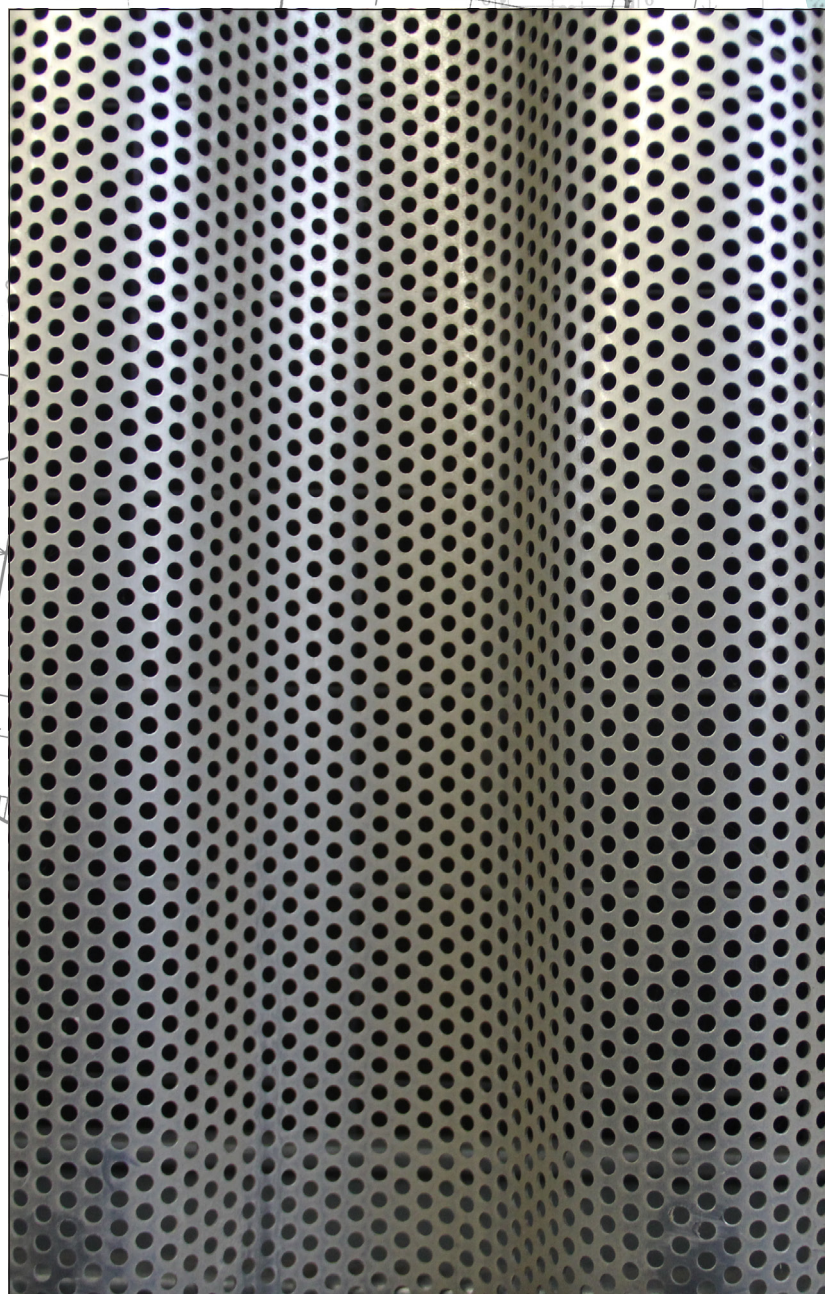
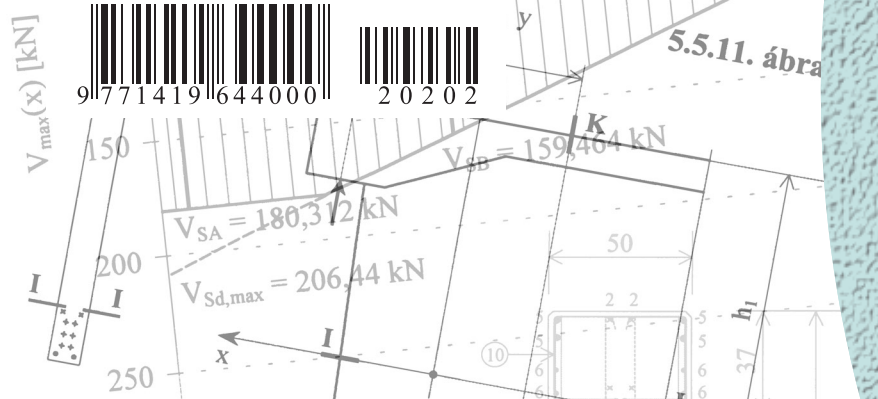


# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

DR. KAUSAY TIBOR –  
DR. NEHME SALEM G. –  
DR. BALÁZS L. GYÖRGY

## A BETONOK FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ-ÁLLÓSÁG-VIZ- GÁLATI HÁMLÁSÁNAK LASSULÁSI FOLYAMATA

34

VÁRDAI ATTILA

## MEGÉPÜLT VASBETON- SZERKEZETEK MEGBÍZHATÓSÁGI ÉRTÉKELÉSE A FIB BULLETIN 80 ALAPJÁN

43

DR. JUHÁSZ KÁROLY PÉTER

## ACÉL- ÉS SZINTETIKUS MAKRO SZÁLAK ORIENTÁCIÓJA SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONBAN

53

## SZEMÉLYI HÍREK

ALMÁSI JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE  
80. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL  
GUZMICS JÁNOS KÖSZÖNTÉSE  
70. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL  
SOLYMOSSY IMRE KÖSZÖNTÉSE 70.  
SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL  
HAMZA ISTVÁN KÖSZÖNTÉSE  
75. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL  
DR. DULÁCSKA ENDRE KÖSZÖNTÉSE 90.  
SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

61

## *fib* BULLETIN 87, 88

64

# 2020/2

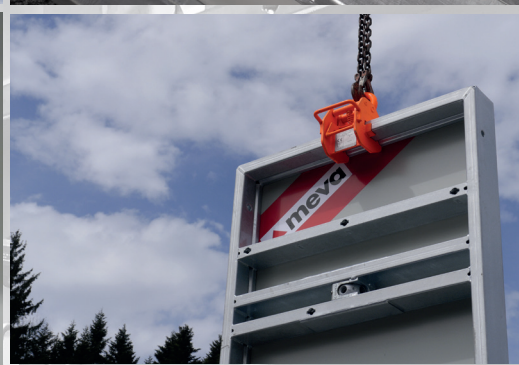
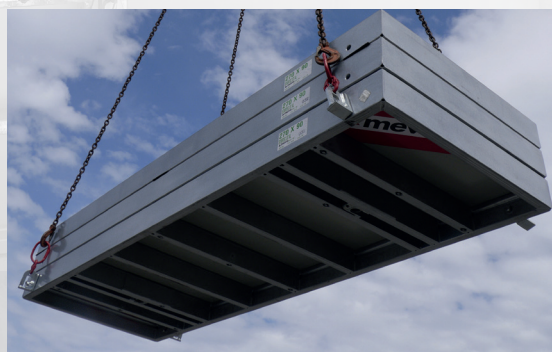
XXII. évfolyam, 2. szám



Megújult!

# StarTec XT

## A ZSALUZÁS ÚJ GENERÁCIÓJA



integrált kombi átkötés  
intelligens funkciós borda  
60kN/m<sup>2</sup> teherbírás  
lakó és ipari épületekhez  
látványbeton felületekhez  
elérhető elemmagasságok 330, 270, 135



MEVA Zsalurendszerek Zrt.

[www.meva.net](http://www.meva.net)

1047 Budapest, Labdarúgó u. 19. Tel.: +36 1 272-2222 E-mail: [info@meva.hu](mailto:info@meva.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  
Kolozi Gyula  
Dr. Koris Kálmán  
Dr. Kopecskó Katalin  
Dr. Kovács Károly  
Dr. Kovács Imre  
Dr. Kovács Tamás  
Lakatos Ervin  
Dr. Lublőy 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

## Lektorai 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, Műegyetem rkp. 3.  
Tel: 463 4068 Fax: 463 3450  
E-mail: fib@eik.bme.hu  
WEB <http://www.fib.bme.hu>  
Az internet verzió  
technikai szerkesztője:  
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: Hullámzó acél  
Fotó: Dr. Balázs L. György

# TARTALOMJEGYZÉK

**34** DR. KAUSAY TIBOR – DR. NEHME SALEM G. –  
DR. BALÁZS L. GYÖRGY

## **A BETONOK FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ- ÁLLÓSÁG-VIZSGÁLATI HÁMLÁSÁNAK LASSULÁSI FOLYAMATA**

**43** VÁRDAI ATTILA

## **MEGÉPÜLT VASBETONSZERKEZETEK MEGBÍZHATÓSÁGI ÉRTÉKELESE A FIB BULLETIN 80 ALAPJÁN**

**53** DR. JUHÁSZ KÁROLY PÉTER

## **ACÉL- ÉS SZINTETIKUS MAKRO SZÁLAK ORIENTÁCIÓJA SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONBAN**

**61** **SZEMÉLYI HÍREK**

ALMÁSI JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE

80. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

GUZMICS JÁNOS KÖSZÖNTÉSE

70. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

SOLYMOSSY IMRE KÖSZÖNTÉSE

70. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

HAMZA ISTVÁN KÖSZÖNTÉSE

75. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

DR. DULÁCSKA ENDRE KÖSZÖNTÉSE

90. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL

**64** *fib* BULLETIN 87, 88

## 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., Uvaterv 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



# A BETONOK FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ- ÁLLÓSÁG-VIZSGÁLATI HÁMLÁSÁNAK LASSULÁSI FOLYAMATA



DOI: 10.32969/VB.2020.2.1

Dr. Kausay Tibor – Dr. Nehme Salem G. – Dr. Balázs L. György

*A betonok fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság-vizsgálati hámlása időben lejátszódó folyamat, amely lassuló vagy gyorsuló jellegének korábban nem túl sok figyelmet szenteltünk. A hámlasztásos fagyasztási lassulás is viszonylag új fogalomnak tekinthető, amely fogalom ilyen elnevezésének a nemzetközi irodalomban sem találtuk a nyomát.*

