                                      |
|                | 8                | 28,18                          | -16,85                                                      |
| -0,63          | 4                | -36,28                         | -                                                           |
|                | 5                | -34,00                         | -6,28                                                       |
|                | 6                | -33,16                         | -8,60                                                       |
|                | 7                | -32,61                         | -10,12                                                      |
| 0,90           | 9                | 37,11                          | -                                                           |
| -0,90          | 8                | -41,36                         | -                                                           |

Az azonos elfordulás értékekhez tartozó erő értékek csökkenése az első teherlépcsőben az első ciklus után -0,35 %, a negye-



9. ábra: Erő-elfordulás diagramok – „Z2 RB” jelű próbatest

dik ciklus után -3,22 %. A numerikus vizsgálatok során kapott eredményeket a 5. táblázatban foglaltuk össze részletesen.

A numerikus számításokat a „Z2 RB” jelű próbatest esetében is elvégeztük. Az eredményül kapott erő-elfordulás diagramot a 9. ábrán tüntettük fel. A próbatestnél az előzőkéhez hasonló módon alakul az egyes ciklusok végénél mérhető erő értéke. A második teherlépcsőben az azonos elfordulás értékekhez tartozó erők (a negatív terhelés irányában) eltérése -3,61 %, -4,27 % és -6,14 %. A numerikus kísérlet ebben az esetben is a 9. ciklus után leállt, a vizsgálatot a pozitív terhelés irányában 39,60 kN-os erőig elvégeztük. A kapott eredményeket táblázatosan összefoglaltuk, lásd 6. táblázatban.

6. táblázat: A numerikus modell eredményei – „Z2 RB” jelű próbatest esetén

| Elfordulás [%] | Ciklus száma [-] | Erő értéke a ciklus végén [kN] | Erő eltérés [%] (a teherlépcső első ciklusához viszonyítva) |
|----------------|------------------|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 0,33           | 1                | 22,93                          | -                                                           |
|                | 2                | 22,28                          | -2,83                                                       |
|                | 3                | 22,02                          | -3,96                                                       |
|                | 4                | 18,40                          | -19,75                                                      |
| -0,33          | 1                | -25,87                         | -                                                           |
|                | 2                | -24,15                         | -6,65                                                       |
|                | 3                | -24,08                         | -6,92                                                       |
| 0,63           | 5                | 33,22                          | -                                                           |
|                | 6                | 32,02                          | -3,61                                                       |
|                | 7                | 31,80                          | -4,27                                                       |
|                | 8                | 31,18                          | -6,14                                                       |
| -0,63          | 4                | -36,51                         | -                                                           |
|                | 5                | -36,11                         | -1,09                                                       |
|                | 6                | -34,64                         | -5,12                                                       |
|                | 7                | -34,09                         | -6,63                                                       |
| 0,93           | 9                | 39,60                          | -                                                           |
| -0,93          | 8                | -40,76                         | -                                                           |

## 6. A NUMERIKUS- ÉS A LABORATÓRIUMI KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

Ebben a fejezetben összegezzük és összehasonlítjuk a szakirodalomban megtalálható laboratóriumi és az általunk kapott numerikus kísérleti eredményeket. A laboratóriumi (Masi,

Santerio, Nigro 2013), valamint a numerikus vizsgálatok során is először erő-eltolódás pontpárok adódtak eredményként. Az elmozdulást a laboratóriumi kísérletekben a korábban is bemutatott módon százalékos elfordulássá alakítottuk az összehasonlíthatóság érdekében. A laboratóriumi kísérletek részletes eredményei nem álltak rendelkezésünkre csak a publikációban megadott erő-elfordulás grafikonok, így a következőkben azokat külön grafikonon szemléltetjük az eredeti publikációból átemelve. Az alábbi diagramokon az „NE RB” jelű próbatesteken elvégzett kísérletek eredményeit hasonlítjuk össze (10. ábra). A következőkben a laboratóriumban elvégzett kísérletek során kapott erő-elfordulás diagramok burkolóábrájának értékeit hasonlítjuk össze az általunk elvégzett numerikus kísérletek eredményeivel.

Az „NE RB” jelű próbatest esetén az első ciklusban működtetett elmozdulás már megrepesztette a beton keresztmetszetet, így az első ciklus szélsőértéke már a II. feszültség állapotban lévő keresztmetszethez tartozik. A numerikus vizsgálat első teherlépcsőjének szélsőértékei közel azonosak a laborkísérletekben elvégzett eredményekkel (eltérés pozitív teher irányában: -0,19 %; negatív teher irányában: +0,59 %). A második és harmadik teherlépcsőben kapott eredmények szintén jó egyezést mutatnak, a pozitív irányban -4,99 %, a negatív irányban -2,14 % az eltérés. A numerikus kísérleteket a harmadik teherlépcső után nem tudtuk folytatni, a szerkezet tönkrement. A végelelemes modellből kapott tönkremenetelhez tartozó erő (16,86 kN) és a laborkísérletben meghatározott erő (18,24 kN) értéke közel azonos.

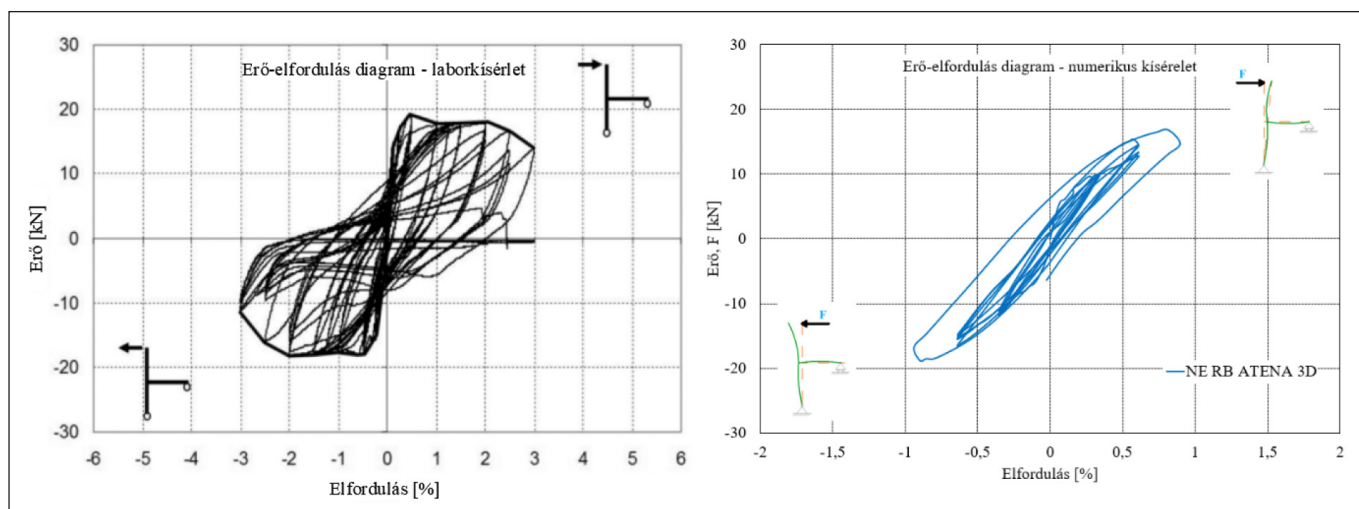
A „Z4 RB” jelű próbatest esetében elvégzett numerikus és kísérleti eredményeket a 11. ábrán szemléltettük. Az első teherlépcsőben az eltolás mértéke ebben az esetben is akkora volt, hogy a tartó mértékadó keresztmetszete berepedt. Az első teherlépcsőben mért erő a numerikus vizsgálat alapján 22,31 kN, a laboratóriumi kísérletnél 24,38 kN. A második teherlépcsőben mind a negatív és a mind pozitív terhelés irányában jó egyezés mutatható ki a numerikus és a laboratóriumi kísérletek között (eltérés: +1,24 %; +9,17 %). A harmadik teherlépcsőt követően a numerikus vizsgálat ebben az esetben leállt, azonban a numerikus számításokkal kapott tönkremenetelhez tartozó erő (37,11 kN; -41,36 kN) és a laborkísérletekben mért erő (41,06 kN; -39,87 kN) értékei között nem figyelhető meg nagy eltérés.

Az előzőkhez hasonlóan a „Z2 RB” jelű próbatesteken elvégzett numerikus és laboratóriumi kísérletek alapján meghatározott erő-elfordulás diagramokat a 12. ábrán szemléltettük. A próbatesteknél ugyanaz a viselkedés figyelhető meg, mint az „NE RB” és a „Z4 RB” jelű próbatestek esetén. Az első teherlépcsőben ebben az esetben is jó egyezés mutatható ki a numerikus és a laboratóriumi kísérletek között (eltérés: -3,28 %; +8,08 %). A második és a harmadik teherlépcsőben mért eredmények szintén jó egyezést mutatnak (+9,5 %; -10,24 %; -2,51 %; -3,75 %). A harmadik teherlépcsőben a végelelemes számítás ebben az esetben sem volt folytatható, a számítás 39,60 kN-os erő után a visszaterhelés közben megállt.

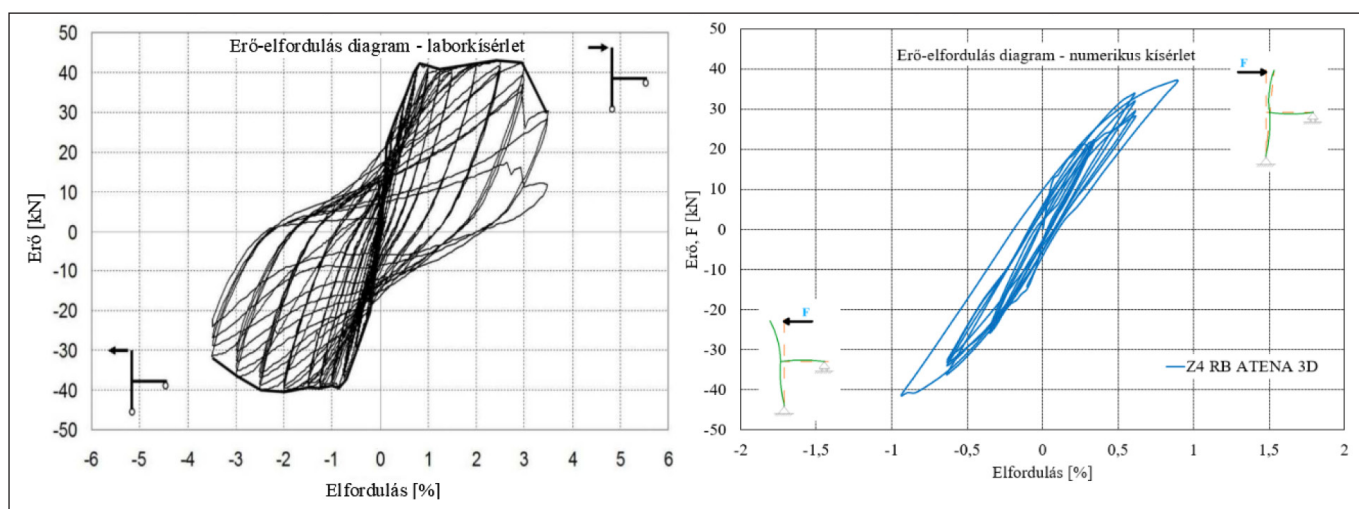
Az elvégzett numerikus és laboratóriumi kísérletek eredményeit az alábbi 7. táblázatban foglaltuk össze.