*E cikkben – amelyet az NVKP 16-1-2016-0019 pályázati támogatásból dolgoztuk ki – a hámlasztásos fagyasztási lassulási feltételt tartalmazó szabványoknak a lassulási feltétellel kapcsolatos intézkedéseit, valamint a lassulási feltétel e szabványokon túlmenő továbbfejlesztésének lehetőségét mutatjuk be.*

**Kulcsszavak:** beton, fagyállóság, fagy- és olvasztósóállóság, hámlasztásos fagyasztási lassulási feltétel

## 1. BEVEZETÉS

A fagyhatás okozta felületi betonhámlás fogalmára a figyelmet mintegy másfél évtizeddel ezelőtt a CEN/TS 12390-9:2006 európai műszaki specifikáció – amely a mai MSZ CEN/TS 12390-9:2018 műszaki specifikáció eredeti forrása – irányította, amelyben a peremes hámlasztásos és a felszívásos hámlasztásos fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság-vizsgálati módszert szabályozták.

Ezt követően egyre több betontermék-szabványban kezdték a beton fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóságát, a fagyhatásnak kitett betontermék megfelelőségét vagy meg nem felelőségét a bevezetett hámlasztásos fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság vizsgálatok eredménye alapján megítélni. E betontermék-szabványok némelyikében – mint például az MSZ EN 138772:2013 és az SN EN 2061/NE:2013 szabványban – a megfelelőség követelményeként nem csak a beton hámlasztásos fagyasztási fajlagos tömegveszteségének bizonyos megengedett mértékét írták elő, hanem a fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóságvizsgálati eredmények értékeléséhez ún. fagyasztási lassulási feltételt is fogalmaztak.

Az MSZ 4798:2016 szabvány 5.5.5. szakaszának (6) bekezdése szerint valamennyi fagy, illetve fagy- és olvasztósóállósági, de különösképpen az XF2 és XF4 környezeti osztályban ajánlatos a fagyasztási lassulási feltétel betartása is.

Bevezetésképpen kíséreljük meg a hámlasztásos fagyasztási lassulás fogalmának a meghatározását felépíteni:

- a vizsgálati próbatest felületéről a fagyasztás hatására lemállott anyag (esetünkben szilárd beton) tömegét nevezzük tömegveszteségnek, amelynek a mértékegysége kg;
- a tömegveszteség  $1,0 \text{ m}^2$  felületre vetített értékét nevezzük fajlagos tömegveszteségnek, amelynek a mértékegysége:  $\text{kg/m}^2$ ;
- az egymást követő fagyasztási-olvasztási ciklusok (röviden fagyasztási ciklusok vagy ciklusok) azon csoportját, amelynek hatására lemállott összes anyag fajlagos tömegét

a hámlási folyamat jellemzéséhez számításba vesszük, tekintsük egy vizsgálati szakasznak;

- a vizsgálat legalább két vizsgálati szakaszból áll;
- a vizsgálati szakaszok terjedelme egy adott vizsgálaton belül azonos, napjainkban általában 14 ciklus, vagy annak egész számú többszöröse;
- két egymást követő vizsgálati szakasz végén meghatározott – a vizsgálat kezdete óta keletkezett – összes fajlagos tömegveszteség különbségét ( $m_2 - m_1$ ) nevezzük fajlagos tömegveszteség-változásnak, amelynek a mértékegysége:  $\text{kg/m}^2$ ;
- az időegységre eső fajlagos tömegveszteség-változást tekintjük a fajlagos tömegveszteség-változás sebességének. Ha időegységnek a vizsgálati szakasz terjedelmét képező ciklusok számát tekintjük, akkor a vizsgálati szakasz terjedelmére vetített fajlagos tömegveszteség-változást nevezzük a vizsgálati szakasz fajlagos tömegveszteség-változási sebességének, amelynek mértékegysége:  $(\text{kg/m}^2)/(\text{a vizsgálati szakasz ciklusainak száma})$ ;
- ha a vizsgálati szakasz fajlagos tömegveszteség-változási sebessége az előző vizsgálati szakasz fajlagos tömegveszteség-változási sebességéhez képest csökken, akkor a fagyasztási hámlás folyamata lassul, ha növekszik, akkor a fagyasztási hámlás folyamata gyorsul;
- a szabványoknak a vizsgálat végén mért összes átlagos hámlási tömegveszteség megengedett mértékére vonatkozó előírását elsődleges vagy fő-követelménynek, a lassulási feltételt pedig másodlagos vagy mellék-követelménynek, illetve ajánlásnak tekintjük;
- a fő-követelménynek megfelelő fagy-, illetve fagy- és olvasztósóálló betonok fagyasztási hámlási folyamata feltétlenül lassul, ha a vizsgálat félidejében (az előírt összes ciklusszám felénél) mért összes átlagos tömegveszteség a fő-követelmény szerinti érték felénél több.