## 7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

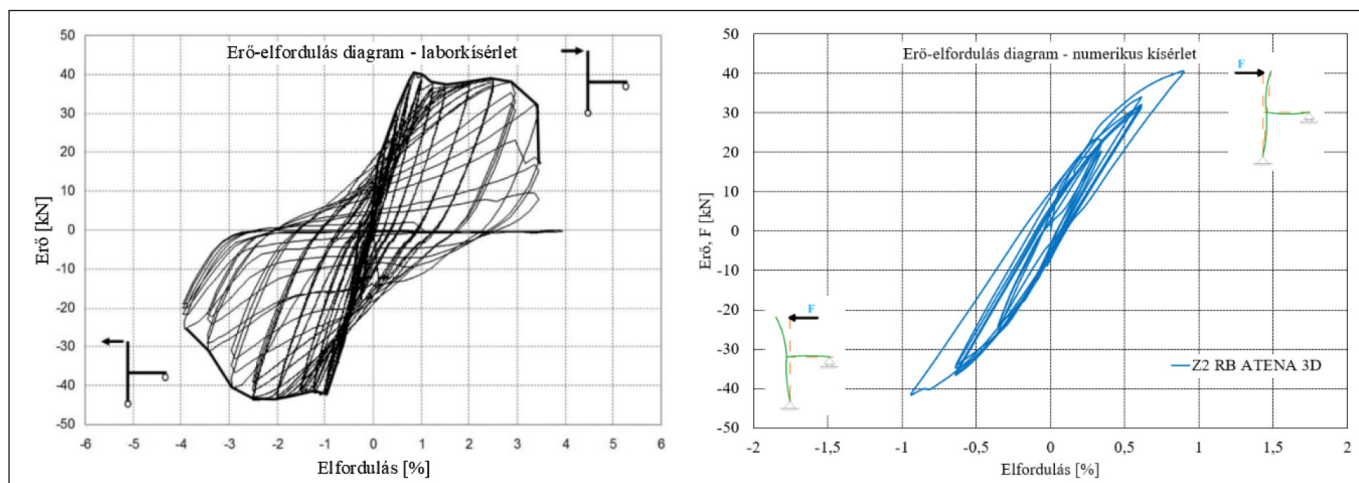
A jelen cikk keretein belül oszlop-gerenda csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el ciklikusan változó irányú terhelésre. Cikksorozatunk első részében szintén oszlop-gerenda, valamint keretsarok csomópontok numerikus vizsgálatait végeztük el, melyben egyirányú monoton növekvő kvázi-statisztikus erőterheléssel történő vizsgálatokat hajtottunk végre.



**10. ábra:** Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („NE RB” próbatest)



**11. ábra:** Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („Z4 RB” próbatest)



**12. ábra:** Erő-elfordulás diagramok – labor- és numerikus kísérlet („Z2 RB” próbatest)

**7. táblázat:** Laboratóriumi és numerikus kísérleti eredmények

| Próbatest jele | Teher iránya | Erő értéke 1. teherlépcső [kN] |           | Eltérés [%] | Erő értéke 2. teherlépcső [kN] |           | Eltérés [%] | Erő értéke 3. teherlépcső [kN] |           | Eltérés [%] |
|----------------|--------------|--------------------------------|-----------|-------------|--------------------------------|-----------|-------------|--------------------------------|-----------|-------------|
|                |              | Labor                          | Numerikus |             | Labor                          | Numerikus |             | Labor                          | Numerikus |             |
| NE RB          | pozitív      | 10,16                          | 10,14     | -0,19       | 16,22                          | 15,41     | -4,99       | 18,24                          | 16,86     | -7,56       |
|                | negatív      | 11,68                          | -11,75    | +0,59       | -16,85                         | -16,49    | -2,14       | -17,84                         | -18,80    | +5,11       |
| Z4 RB          | pozitív      | 24,38                          | 22,31     | -8,49       | 33,48                          | 33,90     | +1,24       | 41,06                          | 37,11     | -9,62       |
|                | negatív      | -23,38                         | -25,85    | +9,55       | -32,95                         | -36,28    | +9,17       | -39,87                         | -41,36    | +3,60       |
| Z2 RB          | pozitív      | 23,71                          | 22,93     | -3,28       | 30,05                          | 33,22     | +9,54       | 40,62                          | 39,60     | -2,51       |
|                | negatív      | -23,78                         | -25,87    | +8,08       | -32,77                         | -36,51    | -10,24      | -42,35                         | -40,76    | -3,75       |

Mind a két esetben a numerikus vizsgálatokat az ATENA 3D háromdimenziós, nemlineáris végeselemes programmal végeztük el. A cikksorozat első részében (Roszevák, Haris 2019) a kvázi-statikussal vizsgálatokkal elvégzett numerikus számítások jól közelítették a szakirodalomban fellelhető laborkísérleti eredményeket. Mindezek alapján a ciklikusan változó irányú erőterhekkel szembeni viselkedés vizsgálatára, új, továbbfejlesztett modellezési eljárást készítettünk. A jelen cikkben bemutattuk a ciklikus terheléssel végzett numerikus vizsgálatok eredményeit és ezeket is összehasonlítottuk a szakirodalomban fellelhető laboratóriumi kísérletek eredményeivel.

Az általunk továbbfejlesztett, a ciklikus viselkedés modellezésére alkalmas modellezési technikával elkészített numerikus vizsgálatok alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- Az „NE RB” jelű próbatest jelentősen kisebb teherbírással rendelkezik (közel fele) a nagyobb húzott betonacél hányaddal készített és sűrűbb kengyelezéssel ellátott „Z4 RB” és „Z2 RB” jelű próbatesteknél.
- Az egyes numerikus vizsgálatoknál megfigyelhető, hogy az azonos eltolódás értékekhez tartozó erő csökkenő tendenciát mutat, a beton ciklikus morzsolódása, degradációja az általunk alkalmazott modellezési eljárással vizsgálható. Az egyes ciklusok szélsőértékeinél a mért erő az első ciklusban (azonos teherlépcsőben) mérthez képes 1-16 %-ig terjedő csökkenést mutat.
- Az általunk, a nemzetközi szabványokban előírt határértékek alapján kijelölt vízszintes eltolódás (22 mm) korlátján belül, mely a vizsgált próbatestek esetében a tönkremenetelhez tartozó eltolódást jelenti, a numerikus eredmények jól közelítik (eltérés: 2-10 %) a laboratóriumi kísérletekkel kapott eredményeket.
- Az általunk kijelölt eltolódás korlátot túl a végeselemes számítás az alkalmazott modellezési technikával a szimmetrikus végeselemes háló és a szimmetrikus szerkezeti kialakítás miatt nem végezhető el. A korlátként megadott érték még közel esik a kis elmozdulásokhoz, azon túl már a nagy elmozdulások, alakváltozások figyelembe vevő modellt, modellezési eljárást kell alkalmazni.
- Az általunk meghatározott elfordulás korlátot meghaladó 1-2,5 %-os relatív elfordulást új, továbbfejlesztett modellezési technikával lehet vizsgálni, melyet egy következő cikkben tervezünk bemutatni.

Összességében megállapítható, hogy az általunk továbbfejlesztett modellezési eljárással a monolit vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatok valós viselkedése (meghatározott eltolódás korlátot belül) vízszintes ciklikusan változó irányú terhelés esetén rendkívül jól közelíthető végeselemes számításokkal a megadott vizsgálati tartományon belül. Az eltérő húzott vasalással és kengyelezéssel kialakított kapcsolatok az általunk meghatározott modellezési technikával nemlineáris, háromdimenziós végeselemes programmal a megadott alakváltozási tartományon belül ( $H/300$ ) a viselkedés leírásához kellő pontossággal modellezhetők. A ciklikusan változó irányú vízszintes erőterhelés modellezésére a korábban meghatározott modellezési technika továbbfejlesztett változatával készített numerikus modelleket, szintén nemzetközi szakirodalomban megtalálható laboratóriumi kísérletekkel (Masi, Santeriero, Nigro 2013) vetettük össze. Az egyes végeselemes számítások során függőleges kvázi-statikussal terhek mellett, vízszintes ciklikusan változó irányú erőterheket működtettünk, mellyel a vizsgált próbatestek csomópontjainak összetett (nyírt-hajlított) viselkedését kellő pontossággal tudtuk vizsgálni. Mint a kvázi-statikussal terhek vizsgálatánál, úgy a ciklikus terhek vizsgálatával is a kapott eredmények alapján lehetőség nyílik, még laboratóriumi körülmények között nem vizsgált szerke-

zeti kialakítások, vasvezetések vizsgálatára. A kifejlesztett modellezési technikával új, de akár meglévő monolit vasbeton szerkezeti csomópontok szeizmikus, ciklikus vízszintes terhekkel szembeni viselkedésének vizsgálatára is lehetőség nyílik a hazai és a nemzetközi szabványokban rögzített alakváltozási korlátokig. Jelen cikk keretein belül vizsgált elfordulás korlátot túli vizsgálatokat egy továbbfejlesztett modellezési technikával tervezzük vizsgálni, melyet egy következő cikkben mutatunk be részletesen.

## 8. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK

Megmutattuk, hogy az általunk alkalmazott modellezési technikával rendkívül jó eredmények kaphatók, melyek a valós laboratóriumban elvégzett kísérletekhez igazodnak. A modellezési technikával további kutatási lehetőségek és irányok is vizsgálhatók válnak, így például:

- monolit vasbeton fal-födém kapcsolatok vizsgálata vízszintes ciklikusan változó irányú teherre,
- vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre kvázi statikus és ciklikus terhek esetén,
- monolit vasbeton szerkezeti részletek nagy alakváltozásait modellezni képes eljárás kifejlesztése,
- betonacélok toldásának modellezési lehetőségeinek vizsgálata,
- kengyelek eltérő modellezési lehetőségeinek vizsgálata,
- eltérő ütemben betonozott szerkezeti elemek kapcsolatainak modellezése (pl.: kehelynyak - monolit vasbeton tömbalap, kehelynyak – előregyártott vasbeton pillér injektálva), stb.

## 9. HIVATKOZÁSOK

- Arjamadi, S. A., Yousefi, M., Numerical Modelling of Seismic Behavior of Retrofitted RC Beam-Column Joints, *Civil Engineering Journal*, Vol. 4, No. 7, July 2018.
- Ashtiani, M. S., Dhakal, R. P., Scott, A. N., Cyclic Response Analysis of High-Strength Self-Compacting Concrete Beam-Column Joints: Numerical Modelling and Experimental Validation, *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 51, No. 1, March 2018.
- Beckingsale, Ch. W., Post Elastic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, *degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering at the University of Canterbury, Christchurch*, New Zealand, August 1980.
- Cervenka, V., Jendele, L., Cervenka, J. (2014), „ATENA Program Documentation Part 1, Theory” *Cervenka Consulting s.r.o.*, 19. September 2014
- Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota A., Seismic Retrofit of Real Beam-Column Joints Using Fiber-Reinforced Cement Composites, *American Society of Civil Engineers*, 2018, 144(5): 04018026.
- Engindeniz, M., Kahn, L. F., Zureick, A.-H., Performance of an RC Corner Beam-Column Joint Severely Damaged under Bidirectional Loading and Rehabilitated with FRP Composites, *ACI-ASCE Committee 352*, 2005.
- fib Model Code for Concrete Structures*, 2010, *Wilhelm Ernst & Sohn*, Berlin, 2013
- Haris I., Roszevák Zs. (2017), „Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérleti vizsgálata” *Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XIX:* (1) pp. 2-11., 2017.
- IBC-2009. *International Building Code. International Code Council*, Country Club Hills, USA, 2009.
- J. Parra-Montesinos, G., W. Peterfreund, S., Chao, S.-H., Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites, *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 3, May-June 2005.
- Lee, S. W., Tan, K. H. and Yang, E. H. (2018) Seismic behaviour of interior reinforced-concrete beam-column sub-assemblages with engineered cementitious composites. *Magazine of Concrete Research* 70(24): 1280-1296. <https://doi.org/10.1680/jmacr.17.00359>.
- Lowes L.N., Mitra, N., Altoontash, A., A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, August 2003.
- Lu, X., H. Urupap, T., Li, S., Lin, F., Seismic behaviour of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading, *Earthquakes and Structures*, Vol. 3, No.1 (2012) 35-57., 2012.

- Massi, A., Santarsiero, G., Nigro, D., Cyclic Tests on External RC Beam-Column Joints: Role of Seismic Design Level and Axial Load Value on the Ultimate Capacity, *Journal of Earthquake Engineering*, 17:110-136, 2013
- Megget, L.M., Fenwick, R.C., Amso, N., Seismic performance of internal beam-column joints with 500 grade reinforcement, *2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Page number 100.
- NRCC.2005. *National Building Code of Canada. Part 4: Structural design. Canadian Commission on Building and Fire Codes*, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Ont.
- Pampanin, S., Calvi, G. M., Moratti, M., Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, 2002. Paper Reference 726, pp.1-10
- Park, R., Thompson, K. J., Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints, *PCI Journal*, September-October 1977, pp.84-110
- Park, R., Keong, Y. S., Tests on Structural Concrete Beam-Column Joints with Intermediate Column Bars, *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 12, No. 3, September 1979.
- Pessiki, S.P., Conley, C. H., Gergely, P., White, R.N., Seismic Behavior of Lightly-Reinforced Concrete Column and Beam-Column Joints Details, *Technical Report NCEER-90-0014*, August 22, 1990.
- Rahman, R., Dirar, S., Jemaa, Y., Theofanous, M., Elshafie, M., 2018, 'Experimental behavior and design of reinforced concrete exterior beam-column joints strengthened with embedded bars' *Journal of Composites for Construction*, vol. 22, no. 6. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000883.
- Roszevák Zs., Haris I. (2017), Comparison of different models on different cast-in-situ RC joints, *12th Central European Congress on Concrete Engineering 2017 Tokaj*, pp.: 648-658., 2017.
- Roszevák Zs., Haris I. (2019), „Monolit vasbeton keretsarok numerikus vizsgálata - 1. rész Egyirányú monoton növekvő terhelés” *Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXI*: (3) pp. 78-86., 2019.
- Santarsiero, G., Massi, A., Finite Element Analysis of Experimental RC Wide Beam-Column Joints Provided with Different Detailing Solutions, *COMPDYN 2017, 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, M. Fragiakakis (eds.), Rhodes Island, Greece, 15-17 June 2017.
- S. Cheok, G., Lew, H.S., Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Cyclic Loading, *PCI Journal*, 80-92, July-August 1993, pp.80-92
- Shyh-Jiann, H., Hung-Jen, L., Analytical Model for Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance, *ACI Journal*, V. 96, No. 5, September-October 1999.
- Standards Australia, 2007, *AS1170.4 2007 Structural design actions – Earthquake actions in Australia*.
- Standards New Zealand, “NZS 1170.5:2004, *Structural Design Actions, Part 5, Earthquake Actions New Zealand*”
- Yan, S. et al 2018 *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 348 012013.
- Roszevák Zsolt** (1991) okleveles építőmérnök MSc. (2016), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék doktorandusza. Fő érdeklődési területei: Fal-födém típusú monolit vasbeton kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A **fib** Magyar Tagozat tagja.
- Dr. Haris István** (1980), okleveles építőmérnök (2004), PhD (2013), egyetemi adjunktus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Fő érdeklődési területei: téglás és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengés hatásra. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A **fib** Magyar Tagozat tagja.

## NUMERICAL ANALYSIS OF CAST-IN-SITU RC FRAME JOINTS - PART 2.

### Zsolt Roszevák – István Haris

Currently many computer softwares are available for the numerical modeling of cast-in-situ RC structures. The accuracy of the numerical models created with these softwares can only be accepted if proper modeling methods were applied. As a first step, numerical analysis of cast-in-situ RC beam-column and frame joints for one-way monotonic increasing quasi-static loads were performed. The obtained results were verified on the basis of laboratory experiments that can be found in the literature. As a next step of the research, the behavior of cast-in-situ RC beam to column joints under cyclic lateral load were analyzed by the modeling technique we developed. Several laboratory tests have already been carried out to investigate the behavior of the beam-column joints under cyclic loading. Three-dimensional, nonlinear finite element models were created based on these laboratory experiments and the behavior of the joints made with different type of reinforcement were introduced and the numerical models under vertical quasi-static and horizontal cyclic loads were in operation. In the first part of our article, we focused exclusively on the analysis of the cast-in-situ RC joints under quasi-static load. Within the scope of this article, a nonlinear modeling technique for cyclic loading was introduced based on our previously defined modeling method for quasi-static loading.

## BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉS A BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI KARÁN 2021-2022

### A BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék szervezésében induló négy féléves kurzusra várjuk az érdeklődő kollégák szíves jelentkezését

A betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása stb.), a speciális igényeket kielégítő betonok kifejlődésének és az európai szabványok megjelenésének hatására a betontechnológia jelentősége egyre nagyobb hangsúlyt kap és érdeklődésre tart számot napjainkban.

A BME ÉMK *Építőanyagok és Magasépítés Tanszék* a diplomával záruló **Betontechnológus Szakirányú Továbbképzése** a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott érdekében minden cégnek rendelkeznie kell jó betontechnológussal.

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. Ennek érdekében a hallgatók a betontechnológiai módszerek mellett elmélyedhetnek a speciális tulajdonságú betonok témakörében, a betonalkotók anyagtanai kérdéseiben, az építőanyagok újrahasznosításában, a 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 előregyártásban, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben, valamint áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról is a tanfolyamon.

Mindezen ismereteknek még fokozottabb jelentősége van az MSZ EN 206:2014 európai betéteonszabvány és az MSZ 4798:2016 *“Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon”* szabvány megjelenése óta.

A tananyag egymásra épülő rendszerben áttekinti a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot, valamint a hozzájuk kapcsolódó jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdéseket.

A négy féléves képzés (legalább szakirányú BSc diplomával) levelező rendszerben történik – félévenként 3-3 konferenciahatálalában hétfő 10.00-tól csütörtök 16.00-ig – amely az utolsó félévben szakdolgozat készítéssel zárul.

A következő tanfolyam kezdete: 2021. február.

Jelentkezési határidő: 2021. január 20.

A jelentkezéshez kérjük csatolja:

- a végzettséget igazoló oklevél másolatát,
- szakmai önéletrajzot.

További információ, ill. kérdés esetén forduljon Sánta Ildikóhoz (tel: (1) 463-4068, e-mail: [tiktars@eik.bme.hu](mailto:tiktars@eik.bme.hu)).

A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezési lap a

<http://www.em.bme.hu/em/betontechnologus> internetes oldalon található.

Dr. Balázs L. György tanfolyamvezető tanár  
[balazs.gyorgy@epito.bme.hu](mailto:balazs.gyorgy@epito.bme.hu)

## DR. KISS ZOLTÁN KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAPOJA ALKALMÁBÓL



A Vasbetonépítés folyóirat 2003/1 számában olvashattuk Kiss Zoltán professzor írását, miután Palotás László-díjat kapott 2002. december 9-én.

Én akkor már kb. 5 éve dolgoztam együtt Kiss Zolival. Az ÉPKO 1997. évi székelyudvarhelyi konferenciáján találkoztunk először. Ott tudtam meg, hogy a 90-es évek elején a Vasbetonszerkezetek Tanszéken volt fél éves ösztöndíjas

Budapesten.

Amikor az ASA Építőipari Kft. megvette a romániai tordai üzemet, 1997-ben még elég elszomorító kép fogadott Romániában. Sokkal kedvezőbb tapasztalatokat szerezhettünk a kinti mérnökökkel folytatott közös tervezéseken, tevékenységeken.

Miután sürgős szükségünk volt a tervező partnertkre, nagy szerencsénk volt, amikor rátalálhattam Kiss Zoltánra, és létrehoztuk a Plan 31 Ro tervező irodát. Mindjárt jöttek is a megbízások, temesvári, bukaresti Metró áruházak, RONDO és a többi befektetők. Elindult a tőke beáramlása Romániába is. Néhány év alatt olyan jó volt a közös tervezés, hogy a kijeji Metro áruház tervezésénél már a kolozsvári Plín 31 Ro játszotta a főszerepet. Dr. Kiss Zoltán profi módon építette fel a tervezőiroda kiváló csapatát, sok fiatal mérnöknek munkát, perspektívát adva hazai pályán. A Palotás László-díj átadásakor tartott emlékeztető előadásában mondta, „18 frissen végzett, útra kész fiatal mérnök csomagolta ki a bőröndjét, miután a PLAN 31 Ro munkát, megélhetést biztosított számukra Kolozsváron.

Hamar rájöttünk, hogy a romániai sors nehezebb, az ottani mérnökök részéről nagyobb nyitottságot, alkalmazkodó képességet követel. Több nyelvet beszéltek, otthonosak voltak a digitális világban. (talán a nagyobb távolságok, a nehezített utazási körülmények miatt is, különösen a magyar kisebbség érvényesülésének az alapfeltétele miatt?)

A 2002. évi Palotás-díj után a Magyar Mérnöki Kamara is tiszteletbeli tagjává fogadta Kiss Zoltán professzort 2018-ban.

Kiss Zoltán pályájának egyik csúcsa 2008 évi professzori kinevezése volt. Ugyanebben az évben jelent meg az Onet professzorral közösen írt „Vasbeton szerkezetek tervezése” c. könyve

Hála a digitális világnak ma már ezt a könyvet és sok szakmai cikket robot fordítással magyarul is olvashatjuk.

Az Előszó így gépi fordításban:

Az utóbbi időben a vasbeton technika elképzelhetetlen

haladást ért el, ami jelentős számú figyelemreméltó épületben valósult meg.

A széles felhasználási területtel rendelkező vasbeton szerkezetek magas műszaki és gazdasági jelentőséggel bírnak. Ezért a fejlesztés támogatása ezen a területen elengedhetetlen az egész építőipar számára.

Az építési kultusz, a munkaerő/anyagköltség aránya, a rendelkezésre álló építőanyagok és a technológiák országonként nagy különbségeket mutatnak. Ám figyelembe kell venni egy határok nélküli Európát, ahol az új technológiák és anyagok gyorsan elterjednek, függetlenül az ország földrajzi helyzetétől.

Az Európai Unió az építési termékekről szóló irányelvek (CPD) kidolgozásával elősegíti az építési termékek és a mérnöki szolgáltatások szabad mozgását a tagállamok között. Ennek szerves része a teherbíró szerkezetek tervezésére vonatkozó szabványok kidolgozása.