Eszerint a hámlasztásos fagyasztási lassulás fogalma alatt a fagyállóság-vizsgálati szakasz csökkenő fajlagos tömegvesz-



teség-változási sebességét értjük, amelynek csak a fő-követelmény szerint fagy-, illetve fagy- és olvasztósóálló betonok esetén van másodlagos – előírt, minősítő vagy például, mint az MSZ 4798:2016 szabvány esetén, ajánlott – szerepe.

Cikkünk tehát nem terjed ki a vizsgálat végeredményét tekintve nem fagyálló, illetve nem fagy- és olvasztósóálló betonok hámlasztásos fagyasztási folyamatának tárgyalására, és nem foglalkozunk olyan esetekkel sem, amelyekben a vizsgálat fagyasztási szakaszainak száma kettőnél több.

## 2. A SZABVÁNYOS HÁMLASZTÁSOS FAGY-, ILLETVE FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓÁLLÓSÁG-VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEINEK ÉRTÉKELÉSE LASSULÁSI FELTÉTEL MELLETT

Ismereteink szerint a betonok fagyállósági osztályba sorolásához a fagyállóság vizsgálat alatt lehámló anyag (hámlási veszteség) tömegének ciklusszám-tartományonkénti csökkenését először a betonburkolatok MSZ EN 13877-2:2005 európai szabványában követelték meg, és ugyanaz a szöveg olvasható a szabvány ma érvényes változatában (MSZ EN 13877-2:2013) is: a szabvány 5. táblázata szerint a beton akkor sorolható a legszigorúbb, az FT2 fagyállósági osztályba, ha – függetlenül a mért és a megengedett fagyasztási tömegveszteség viszonyától (arányától, hányadosától) – az 56. ciklushoz tartozó összes mért átlagos tömegveszteség ( $m_{56} < 1,0 \text{ kg/m}^2$ ) és a 28. ciklushoz tartozó összes mért átlagos tömegveszteség ( $m_{28} < 0,5 \text{ kg/m}^2$ ) hányadosa nem nagyobb, mint 2,0, azaz  $m_{56}/m_{28} \leq 2,0$ ; továbbá az 56. ciklus után mért egyedi tömegveszteségek egyike sem nagyobb, mint  $1,5 \text{ kg/m}^2$ . Az MSZ EN 13877-2:2013 szabványban a mért tömegveszteség (tömegcsökkenés) elvárt arányának értéke ( $m_{56}/m_{28} \leq 2,0$ ) nem ajánlás, hanem követelmény.

A hámlasztásos fagyasztási lassulási feltétel szempontjából figyelemre méltó az EN 2061:2000 európai betonszabvány svájci nemzeti alkalmazási dokumentuma (SN EN 2061/NE:2013) is, amelyben előírják, hogy az XF4 környezeti osztályú fagy- és olvasztósóálló betonok hámlasztásos fagyasztási tömegveszteségének átlaga  $200 \text{ g/m}^2$ -nél, illetve felső küszöbértéke  $250 \text{ g/m}^2$ -nél nem lehet nagyobb. XF4 környezeti osztályú fagy- és olvasztósóálló betonnak tekintik azokat a betonokat is, amelyek hámlasztásos fagyasztási tömegveszteségének átlaga legfeljebb  $600 \text{ g/m}^2$ , illetve felső küszöbértéke legfeljebb  $800 \text{ g/m}^2$ , ha a 28. ciklus után mért tömegveszteség ( $\Delta m_{28}$ ) nem éri el a 6. ciklus után mért ( $\Delta m_6$ ) és a 14. ciklus után mért ( $\Delta m_{14}$ ) tömegveszteség összegét ( $\Delta m_{28} \leq (\Delta m_6 + \Delta m_{14})$ ), vagyis, ha a 28. ciklushoz tartozó összes mért tömegveszteség ( $m_{28}$ ) nem nagyobb, mint a 14. ciklushoz tartozó összes mért tömegveszteség ( $m_{14}$ ) kétszerese:  $m_{28} \leq 2 \times m_{14}$ .