Az Európai Közösség tagállamaiban az előregyártott szerkezetek tervezésére vonatkozó követelmények mind a biztonság, mind a tervezési elvek tekintetében nagyon eltérőek voltak. Ez volt az oka annak, hogy a tagországok az 1970-es évek eleje óta úgy döntöttek, hogy egységesítik a szabványokat az egységes piac megvalósítása érdekében.

A tartószerkezetek tervezésének műszaki követelményeit Strukturális Eurokódoknak, vagy röviden Eurokódoknak (általánosabban EN-szabványoknak) nevezzük. Az Európai Unióban fejlesztésüket az Európai Szabványügyi Bizottságra bízta (Comité Européen de Normalisation, CEN).

A nemzeti szabványok egységesítésére tett erőfeszítések első eredményei a 70-es évek végén jelentek meg, majd ezt követték az első egységes tervezési ajánlások, az úgynevezett Model-Codes (MC). Kidolgozásukat előkészítő tevékenység előzte meg, amely főleg a nemzeti szabványok összehasonlító értékeléséből állt. A betonszerkezetek tervezésével szemben támasztott követelményeket numerikus példák segítségével hasonlítottuk össze, amelyek egyértelműen megmutatták, hogy a legkisebb biztonság a kelet-európai országokban volt. Az osztott biztonságra tervezést azonban már régóta használják ezekben az országokban, míg a nyugati országokban még nem használták.

Az Eurocode program tényleges elindítására 1989-ben került sor. Ebben az időben az Európai Unió tagállamai döntöttek a tartószerkezeti struktúrák, az úgynevezett előszabványok (ENV) tervezésre vonatkozó előírásainak kidolgozásáról.

Az információ mennyiségének szédületes növekedése lehetővé tette a tervezési előírások jelentős javítását, amelyek rendelkezései pontosabban tükrözik a vasbeton szerkezetek valós viselkedését, nagyobb biztonságot nyújtva a megvalósult szerkezeteknek.

A szabványok lehetővé tették, hogy a szerkezet bizonyos paramétereit és eljárásait a tagállamokban másként válasszák. Ezeket az ENV paramétereket ajánlott értékeknek nevezzük.

A tagállamoknak az előszabványokon kívül nemzeti alkalmazási dokumentumokat (NAD) kell készíteniük, amelyek tartalmazzák a számítási eljárásokat, a szabványok értelmezésének magyarázatait az adott földrajzi, meteorológiai viszonyaira stb. A nemzeti szabvány kiegészítő dokumentumai nem részei az ENV-nek, de egy EU-tagállamban a kettő csak együtt használható.

Jelenleg a meglévő szabványok és az Eurocode-ok párhuzamosan használhatóak, és 2010-től az Európai Unió minden országában áttérnek az EN szabályok kizárólagos használatára.

Sajnos, Romániában eddig nem jelent meg a Nemzeti Alkalmazási Dokumentum. Ez a könyv az SR EN 1992-1 szabvány alapján készült (az ajánlott értékek felhasználásával),



amelyhez hozzáadták az új P100-2006 földrengési kód rendelkezéseit.

A kézikönyv a témák tartalmán és megközelítésén keresztül mind a hallgatóknak, mind a mérnököknek szól a tervezés és a kivitelezés során.

A könyv azóta a romániai egyetemi hallgatók és a vasbeton építésben résztvevők kézikönyve. Jelenleg ismét elfogyott, pedig már több ezer példányban megjelent és elkelt.

Nagy érdeme a könyvnek a gyakorlatiassága: a mintapéldák, a mellékletek az építés minden résztvevője számára nagyon nagy segítséget nyújtanak.

A Vasbetonépítés folyóiratban magyarul is megjelent néhány cikk Kiss Zoltán professzor tollából.

Nagy élmény számomra, mikor baráti találkozókön kötetlen szakmai eszmecsere folytathatunk, órákon keresztül, elmélyedve egy-egy kérdés megvitatásában, hogy észre sem vesszük az idő múlását. Pedagógiai érzékét jelzi, s mindig csodálom azt a képességét is, ahogy a jövő mérnökeit, egyetemi tanítványait tudja inspirálni, átadva nekik a szakma iránti szeretetét.

Kiss Zoltán ma már nyugdíjasként tovább vezeti a Plan 31 Ro tervező irodát, és az egyetemen több doktorandusz mentora. Nagyon reméljük, hogy még sok éven át számíthatunk szakértelmére. Ehhez kívánunk jó egészséget

*Polgár László*

## DR. JÓZSA ZSUZSANNA KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Józsa Zsuzsanna 1974-ben a Budapesti Műszaki Egyetem, Építészmérnöki Karán kapott építészmérnöki oklevelet, ugyanitt műszaki doktori, később PhD, majd épületrekonstrukciós szakmérnök képesítést szerzett.

Főbb kutatási területei: szerkezeti teherbíró könnyűbetonok, roncsolásmentes vizsgálatok, betonkorrozio és javítás; kerámiák, anyagok hő-, pára- és nedveségtechnikai jellemzői, falazatvizsgálatok; téglalburkolatok felületének kezelése a tartósság érdekében, felületvédő anyagok permeabilitása, falfelületek biológiai szennyeződésének okai; homlokzatburkolatok, hőszigetelő rendszerek, bevonati anyagok, tetőfedő anyagok, szerkezetek védelme.

Nyugdíjba vonulásáig alkalmazottja volt 1974-től 1999-ig a BME Építőanyagok Tanszékének, 2015-ig az Építőanyagok és Mérnökgeológia, majd az Építőanyagok és Magasépítés Tanszéknek. 2014-ben kapott címzetes egyetemi tanári ki nevezést. Az önálló Építőanyagok Tanszék utolsó megbízott tanszékvezetője volt 1998/99-ben. A nappali, doktorandusz és szakmérnök képzésben számos tárgyban oktatott még ebben az évben is. Sok éven át volt az Építőmérnöki Kar Kari Tanácsának választott tagja, valamint az Építészmérnöki Kar Kari Tanácsának delegált építőmérnöki kari képviselője. Nemzetközi és hazai szakmai tevékenysége is példaértékű: a CEN/TC 88 „Thermal Insulating Materials and Products” és a CEN/TC 125 „Masonry” Európai Szabványosítási Bizottság magyarországi képviselője volt és a Magyar Szabványügyi Testület különböző munkabizottságaiban működött közre nyugdíjba vonulásáig. Tagja volt *fib* TG 8.1 „Lightweight Aggregate Concrete” munkabizottságának, az MTA Építőanyag-kémia albizottságának, az Építésbiológiai és az Építéstudományi Egyesületnek, a Prágai Műszaki Egyetemen alakult „Environmentally Compatible Structures and Structural Materials” IASS munkabizottságának. Jelenleg is tagja a Szilikátipari Tudományos Egyesületnek és az MTA Építéstu-

dományi Állandó Bizottságának. 2001-2004 között Széchenyi István ösztöndíjas volt és számos, német nyelvterületen elnyert ösztöndíjjal büszkélkedhet: ÖAD ösztöndíjjal a Bécsi Műszaki Egyetemen, a kar németnyelvű oktatási felelőseként DAAD támogatással több alkalommal járt tanulmányúton a Münchener Műegyetemen és a Karlsruhei Egyetemen, illetve a német egyetemek „Hochschullehrerkolloquium Baustoffe” állandó meghívottjaként szinte mindegyik németországi műszaki egyetemen. Szakirodalmi tevékenységéből 9 könyvrészlet, száznál több tudományos cikk és tudományos előadásai figyelemre méltók.

Számos elismerés birtokosa, a Művelődési Miniszter dicsérete (1987), a Szilikátiparért érem (1999), a Magyar Felsőoktatásért Emlékplakett (2010) bizonyítja szakmai elismertségét.

A felsorolt díjak mellett olyan példaértékű pedagógus, aki a pusztán szakmai ismeretátadáson túl többet ad hallgatóinak, doktoranduszainak. Személyes példamutatásán keresztül emberségre, mély erkölcsi értékekre neveli tanítványait.

Most, hogy a koronavírus sokunk életvitelét megváltoztatta, a tevékeny nyüzsgő egyetemi tanár nem tart órákat, az online oktatásban nem vesz részt. Ahogy elmondta, neki a hallgatókkal való személyes találkozások mindig fontosak voltak, „nem tudom ezt a digitális és maszk mögé bújtatott világot jól magamévá tenni...”

Szívesen gondol vissza azokra a tanítványaira, akikre büszke lehet, mert sokra vitték - legtöbbször tán a német tannyelvű képzésből, páran az építészmérnökök közül és a műemlékvédelmi szakképzésből. Szívesen veszi, ha ma is megkeresik hallgatói, akikről még ma is tanulhat. Lelkesen emlékszik vissza pár eredményes kutatási témára és azokra, akik ebben közreműködtek az egyetem, vagy az ipar területéről.

A kerek születésnapjához gratulálunk a hosszú évtizedekre visszanyúló kiváló oktató, nevelő és kutató munkához. Kívánunk további jó egészséget és sok sikert.

*Vörös József*

## DR. ORBÁN JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE 75. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



A *fib* Magyar Tagozata köszönti dr. Orbán József ny. főiskolai tanárt, a PTE MIK Építőmérnöki Tanszék professor emeritusát 75. születésnapján.

Dombóvári születésű tagtársunk 1969-ben szerzett szerkezetépítő mérnöki oklevelet Moszkvában, majd 1972-ben elvégezte a BME betontechnológiai szakmérnöki szakát. Műszaki doktorrá 1980-ban avatták. Az MTA 1984-ben ítélte oda számára a műszaki tudomány kandidátusa fokozatot, a PhD címmel a BME ruházta fel 1995-ben.

Szakmai életútja Pécshez kötődik. 1969-72-ig a BVM pécsi gyára főtechnológusaként alapozta meg gyakorlati tudását, és már ebben az időszakban elkötelezte magát a főiskolai oktatómunkához. 1972-től a PMMF adjunktusa, 1984-től főiskolai docense, 1987-től 2010-ig tanszékvezető főiskolai tanára, jelenleg a Pécsi Tudományegyetem Műszaki és Informatikai Karának professor emeritusaként végzi aktív oktató és nevelő tevékenységét, melynek során szakterülete minden körében magas szinten adja át tudását hallgatóinak.

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

Munkáját számos publikációja kísérte mind hazai, mind nemzetközi körökben. Több széles körben hasznosított szabadalma szolgálta az építőipart. Díjnyertes pályamunkái

is tükrözik értékes tevékenységét.

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

A hazai mértékadó intézmények elismerték magas színvonalú munkáját. Elnyerte az Alpár Érmét, az ÉVM Kiváló Munkáért kitüntetést, a Pollack Mihály arany plakettet, a Pollack Mihály nívódíjat, az OTDK Munkáért arany plakettet, az ÉTE emlékérmét. IKIM miniszteri elismerést, a Baranya megye Építőiparáért aranygyűrűt, Kardos Andor-díjat, a Magyar Felsőoktatásért Emlékplakettet, s oktató számára talán legértékesebbet, az Arany Katedra-Díjat,

E hely szűknek bizonyul Orbán József szakmai közéleti tevékenységének bemutatására, hiszen ötven év sokrétű, intenzív és eredményes munka után is töretlenül folytatja a beton kérdései köré fonódó lelkes oktató, kutató és szakértői munkáját. Továbbra is professor emeritusként oktatja a szerkezetépítő mérnök szakos egyetemi hallgatóknak a betonok és betontechnológiák tudományterületeket. Tananyagát folyamatosan fejleszti és kiegészíti a vasbetonszerkezetek diagnosztikája és rehabilitációja területén a fiával (dr. Orbán Zoltánnal) közösen végzett több évtizedes szakértői tevékenységük gyakorlati eredményeivel. Rendszeresen tart előadást szakmai fórumokon és a TERC által szervezett betontechnológiai szakmai továbbképző tanfolyamokon.

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

*Vörös József*

## DR. SCHARLE PÉTER KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Scharle Péter (Budapest, 1940) mérnök, (ÉKME Mérnöki Kar, 1963), mérnök-matematikai szakmérnök (BME, 1970), dr. tech. (BME, 1972), kandidátus (MTA, 1977). Szerkezettervezőként Pálóssy László csoportjában dolgozott hét éven át az Uvaterv metrótervező irodáján, ahol a Moszkva téri és a Blaha téri mélyállomások, kisebb vonali műtárgyak, valamint felszíni kapcsolatok (köztük a Blaha Lujza

téri és az Arany János utcai) kialakításában volt szerepe. 1971-től három éven át a BME Talajmechanikai, majd Mechanika Tanszékén Széchy Károly és Szabó János akadémikus professzorok MTA-ösztöndíjas aspiránsaként építőmérnöki kontinuumfeladatok numerikus megoldási módszereinek fejlesztését célzó kutatómunkát végzett. Ezt követően az Építéstudományi Intézetben a mélyépítési kutató-fejlesztő tevékenységet folytató osztályt vezette tíz évig. Munkatársaival a talajmechanikai vizsgálati módszerek, a mélyalapozási technológiák és méretezési eljárások, a betételekkel erősített földszerkezetek

(köztük a vasalt talajtámfalak) hazai fejlesztéséhez, valamint a talaj és szerkezet kölcsönhatásának pontosabb figyelembevételére alkalmas számítási modellek korszerűbb változatainak hazai térnyeréséhez járult hozzá.

A rendszerváltoztatás sodrában, 1985 és 1998 között építésügyi, majd közlekedési minisztériumi vezető köztisztviselői (időnként főosztályvezetői, helyettes államtitkári) beosztásokban dolgozott. Építőipari (technológia-, szerkezet- és informatika-) fejlesztési célprogramok irányítása, műszaki szabályozási, fejlesztéspolitikai döntéshozókészítés, az épített infrastruktúrához kapcsolódó kutatás, a műszaki fejlesztés ágazati koordinálása, építési és közlekedési nagyberuházások megvalósításának közigazgatási gondozása, a magyar közlekedéspolitikai kialakítása volt a feladata.

A felsőfokú képzésbe – mechanikai, tartószerkezeti tantárgyak és korszerű numerikus mérnöki módszerek oktatásába – 1970-től a BME Építőmérnöki Karán kapcsolódhatott be. Itt 1982-ben c. egy. docens, Pécsen 1989-ben a Pollack Mihály Műszaki Főiskola c. főisk. tanára lett. A BME habilitált doktora (1997), 1998-tól egyetemi magántanára. Ugyanebben

az évben kapott egyetemi tanári kinevezést a győri Széchenyi István Főiskolára.

A 2002-ben egyetemmé vált intézményben a mechanika, a mérnöki tervezési módszerek, a mérnöki etika és interdiszciplináris társadalmi szerepvállalás (gazdaságszociológiai összefüggésekre is kiterjedő) témakörében tantárgyakat fejlesztve és alakítva, tanszékvezetőként vett részt az alap-, mester- és doktorképzés szintjein folyó oktatásban. Emellett a 2002-2005 időszakban az új egyetem tudományos és nemzetközi kapcsolatok kibontakoztatásáért felelős rektorhelyettese volt. A korhatárokat elérvén 2005-től tanárként, 2010-től professor emeritusként máig a Szerkezetépítési és Geotechnikai Tanszék tevékeny munkatársa. Az oktatás napi feladataitól fokozatosan visszavonulva az építőmérnöki munka társadalmi értékelését, elismerését befolyásoló hatásokkal és kezelhetőségükkel foglalkozik.

A szakmai közéletben tagja, alapítója, vezetője volt számos szervezetnek. A Magyar Mérnöki Kamara testületeiben időről időre különféle választott tisztségeket töltött be (etikai bizottsági, elnökségi tag, alelnök, BPMK elnök), 2019-től örökös tag. A MTA és a műszaki felsőoktatás különböző szakmai bizottságaiban, testületeiben tag, akkreditációs, doktori és habilitációs

eljárásokban felelős szereplő. A Magyar Mérnökakadémia alapító tagja, a Nemzetközi Talajmechanikai és Geotechnikai Egyesület (ISSMGE) tagja, Magyar Nemzeti Bizottságának 2000 és 2005 között elnöke.

Szakirodalmi munkássága szerteágazó. Mintegy 200 (közük ~80 idegen nyelvű) tanulmánya, cikke, társszerzőkkel írott könyvei (Földtámfalak, 1985, A véges elem módszer ..., 1985, 1986, 1987, Earth Walls 1993), ~80 konferencia-előadása foglalkozik a mérnöki szerkezetek mechanikai viselkedése és numerikus vizsgálata, a közlekedéspolitikai, a műszaki infrastruktúra-fejlesztés, a mérnöki etika és a felsőfokú mérnöképzés kérdéseivel.

Tevékenységét elismerő kitüntetései: Kiváló Munkáért (1980), Eötvös Loránd-díj (1989), Baross Gábor-díj (1993), ÉTE-díj (1997), Zielinski Szilárd-díj (2004), a Magyar Köztársaság Középkeresztje (2005), Széchy Károly díj (2009), Pro Universitate (2011), Pro Magyar Pax Romana (2013).

Dr. Scharle Péter 80. születésnapján gratulálunk gazdag életútján elért sikereihez, és további jó egészséget és sok sikert kívánunk.

Vörös József

## FÖLDEVÁRY KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAPOJA ALKALMÁBÓL



1940. július 5-én született Budapesten. Mérnöki diplomáját 1963-ban szerezte az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnök Karán. Statikus tervezőként első munkahelye az ÉM. Pécsi Tervező Vállalat volt, majd ezt követte az ÉM. 44. sz. Építőipari Kivitelező Vállalat. 1965-ben került az Uvatervhez, ahol 33 évet töltött el. Az Uvaterv tervező műhelyében vált a hídtervező szakma

egyik meghatározó szakteknitelyévé. Közreműködött számos jelentős hídszerkezet tervezésében, mint az Árpád híd szélesítése, a Hárosi Duna-híd, vagy a lágymányosi Rákóczi híd. Kimagasló szerepe volt a nagyteherbírási, előregyártott feszített vasbeton hídgerenda családok fejlesztésében is. 1998-ban került át szakfőmérnökként a Pont-Tervhez, ahol régi kollégái között dolgozott egészen nyugdíjba vonulásáig. A Pont-Terv munkatársaként eltöltött másfél évtized alatt számos alkotásban való részvételével tudta gyümölcsöztetni sok évtizedes gyakorlatát. Ezek közül a legjelentősebbek: a

bajai Duna-híd korszerűsítése, az esztergomi Mária Valéria Duna-híd újjáépítési terve, a szekszárdi Szent László Duna-híd felszerkeztetének kiviteli terve, az M0 Szentendrei-Duna-híd kiviteli terve, valamint az M0 Hárosi Duna-híd bal pálya kiviteli tervei. Szívesen adta át széleskörű szakmai tapasztalatát a vele együtt dolgozó fiataloknak. Tervezői munkája mellett közreműködött az Útügyi Műszaki Előírások, illetve a Vasúti hidak Méretezési Előírásainak kidolgozásában, és számos szabvány szakmai ellenőrzésében. Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának és a **fib** Magyar tagozatának.

2014-ben ment nyugdíjba, de szakértőként még többször bekapcsolódott korábbi munkahelye feladataiba. 2019-ben részt vett a Kalocsa-Paks térségében lévő új Duna-híd ellenőrzési munkájában.

A hídtervezést mindig csapatmunkának tekintette, nem az egyéni sikereket kereste, hanem a közös munkában találta igazán örömét.

Gratulálunk a gazdag életúthoz, további sikereket és jó egészséget kívánunk.

Vörös József

## DR. SZALAI KÁLMÁN KÖSZÖNTÉSE 90. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



Folyóiratunk megjelenése óta kedves és visszatérő rovata a Személyi hírek, ezen belül a születésnap kiadványok, ahol a kerek életévüket betöltő tagtársainkat köszöntjük. Ezekben a kiadványokban méltatjuk az ünnepelt elért tudományos eredményeit és tudományos fokozatait valamint publikációit.

Nehéz feladat a kilencvenedik születésnap alkalmából méltatni az ünnepeltet, főleg ha olyan gazdag életutat tudhat magáénak, mint dr. Szalai Kálmán okl. híd- és szerkezetépítő mérnök (1953), a műszaki tudomány kandidátusa MTA (1961), a műszaki tudomány doktora MTA (1975) ny. egyetemi tanár, professor emeritus. Részben azért mert a lapunk terjedelme miatti kötöttségek nem teszik lehetővé a minden részletre kiterjedő méltatást, másrészt azért, mert a korábbi köszöntésekben már megtettük ezt. Ezért most kicsit rendhagyóan megpróbáltam csokorba szedve rendszerezni az ünnepelt érdemeit.

Új elméletek kidolgozása:

Nevéhez fűződik a csak nyomásnak ellenálló falazat- és beton-, illetve vasbeton keresztmetszet törési feltételét jelentő teherbírási vonal általános elméletének megfogalmazása és gyakorlati alkalmazásának kidolgozása. Elsőnek definiálta a teherbírási vonal befeszülési tartományát, amit dr. Menyhárd István «szalai-hatás»-nak nevezett. A teherbírási vonal elméletére támaszkodva kifejlesztette az oszlop-keresztmetszet optimális méretezésének módszerét, illetve a tapadó betétes, vagy csúszó kábeles feszített vasbeton keresztmetszet törési feltételre vonatkozó méretezési eljárást.

Statisztikai szemléletalapú megbízhatósági módszerek kidolgozása.

Tudományos munkájának szerves része a méretezéselmélet kérdéseivel való foglalkozás. A «Méretezés-elmélet» választott szakmérnöki tantárgy művelőjeként és előadójaként a teherhordó szerkezetek statisztikai szemléletet érvényesítő megbízhatósági módszerének első hazai művelője, alkalmazója és propagálója.

*Az elméleti eredmények átültetése a gyakorlatba:*

Tevékenységének nagy részét töltötte ki a teherhordó szerkezetek tervezési szabványainak továbbfejlesztése, illetve átdolgozása. Ennek során témafelelős volt az MSZ 17020-as sorozat 1971. évi, továbbá a Közúti Hídszabályzat 2000. évi kiadásának. Az 1971 és az 1986 évi Vasbetonszerkezetek szabályzatban és a Közúti Hídszabályzatban megfogalmazott, a vasbeton oszlop kiegészítő külpontosságokra épített pontos és közelítő méretezése alkotó munkájának része.