Az európai és svájci lassulási feltétel mintájára hazánkban az MSZ 4798:2016 szabvány – amely az EN 206:2013 európai szabvány magyar nemzeti alkalmazási dokumentuma – 5.5.5. szakaszának (6) bekezdésében valamennyi XF környezeti osztályra vonatkozóan fogalmazták meg a hámlasztásos fagyasztási lassulási feltételt, amelynek figyelembevétele a peremes hámlasztásos és a kapillaris felszívásos hámlasztásos fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság vizsgálat esetén ajánlott: ha az előírt N ciklusszámhoz tartozó összes mért (tapasztalati) fagyasztási veszteség ( $m_N$ ) eléri az előírt N ciklusszámhoz

tartozó megengedett  $M_N$  fagyasztási veszteség felét vagy annál nagyobb ( $m_N \geq M_N/2$ ), akkor az előírt N ciklusszámhoz tartozó összes mért fagyasztási veszteség ( $m_N$ ) legyen kisebb, mint az előírt N ciklusszám felének megfelelő ciklusszámhoz ( $N/2$ ) tartozó összes mért fagyasztási veszteség ( $m_{N/2}$ ) kétszerese ( $m_N \leq y_N = 2 \times m_{N/2}$ ), ahogy az 1. ábrán látszik. E két feltétel – azt is figyelembe véve, hogy  $m_{N/2} \leq m_N \leq M_N$  – egy egyenlőtlenséggel is kifejezhető:

$$\frac{m_{N/2}}{2} \leq \frac{m_N}{2} \leq \frac{M_N}{2} \leq m_N \leq 2 \times m_{N/2}$$

Más szóval: Az MSZ 4798:2016 szabvány szerint lassul a fagyasztási hámlás folyamata – értve alatta azon hámlasztásos fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság vizsgálatokat, amelyek esetén az előírt N ciklusszámhoz tartozó összes mért (tapasztalati) fagyasztási veszteség ( $m_N$ ) nem kisebb, mint az előírt N ciklusszámhoz tartozó megengedett  $M_N$  fagyasztási veszteség fele ( $m_N \geq M_N/2$ ) –, ha az előírt N ciklusszámhoz tartozó összes mért (tapasztalati) fagyasztási veszteség ( $m_N$ ) az  $x = n$  (fagyasztási-olvasztási ciklusok száma) és  $y = m$  (fagyasztási tömegveszteség  $\text{g/m}^2$  mértékegységben) koordináta-rendszerben ábrázolt

$$m = a \times n = \frac{m_{N/2}}{N/2} \times n$$

egyenesnek az  $x = n = N/2$  helyen felvett  $m = Y_{N/2} = Y_{\text{MIN}} = m_{N/2}$  értéke és az  $x = n = N$  helyen felvett, a szabványok szerinti  $m = Y_N = Y_{\text{MAX}} = 2 \times m_{N/2}$  értéke közé esik (1. ábra):

$$M_N/4 \leq m_{N/2} \leq \boxed{m_{N/2}} \leq m_N \leq \boxed{2 \times m_{N/2}},$$

azaz  $Y_{\text{MIN}} \leq m_N \leq Y_{\text{MAX}}$ ,

ahol a koordináta-rendszer kezdőpontján átmenő  $m = a \times n$  egyenesnek

- az  $n = N/2$  helyen felvett ordináta-értéke:  $Y_{\text{MIN}}$ , és
- az  $n = N$  helyen felvett ordináta-értéke:  $Y_{\text{MAX}}$ .

Az  $m = a \times n$  egyenes  $Y_{\text{MIN}}$  és  $Y_{\text{MAX}}$  közötti szakaszát *hátárvonalnak* nevezzük. A hámlás folyamata akkor lassul, ha a *hámlási görbe*  $n = N/2$  és  $n = N$  abszcissa-értékek közötti szakasza nem meredekebb, mint a hátárvonal, amelynek elnevezése e korlátozó szerep folyománya (1. ábra).

A lassulási feltétel teljesülésének megítéléséhez ismerni kell mind az előírt N ciklusszám feléhez tartozó ciklusszám ( $N/2$ ) után mért összes fagyasztási veszteség ( $m_{N/2}$ , jele az 1. ábrán: ①), mind az előírt N ciklusszámhoz tartozó összes mért fagyasztási veszteség ( $m_N$ , jele az 1. ábrán: ②) értékét, amelyekhez a lassulási feltétel szemléltető ábrája is rögzíthető. Így például az 1. ábra esetén az ① ( $m_{N/2}$ ) pont ( $x, y$ ) koordinátái: ( $N/2, 0,427 \times M_N$ ) és a ② ( $m_N$ ) pont ( $x, y$ ) koordinátái: ( $N, 0,659 \times M_N$ ). Az 1. ábrához tartozó  $m_{N/2}$  és  $m_N$  összes átlagos tömegveszteség hányadosa:  $m_{N/2}/m_N = 0,648$  és különbsége:  $(m_N - m_{N/2}) = 0,232 \times M_N$ . Az 1. ábrabeli példa esetén az MSZ 4798:2016 szabvány szerinti lassulási feltétel:

- egyrészt értelmezhető, hiszen:  $0,659 \times M_N = m_N \geq M_N/2 = 0,500 \times M_N$ ,
- másrészt teljesül, hiszen:  $0,659 \times M_N = m_N \leq 2 \times m_{N/2} = 2 \times 0,427 \times M_N = 0,854 \times M_N$ .