*Publikációs tevékenység:*

A főszerkesztésében kiadott «Vasbetonhíd kézikönyv és tervezési segédlet» könyv és CD-ROM az 1910-1986, illetve 2000 közötti hazai hídszabályzatokat ismerteti részletesen és bemutatja a vonatkozó EC legfontosabb előírásait. A méretezési eljárások (az „egyetlen biztonsági tényező eljárások” továbbá, a „parciális, vagy osztott biztonsági tényező eljárás” és a „globális biztonsági tényező eljárás”) a mérnökképzés alaptárgyai. A „Méretezés-elmélet” és a „Vasbeton-szilárdságtan” (1988, 1990, 1995, 1998) tankönyvek méltó tagjai a dr. Mihailich Győző - dr. Schwertner Antal - dr. Gyengő Tibor: „Vasbetonszerkezetek” (1922; 1946) és dr. Palotás László: „Vasbeton-építéstan” (1964) tankönyvsorozatnak.

*Technológiai folyamatok korszerűsítése:*

Vasbetonépítésünk negatív értékelését a hazai elavult betonkultúrának tulajdonítja. Publikációiban, előadásaiban vallja-hirdeti, hogy betontechnológiai korszakváltásra van szükség. A betontechnológiai korszakváltás téziseit „tízparancsolatban” foglalta össze. Kutatásainak eredményeként hirdeti, hogy az időálló vasbetonszerkezet kulcsa a szuperbetont elállító korszerű betontechnológia.

Úgy gondolom, hogy mindezek és a mögötte álló hatalmas munka kiváló példaként szolgál az utána jövő nemzedéknek, akikkel egész életében szívesen osztotta meg a tudását. A **fib** Magyar Tagozat nevében kívánunk további jó egészséget a köztisztelőnek örvendő kutatónak és tanárnak.

Vörös József

## BÚCSÚ DR. RÁTAY RÓBERTTŐL



### MEGISMERKEDÉSÜNK

1972-ben a Vasbetonszerkezetek Tan-  
székre érkezett Fulbright-ösztöndíjjal  
Robert T. Ratay amerikai szerkezetépí-  
tő mérnök, a Massachusetts Egyetem-  
ről.

Bölcskei Elemér professzor úr en-  
gem bízott meg Ratay Robert vezeté-  
sével.

Ónéletrajzából gyorsan kiderült,  
hogy Ratay kollegával könnyen meg-  
tudjuk érteni egymást, hiszen 1936-ban Budapesten született, sőt a Műegyetem Mérnök Karán (most Építőmérnöki  
Kar) az első évfolyamot elkezdte. Majd az országot elhagyva  
1957-ben a Massachusetts-i Egyetem Építőmérnöki Karára  
vették fel, ösztöndíjat kapott. Érdekes, hogy tizennégy éves  
korától építésmérnök szeretett volna lenni, de a Magasépí-  
tési Technikum helyett a Mélyépítési Technikumba vették  
fel, Massachusettsben pedig nem volt Építésmérnöki Kar,  
úgyhogy építőmérnök, szerkezetépítő lett szakmánk szeren-  
cséjére. Vagyis magyarul beszélhettünk és mint a későbbiek-  
ben kiderült, tartószerkezeti tervezést, szakértést folytatott és  
tanított, mint én, szakmai érdeklődésünk kísértetiesen azonos  
volt. A közel azonos életpálya, majdnem azonos életkorunk  
egy félévszázados barátság kezdete volt.

### FELKÉSZÜLÉS, TANULÁS, SZAKMAI ELISMERTSÉG

Szakmai életműve két részre oszlik: e két korszak

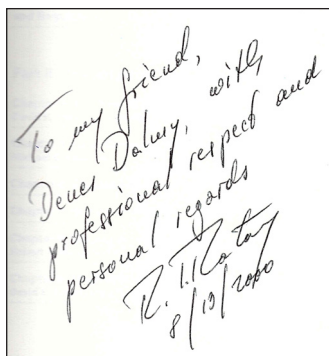
- a.) a felkészülés, a tanulás a szakmai elismertség megszerzése
- b.) tanítás, ismeretátadó, szakmafejlesztő

A Grumman Aerospace Corporation-nál részt vett a hold-  
komp, az F14-es vadászgép szerkezetfejlesztésében, egy  
amerikai, aki abban az időben a világ érdeklődésének legfon-  
tosabb eseménye a holdra szállás előkészítésében részt vett;  
nem mindennapi találkozás volt egy műegyetemi tanársegéd-  
nek.

Csakhamar megszerezte szerkezettervezői jogosítványát  
és épületek tartószerkezeteinek tervezésében vett részt.

Így jött Magyarországra, tízéves tervezői gyakorlattal a  
háta mögött.

Amikor felmentem érelt lakásukra egy kifogástalanul öltö-  
zött elegáns úr fogadott, mosolygós, szép feleséggel, két apró  
gyerekkel.



A szokásos magázás-te-  
gezés nehézségein átesve öt-  
venéves barátságunk kezdete  
volt, melyet 2020. évi halála  
szakított meg. Barátságunkat  
egyik könyvének dedikáció-  
jában hűen írta le: szoros ba-  
ráti és szakmai megbecsülés  
volt közöttünk (2. ábra).

Az általa tervezett épüle-



tek lényegesen nagyobbak voltak, mint amelyeket én tervez-  
tem, hiszen a bostoni Akvárium ház az 1970-es évek szerke-  
zetépítési bravúrja volt. (3. ábra)

A közel keleti épületei Szaúd-Arábiában, s Semiramis In-  
tercontinental Kairóban hatalmas épületek voltak, amelyek  
kiváló tartószerkezeti ismereteket, számítási készséget kíván-  
tak az 1970 és 1980-as években, amikor a számítástechnika  
még az Egyesült Államokban is gyerekcipőben járt.

Megjegyzem, ebben az időben én Irakban (ahova rábeszél-  
lésére mentem ki) léptékében kisebb épületeket terveztem.  
A rábeszélés valahogy így hangzott: „Dénés menj el, úgyis  
megállod a helyed”.

Azt, hogy nem mindennapos szerkezettervező, volt, annak  
is köszönhető, hogy nagyon híres tervezőirodákban szívesen  
dolgoztatták.

A bostoni LeMessurier Consultants egyik leghíresebb épü-  
letén, a New York-i Citigroup Center dolgozott (4. ábra).

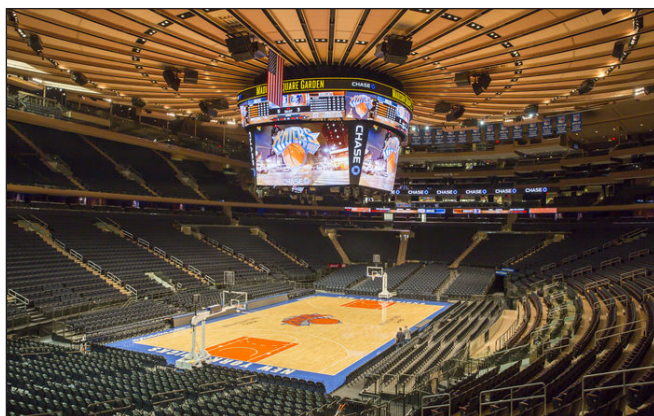
Majd a Severud Associates New York-i szerkezettervező  
irodában dolgozott, itt később társtulajdonos lett.



Ennél az irodánál  
ismerkedett meg az  
épületszerkezetek  
hibáinak, tönkre-  
netelének szakértői  
munkájával, ami éle-  
te további részében  
meghatározó mérnö-  
ki területe lett.

A Severudnál  
magasházak, sport-  
létesítmények terve-  
zésével foglalkozott.  
A Madison Square  
Garden multifunkci-  
onális stadion New  
Yorkban az iroda ter-  
méke, mely nagyság-  
ban, férőhelyekben,  
árban világszű (5.  
ábra).

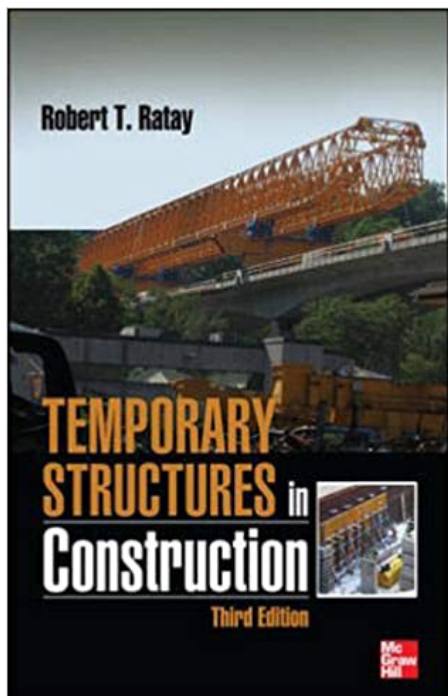
Tervezőirodai te-



vékenysége vezette rá olyan szakterületre, melyeket a szerkezettervezők felszínesen ismertek.

Ilyen szakterület az építési ideiglenes szerkezetek, melyek tervezése, építése részlegesen szabályozott.

Tervezői munkája közben megismert tervezők, kivitelezők, szakértők közül mintegy húsz szerzőt kért fel, akik az építéskori ideiglenes szerkezetekről, gépekről írtak tervezési, kivitelezési összefoglalókat.



Könyvet írt, szerkesztett, mely 1984-ben jelent meg, kiadója a McGraw-Hill Book Co. volt a műszaki könyvek világelső kiadója, ez a könyv színvonalát is jelzi. Ahogy az előszóban írja, ez az első könyv, mely igyekszik áthidalni a tervezés és kivitelezés közti szakadékat (6. ábra). Innen a cím is a „Handbook of Temporary Structure in Construction”.

Mi is kellett ehhez a könyvhöz, hatalmas tudás, a tervezésben, a kivitelezésben résztvevők megismerése, barátsága, amiben a tervezésben és az ekkor már az egyetemeken eltöltött húsz év, valamint kiváló kapcsolatteremtési készsége segítette.

Ennek a hatalmas munkának nagyon komoly eredménye volt az első amerikai, 2002-ben megjelent ideiglenes szerkezetek teherszabványa, mely miatt az Engineering News Record, az Egyesült Államok építéssel foglalkozó folyóirata 2003-ban az USA első 25 „Newsmaker”-e közé választotta, azok közé, akik az építőiparban maradandót alkottak.

## A TANÍTÓ, AZ ISMERETÁTADÓ, A SZAKMAFEJLESZTŐ

59 éves szakmai pályafutásának a második szakasza, mintegy huszonöt évvel diplomájának megszerzése utánra tehető.

Még szerkezettervezői munkája során megismert szerkezetek tönkremenetelének okait feltáró szakértői tevékenység

(Forensic Engineering) lett élete meghatározó tudományterülete.

Egyetemeken kezdett tanítani, öt évet a City College of Cuny Építőmérnök karán, kilenc évet a Pratt Institute-on New Yorkban, ahol tanszékvezető és mérnökkari dákán volt. Hét évet a New York Egyetem Polytechnik Institute-on. 2002 óta a New York-i Columbia Egyetemen tanított.

Ebben az időben jártam náluk New Yorkban és meglátogattam egy óráját. (Ő itt jött el egy órát megnézni.)

Érdekes a különbség a kétfajta oktatási stílus között. Nála a hallgatók előadás közben megállították valahogy így: „Bob állj már meg, ezt nem értem”.

A tanítás mellett szakmai tanácsadói, szakértői munkát végzett, amiben tervezői gyakorlata, számítástechnikai tudása, szerkezetismerete nagymértékben segítette.