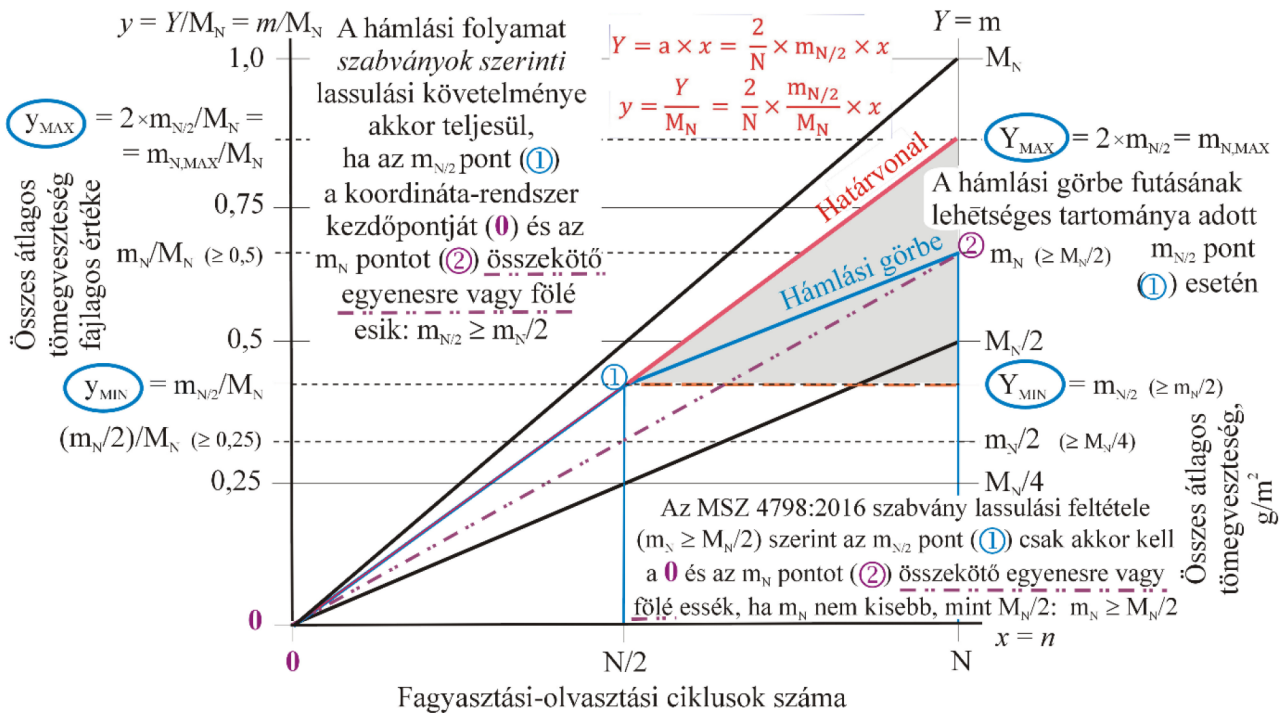
Az 1. ábrán azt is megfigyelhetjük, hogy az ① ( $m_{N/2}$ ) pontot a koordináta-rendszer kezdőpontját (0) az  $M_N$  ponttal összekötő egyenes alatt vettük fel, tehát az 1. ábrabeli példában:  $m_{N/2} < M_N/2$ , azaz  $y_{\text{MIN}} = m_{N/2}/M_N = 0,427 < 0,5$ .

A 2. ábra olyan esetet szemléltet, amelyben  $m_{N/2} > M_N/2$ , miáltal az ① ( $m_{N/2}$ ) pont a koordináta-rendszer