Szívesen hívták a különleges, nagy értékű káresetek szakértői munkáira. Többek között a World Trade Center tornyok tönkremenetelének vizsgálatában is részt vett.

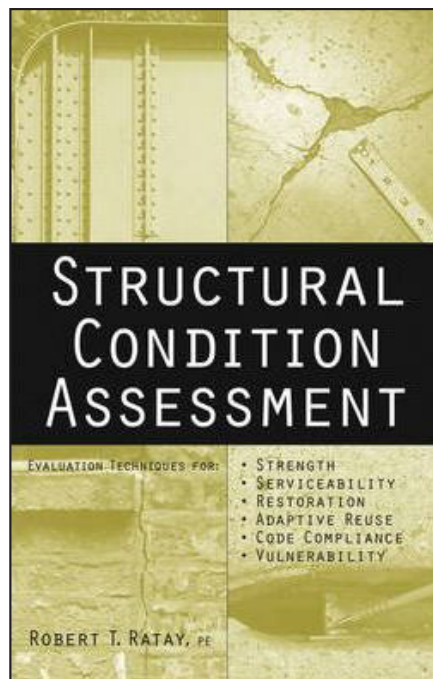
Jelentősebb szakértői munkái a magasépítési és alapozási szerkezetek tönkremenetele okának felderítése volt.

A szakértői tevékenységét több, mint száz szakvéleményben foglalta össze. Ezek a szakvélemények ideiglenes szerkezetek, vasbeton, acél, téglá, faszervezetek tönkremenetelének elemzésével foglalkoznak.

Az Egyesült Államokbeli szerkezetek tönkremenetelével foglalkozó munkái mellett külföldre is meghívták szakértőnek.

Szakértői tevékenysége segítette, hogy kiadhassa a

## „Structural Condition Assessment” (Szerkezetek állapotvizsgálata)



című könyvet, melyet a McGraw-Hill adott ki 2005-ben. Ez a könyv mély- és magasépítési szerkezetek állapotvizsgálatához, szabványhátteréhez, vizsgálati módszerekhez és a szakvélemények összeállításához nyújt támogatást.

Saját írásai mellett megnyerte az USA legkiválóbb szakértőit is egy-egy fejezet megírásához (7. ábra).

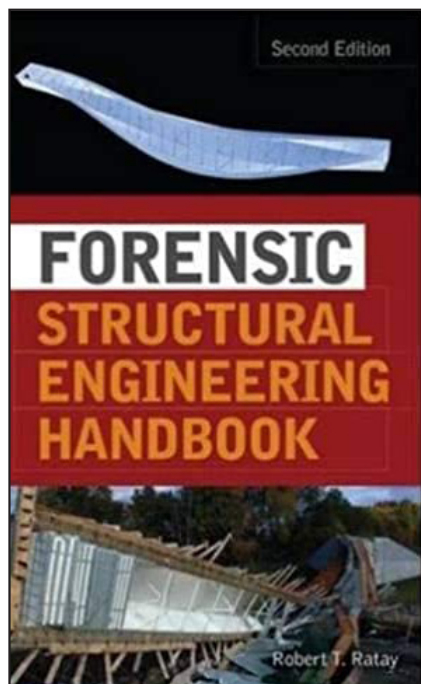
A mintegy 700 oldalas könyv tizenöt év után is kiváló útmutatást ad

a szerkezetek állapotvizsgálatához.

Akkor már mintegy 40 éves szakmai pályafutása során megismerte, hogy a szerkezet viselkedésének értékeléséhez nem elégséges a pontos számítási modell, szabványszeret, hanem tisztában kell lenni a szerkezet viselkedésével, a környezeti hatások, a használat okozta szerkezetromlással és ezek felderítésének módszereivel.

A 2000-ben megjelent

## „Forensic Structural Engineering Handbook”



Ebben a mintegy 1000 oldalas könyvben a szerkezetek tönkremenetelének kiváltó okait, hibákat és ezek számítási eljárásait foglalja össze, társszerzőket is felkérve.

A Forensic Structural Engineering fordítása a szótár szerint igazságügyi szerkezetépítő (statikus) szakértő mérnök, aki a magyar gyakorlat szerint az Igazságügyi Szakértői Kamara tagja, de mérnöki kamarás szakértői jogosultsággal rendelkezik.

A Mérnök Kamra

szakértőit viszont az ügyészség, a rendőrség, a bíróság csak nagyon kiemelt esetben kéri fel.

Vagyis Forensic Structural Engineer, ha az amerikai elveket követjük (ott ugyanis nincs Igazságügyi Szakértői Kamara) a szakértést a szakértői jogosultsággal rendelkező mérnök végzi, az angolszász bírósági eljárás szerint vagy a vád (ügyész, rendőrség), vagy az alperes részére.

Ezért javasolta Rátay professzor a Forensic Structural Engineer magyar fordításaként a mérnökpatológus elveze-

tést, amit a Mérnök Újság 2009. márciusi számában megjelent cikkében indokolt.

2009-ben megjelent a kézikönyv második kiadása természetesen felfrissítve és az eltelt évtized tudásanyagának beépítésével (8. ábra)

A könyv szerzői ajánlásaként fogalmazta meg szakértői hitvallását (9. ábra) a Food of Thought, a hibák felismerése, okainak feltárása a szerkezetépítés elhanyagolhatatlan része.

Magyarországra rendszeresen jött, meglátogatta rokonait, akkor mindig találkoztunk, barátságunk így nem csupán gyakori hosszú telefonbeszélgetéseinkben nyilvánult meg. Beszámoltunk munkáinkról, tanácsokat kértünk egymástól műszaki kérdésekben.

Magyarországon többször tartott előadást Pécsen, Budapesten.

A Pécsi Tudományegyetem Pollack Mihály Műszaki Kara tiszteletbeli tanári címet adományozott.

A *fib* Magyar Tagozata 2010-ben Palotás László díjjal tüntette ki.

Az angol Mérnök Egylet (ICE) Forensic Engineering Journal szerkesztőbizottságának volt tagja.

Az amerikai Mérnök Társaság (ASCE) aktív tagja, az amerikai Szerkezetépítő Egylet (SEI) vezetőségének volt tagja.

A Nemzetközi Híd és Szerkezetépítő Mérnökök Szövetsége (IABSE) felkérte, hogy alakítsa meg a Szövetség Forensic Structural Engineering munkacsoportját, mely azóta is az általa meghatározott munkaprogram alapján működik.

Itt alkalmam volt megfigyelni kiváló szervezőkészségét, tudását, nemzetközi elismertségét, az iránta a világ minden tájáról érkezett mérnököktől.

Egy jóbarátot vesztettem, veszítettünk el, aki élete végéig nem felejtette el hivatását, magyar származását.

*Dr. Dalmy Dénes*

## BÚCSÚ DR. HALÁSZ ISTVÁNTÓL



*Prológus: Megszülettünk,  
egyszer majd elmegyünk,  
közben az életünk értelmét keressük.*

Kedves Pista! Öreg barátom!  
Kedves gyászoló család, összegyűlt  
gyászolók!

A Budapesti Műszaki Egyetem  
Építőmérnöki Karának Tanácsa, a  
Hidak és Szerkezetek Tanszéke nevében  
fájdalmas szívvel búcsúzom Tőled.

Dr. Halász István tudományos  
főmunkatárs, címzetes egyetemi docens életének 92-ik,  
házasságának 63-ik évében csendesen elhunyt. Nagydorogon,  
egyszerű családban született 1928 október 7-én. Életutunk  
kezdeté hasonló, a középiskolát különböző háborús okok miatt  
megszakítva, mindketten, mint pályamunkás, majd műszaki  
rajzoló dolgoztunk. Munka mellett érettségiztünk, és főnökeink  
biztatására iratkoztunk be a Műegyetemre. Az Építőipari  
és Közlekedési Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán a  
Híd és Szerkezetépítő szakon szereztünk oklevelet 1953-  
ban. Egy életre szóló őszinte barátságunk akkor kezdődött.  
Mindketten nagyon mélyről indultunk, de felemelkedtünk  
és ez meghatározó volt családunk számára is. Pista barátom  
a végzés után az Egyetem II. Hídépítéstani Tanszékén, az  
akkor alakult Akadémiai kutatócsoport munkatársa lett.  
Részt vett az oktatásban, az építőanyagok és szerkezetek  
vizsgálatában, a kutatásban. „A beton alakváltozása rövid  
idejű terhelés esetén” című kandidátusi értekezését 1969-  
ben védte meg. Elméleti és kísérleti kutatómunkát végzett a  
„tartós teher” továbbá a „nagysebességű egyszeri gyakoriságú  
teher” hatásainak meghatározására. Elmélyült gyakorlatot  
szerzett az anyagok és szerkezetek vizsgálati módszereiben  
és a mérés technikában. A Technoimpex megbízása alapján  
több külföldi egyetem (oráni, algíri) oktatási és kutatási célú  
anyag- és szerkezetvizsgálati laboratórium funkcionális terveit  
készítette el. A győri Műszaki Főiskolán, az Építőanyagok  
című tantárgyat több éven át oktatta. Részt vett a szakmérnöki  
oktatásban, a továbbképzésben a betontechnológia és a  
roncsolásmentes módszerek területén. Mindezek mellett aktív  
tervezői tevékenységet folytatott, több gépalapot tervezett,  
tervei szerint épült az NSZK-ban három utófesztített híd  
Manleus közelében. Több vasúti híd és átereszt lövelt betonon  
erősítését, és minőségellenőrzését tervezte, irányította.  
Kiemelkedő a mérés technika területén végzett tevékenysége.  
A Dunakiliti erőmű erőjátékának ellenőrzésére Mistéth Endre  
javasolta egy mérőrendszer kiépítését, elsősorban a vízzel  
való feltöltés hatásainak ellenőrzésére. Pista irányításával  
kidolgozásra került egy számítógépes vezérlésű ún. monitoring

rendszer, amelyhez a laboratóriumban kifejlesztett egy  
szabadalmazott mérőcellát. Sajnos a mérésekre már nem  
került sor. A mérőcellák továbbfejlesztett változatait használták  
fel a gabonasilókban uralkodó nyomások mérésére. Ezek  
nélkül a nyomásméréseket nem tudtuk volna elvégezni,  
mert külföldi beszerzésük több évi devizakeretet igényelt  
volna. Több megvalósított szabadalma volt, kiemelkedik az  
üvegszálerősítésű poliészter héjvévek alkalmazása.

Egy kutatócsoport akkor hatékony, ha egy részleg elsősorban  
az elméleti kérdésekkel, míg egy másik a mérés technikával  
foglalkozik. Ezek egyenrangúak, mert egymást kiegészítik,  
segítik és ösztönzik. Az elméleteket mérésrel kell igazolni,  
illetve a mérési eredmények alapján lehet új elméleteket  
alkotni. Pista barátom elsősorban az utóbbiakhoz vonzódott.

Tagja volt a CEB magyar tagozatának, az Építő és  
Építőanyagipari Szakmai Akkreditációs Bizottságának. Több  
tucat tudományos jelentést és 24 szakcikket készített.

A tanszéki kollektíva értékes megbecsült tagjaként  
mindenkivel jó viszonyt ápoló, az összefogatok haláslétfőzője  
volt.