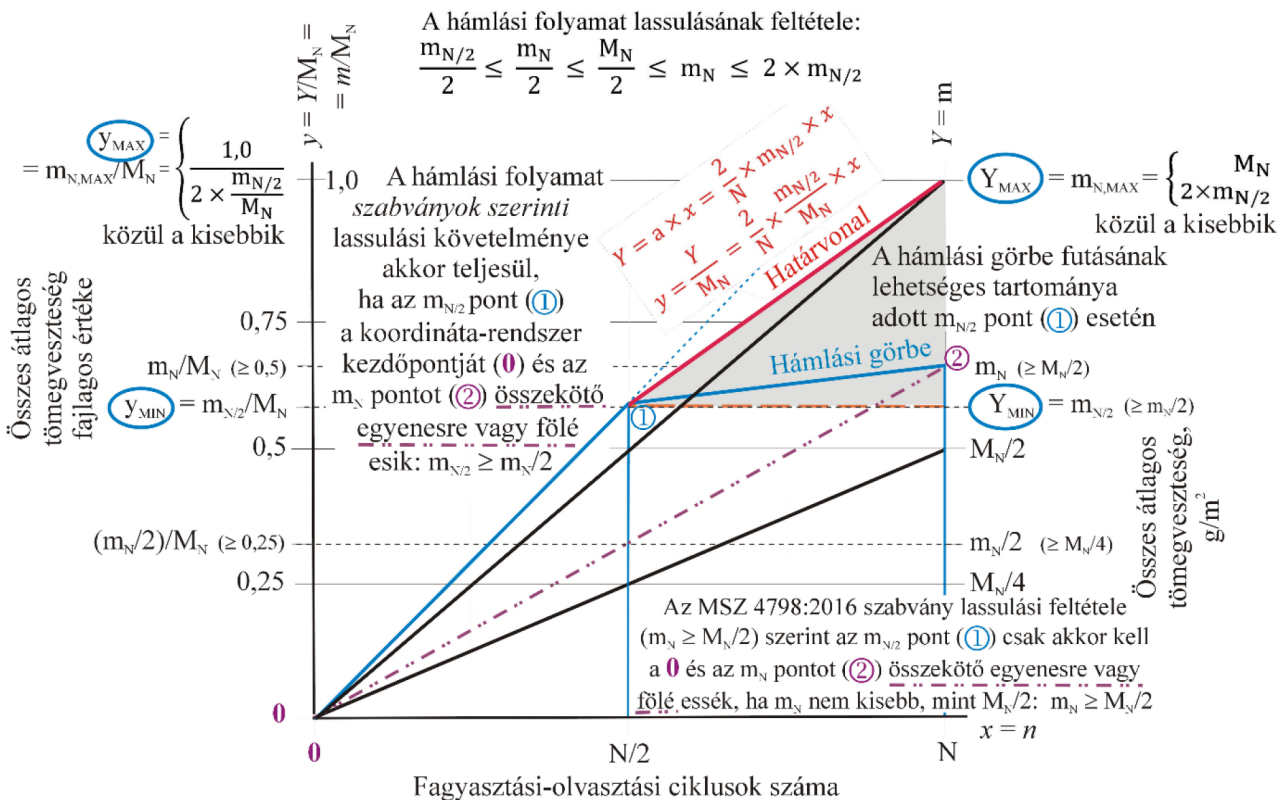


A hámplási folyamat lassulásának feltétele:

$$\frac{m_{N/2}}{2} \leq \frac{m_N}{2} \leq \frac{M_N}{2} \leq m_N \leq 2 \times m_{N/2}$$



1. ábra: Példa az MSZ 4798:2016 szabvány szerinti hámplasztásos fagyasztás lassulási feltételének szemléltetésére, amelyben a hámplási görbe ordinátája az  $N/2$  ciklusszámnál (1 pont a szakaszhatáron):  $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N = 0,427 < 0,5$



2. ábra: Példa az MSZ 4798:2016 szabvány szerinti hámplasztásos fagyasztás lassulási feltételének szemléltetésére, amelyben a hámplási görbe ordinátája az  $N/2$  ciklusszámnál (1 pont a szakaszhatáron):  $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N = 0,585 > 0,5$

kezdőpontját (0) az  $M_N$  ponttal összekötő egyenes felett helyezkedik el.

A 2. ábrán a felvett (1) ( $m_{N/2}$ ) pont koordinátái: ( $N/2$ ,  $0,585 \times M_N$ ), az 1. ábrabelivel változatlan értékű (2) ( $m_N$ ) pont koordinátái: ( $N$ ,  $0,659 \times M_N$ ), és a hámplási görbe ordinátája az  $N/2$  ciklusszámnál (szakaszhatáron):  $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N =$

$0,585 > 0,5$ . A 2. ábrához tartozó  $m_{N/2}$  és  $m_N$  összes átlagos tömegvesztés hányadosa:  $m_{N/2}/m_N = 0,888$  és különbsége:  $(m_N - m_{N/2}) = 0,074 \times M_N$ .

A 2. ábrán megfigyelhetjük, hogy ha az (1) ( $m_{N/2}$ ) pont a koordináta-rendszer kezdőpontját (0) az  $M_N$  ponttal összekötő egyenesen vagy afelett fekszik, azaz  $m_{N/2}/M_N \geq 0,5$  akkor a (2)



( $m_N$ ) pont minden lehetséges helyzetében lassuló folyamatot fejez ki, hiszen:  $m_{N/2} \geq m_N - m_{N/2}$ , azaz  $m_{N/2}/m_N \geq 0,5$ .