Utolsó nagyobb közös munkánk a 4. Metro három  
állomásának munkagödreit kitérő csőrudakban keletkező  
erők mérése volt. A kiviteli tervek ellenőrzése, a kockázat  
elemzése azt mutatta, hogy a számított rúderök különböző okok  
miatt bizonytalanok. A csőrudak teherbírásának megszűnését a  
kihajlás idézi elő, ami hirtelen előjelzés nélküli tönkremenetelt  
jelent. A munkagödörben lévők biztonsága érdekében az építés  
alatti erők mérésére volt szükség. A mérési rendszert együtt  
dolgoztuk ki, a mérőműszereket Pista szerelte és hitelesítette,  
a méréseket és az értékelést együtt végeztük. Megállapítottuk,  
hogy a rúderök mintegy másfél hónap alatt érik el legnagyobb  
értéküket, azaz elegendő idő áll rendelkezésre ahhoz, hogy a  
katasztrófa elhárításához szükséges műszaki intézkedésekre  
sor kerüljön. Ennek a mérésnek volt egy sajátos tulajdonsága,  
nevezetesen a mérőhelyeket úgy kellett kijelölni, hogy mi, két  
80 év körüli öregúr, biztonságosan hozzáférjünk.

Pista barátom elment, most már bizonyos, hogy ez a közös  
munkánk volt aktív mérnöki tevékenységünk hatványdala.

Kedves Pista, családod, barátaid, a munkatársak, ismerősök  
emléked amíg élünk lelkünkben szívünkben őrizzük.

Kedves Barátom! Változatos, szakmailag sikeres és boldog  
családi életed volt.

Nyugodjál békében!

*Epilógus: Ne kíváncsi nagy dolgokat.  
Annak örülj, amit a sors megad.*

*Dr. Orosz Árpád*

# *fib* BULLETIN NO. 89

## TITLE: ACCEPTANCE OF STAY CABLE SYSTEMS USING PRESTRESSING STEELS

Year: 2019

Pages: 116

Format approx. DIN A4 (210x297 mm)

ISBN: 978-2-88394-129-8

### Abstract:

Cable-stayed structures have become increasingly popular over the last 30 years and have been used in all parts of the world. Modern cable-stayed bridges have a history of over 50-years and have been constructed with span lengths ranging from 15 m to over 1000 m. Many long span cable-stayed bridges have been built for railway and highway traffic applications. Stay cables have also been used on pedestrian structures, many of which are architecturally striking and have become landmark structures. There is growing use in building structures, particularly for cable-supported roofs.

Most of the cable supported structures have been in the form of cable-stayed bridges; but in recent years, extradosed bridges have seen increased popularity among the designers. Led by the experience in Japan, more than 200 extradosed bridges have been constructed worldwide in the past 15 years.

The first edition of these fib recommendations was published as fib Bulletin 30 in 2005 and was the first specification published by fib for stay cable systems. This new bulletin has been updated based on Bulletin 30 with the aim to reflect the current state of the art and encompass the latest knowledge in cable systems. In addition, it has been the aspiration of Commission 5 and Task Group 5.5 to harmonize the guidance in this updated bulletin with other stay cable recommendations from around the world, including those from Europe, Japan and the USA.

This new bulletin is intended to supersede and replace fib Bulletin 30. It is recommended that it be used in lieu of fib Bulletin 30 for all future cable supported applications.

### The updated bulletin introduces several significant enhancements to the specifications:

These recommendations are applicable to both stay cable and extradosed cable applications. In the past, there has been some debate over the boundary between cable-stayed and extradosed bridges. This bulletin presents a new continuous approach valid for both.

A completely new testing requirement to assess the performance of cable systems under bending fatigue, including both anchorages and saddles, if applicable, has been added.

Testing requirements for saddle systems have been reformulated. In addition to the bending fatigue test noted above, new testing procedures for stay cable saddles with isolated tensile elements are introduced. This includes tests for saddle axial fatigue, friction and tensile testing, and determination of the effective saddle friction coefficient.

Expanded system qualification, including requirements for both stay cable and extradosed applications. Includes new provisions for MTE qualification and additional load transferring connection devices. Minimum number of tests is specified for each.

A new in-situ damping measurement test has been added to verify the actual damping ratio of the damping devices installed. By testing on site, selected cables may be excited to vibrate without and with the damping devices so that the observed vibration behaviour can be compared to the specified value.

### Other revisions have been made to reflect the current state of practice:

Expanded quality control testing requirements

Inclusion of epoxy-coated prestressing steel as a protection layer. Previous recommendations only considered zinc coatings. Specifications for epoxy coating material are given.

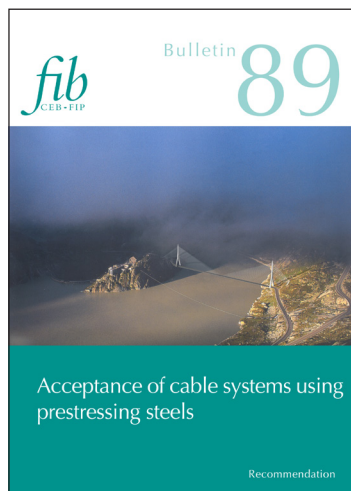
Requirements for stainless steel components such as pipes, caps and plates

Updated guidance for designing lightning protection systems

Detailed recommendations for different levels of inspection of cable systems, including: initial, routine, detailed and exceptional inspections

An updated list of references, relevant standards, and extended literature

I would like to express my



sincere thanks to Dr. Antonio Caballero and Professor Hiroshi Mutsuyoshi, co-convenors of Task Group TG5.5, and to Werner Brand, TG5.5 secretary, for their leadership in this effort. I would also like to acknowledge the contributions of all the members of Task Group 5.5 whose dedication and hard work made this important standard possible. I also express my appreciation to the several experts who have dedicated significant time to review and improve these recommendations, in particular Dr. Hans-Rudolf Ganz and Mr. Gordon Clark.

# *fib* BULLETIN NO. 90

## TITLE: EXTERNALLY APPLIED FRP REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES

Year: 2019

Pages: 229

Format approx. DIN A4 (210x297 mm)

ISBN: 978-2-88394-132-8

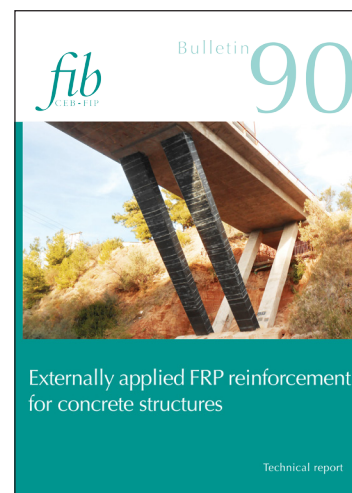
DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0090

### Abstract:

In December 1996, CEB established a Task Group with the main objective to elaborate design guidelines for the use of FRP reinforcement in accordance with the design format of the CEB-FIP Model Code and Eurocode2. With the merger of CEB and FIP into fib in June 1998, this Task Group became fib TG 9.3 FRP Reinforcement for concrete structures in Commission 9 Reinforcing and Prestressing Materials and Systems. Finally, as a result of the restructuring of fib's Commissions and Task Groups at the end of 2014, the Task Group became fib T5.1 FRP Reinforcement for concrete structures, chaired by Stijn Matthys at Ghent University, in Commission 5 Reinforcements.

The work of former TG 9.3 and current T5.1 was performed by two working parties (WP), one of which is "Externally Applied Reinforcement" (EAR), which produced fib bulletin 14 "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" in July 2001. Following a number of years of relatively slow activity, the WP on externally applied reinforcement was reactivated and started working on an update of bulletin 14. The result of this work is summarised in the present technical report, which aims to give design guidelines on the use of externally applied FRP reinforcement (both externally bonded and near-surface mounted) for concrete structures. An attempt has been made to present some of the topics in a Eurocode-compatible format, so that the material covered may form the basis for the introduction of composites in the next version of Eurocode 2 and for the updating of the text on seismic retrofitting with composites in the next version of Eurocode 8.

All persons who participated in the preparation of this Bulletin are mentioned in the copyright page. Further acknowledgements are due to Josée Bastien (Canada), Hans Rudolf Ganz (Switzerland) and Luc Taerwe (Belgium) for revision of the document. To all members of the working party on externally applied reinforcement our sincere thanks are expressed for the high quality and extensive work brought in on a voluntary basis.



# SWIETELSKY MAGYARORSZÁG KFT.

TEVÉKENYSÉGÜNK

## MAGAS- ÉS SPECIÁLIS MÉLYÉPÍTÉS

generálkivitelezés, szerkezetépítés, mélyépítés, műemlékvédelem, ingatlanfejlesztés

## ÚTÉPÍTÉS

autópálya-építés, városi útépítés, hídépítés, hulladéklerakók építése

## KÖRNYEZETVÉDELEM ÉS VÍZÉPÍTÉS

folyami vízépítés, szennyvízelvezetés és -tisztítás, csapadékvíz elvezetés, ivóvízellátás

## METRÓÉPÍTÉS

állomásszerkezetek építése, belső beépítés

- A SWIETELSKY MAGYARORSZÁG KFT. TÖBB MINT 25 ÉVE DOLGOZIK A MAGYAR ÉPÍTŐIPAR ÉLMEZŐNYÉBEN
- ORSZÁGSZERTE 15 TELEPHELYRŐL TÖBB MINT 80 PROJEKTET IRÁNYÍTUNK
- KÖZEL 700 FŐT FOGLALKOZTATUNK, EBBŐL TÖBB MINT 200 FŐ FIZIKAI MUNKAERŐ
- SZELLEMI ÁLLOMÁNYUNK 70%-A MÉRNÖKI VÉGZETTSÉGŰ



# SWIETELSKY

## A JÖVŐÉPÍTŐ

Az osztrák Hellmuth Swietelsky által 1936-ban alapított, kezdetben útépítéssel foglalkozó családi vállalkozás mára az építőipar minden szegmensében tevékenykedő nemzetközi vállalatcsoporttá fejlődött. A Swietelsky Magyarország Kft. jogelődeinek köszönhetően 1991 óta van jelen a magyar építőipari piacon. Megalakulásakor fő tevékenységének az útépítés, az aszfaltgyártás és a közműépítés számított, ám kapacitásbővítéssel, céltudatos stratégiával sikerült a magas- és mélyépítési tevékenységet is dinamikusabban fejleszteni. A Swietelsky irányításában alapvetően 4 üzletág tevékenykedik: Útépítési üzletág,

Magas- és speciális mélyépítési üzletág, Metróépítési üzletág, valamint a Környezetvédelmi és vízépítési üzletág. Jelenleg közel 700 kolléga igyekszik a vállalat jó hírnevét öregbíteni. Büszkék vagyunk rá, hogy szakemberállományunk fele több mint 10 éve tagja a Swietelsky csapatának, megbízható alapot teremtve ezzel partnereink számára a sikeres együttműködéshez. A mögöttünk álló több évtizedes tapasztalattal, az építőipar élvonalában kivívott stabil pozíció megőrzése mellett továbbra is magabiztosan nézünk szembe az új kihívásokkal, tesszük a dolgunk: „jövőt építünk”.

Központ: 1016 Budapest, Mészáros u. 13. • +36 1 889 6300  
swietelsky@swietelsky.hu • [www.swietelskymagyarorszag.hu](http://www.swietelskymagyarorszag.hu)



Mapleton Crescent toronyház - London, Szerkezettervezők: Clancy Consulting & Barrett Mahony Consulting Engineers

[www.axisvm.hu](http://www.axisvm.hu)