Ez azt jelenti, hogy ha a vizsgálat félidejében (N/2 ciklusszámnál) mért összes átlagos tömegvesztés  $m_{N/2}/M_N \geq 0,5$  és a próbatest a vizsgálat végeredményét tekintve (N ciklusszámnál) a fő-követelmény szerint fagy-, illetve fagy- és olvasztósóálló ( $m_N/M_N \leq 1,0$ ), akkor a hámlási folyamat csak lassuló lehet, tehát jellege a gyorsulás szempontjából figyelmet nem érdemel. Az ilyen hámlási folyamat kielégíti az 1. táblázat szerinti ❶ jelű lassulási feltételt, mint mellék-követelményt, illetve ajánlást.

A lassulási feltétel N ciklusszám melletti teljesülése egyébként nem biztosíték arra, hogy a hámlás folyamata az N értékét meghaladó, a vizsgálat során nem alkalmazott ciklusszám mellett is lassulna; a hámlás N ciklusszám melletti gyorsulása pedig nem zárja ki, hogy ha a vizsgálatot az N értéknél nagyobb ciklusszámmal is elvégeznék, akkor a folyamat ne lassulhatna. E bizonytalanságok miatt a lassulási feltétel betartása az MSZ 4798:2016 szabvány szerint *nem követelmény*, de teljesülésének jellegéből a beton fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóságára hasznos következtetések vonhatók le, akárcsak a próbatestek fagyállóság vizsgálat utáni állapotát bemutató fényképekből is, amelyek készítésére a magyar betonszabvány 5.5.5. szakaszának (7) bekezdésében ösztönöznek.

Az európai MSZ EN 13877-2:2013, a svájci SN EN 2061/NE:2013 és a magyar MSZ 4798:2016 szabvány hámlasztásos fagyasztási lassulási feltételeinek jellemzőit az 1. táblázatban összevetve megállapíthatjuk, hogy e szabványok lassulási feltételei bár hasonlóak, nem mindenben megegyezők.

Talán a legszembevetőbb eltérés, hogy

- amíg a magyar szabvány szerint a lassulási feltétel csak akkor érvényes, ha a vizsgálat végéhez tartozó összes mért fagyasztási tömegvesztés ( $m_N$ ) nem kisebb, mint a vizsgálat végéhez tartozó összes megengedett fagyasztási tömegvesztés ( $M_N$ ) fele:  $m_N \geq M_N/2$ , azaz  $m_N/M_N \geq 0,5$ ,
- addig az európai és a svájci szabvány szerint a lassulási feltétel független a vizsgálat végéhez tartozó összes mért ( $m_N$ ) és megengedett ( $M_N$ ) fagyasztási tömegvesztés viszonyától, és csak a vizsgálatnak a félidejéhez (N/2) tartozó összes mért fagyasztási tömegvesztés ( $m_{N/2}$ ) és a végéhez (N) tartozó összes mért fagyasztási tömegvesztés ( $m_N$ ) hányadosától függ:  $m_{N/2}/m_N \geq 0,5$ .

Az 1. táblázat alapján az 1. ábra segítségével könnyen belátható, hogy ha az  $x = n = N$  függőlegesében fekvő, valamely tetszőlegesen felvett  $m_N$  pontot (jele az 1. ábrán: ❷) összekötjük a koordináta-rendszer kezdőpontjával (az 1. ábrán: 0), akkor valamennyi szabvány szerint a lassulási feltétel teljesüléséhez az  $x = n = N/2$  függőlegesében fekvő  $m_{N/2}$  pontnak (jele az 1. ábrán: ❶) az  $m_N/2$  és az  $m_N$  pont közé kell esnie:  $m_N/2 \leq m_{N/2} \leq m_N$ . Ennek az egyen-

lőtlenségnek minden tagját  $m_N$  értékkel elosztva azt kapjuk, hogy  $(m_N/2)/m_N \leq m_{N/2}/m_N \leq m_N/m_N$ , illetve, hogy  $0,5 \leq m_{N/2}/m_N \leq 1,0$ , amely utóbbi nem más, mint a szabványok szerinti lassulási feltétel ( $m_{N/2}/m_N \geq 0,5$ ), lásd az 1. táblázatban a lassulási feltétel ❶ sorát; hozzátéve, hogy e feltétel kielégítése az MSZ 4798:2016 szabvány szerint a lassulási teljesüléséhez ugyan szintén szükséges, de nem elégséges, lásd az 1. táblázatban a lassulási feltétel ❷ sorát.

Fagy-, illetve fagy- és olvasztósóálló beton esetén az 1. ábrán tetszőlegesen felvett  $m_N$  pont (❷) az  $x = n = N$  függőlegesében elvileg az  $Y = m = 0,0$  és az  $Y = m = M_N$  pont között bárhol fekkhet, tehát – egyéb előírás híján – az európai és a svájci szabvány szerint a lassulási feltétel független a vizsgálat végéhez tartozó összes megengedett ( $M_N$ ) fagyasztási tömegvesztés értékétől, illetve a vizsgálat végéhez tartozó összes mért ( $m_N$ ) és megengedett ( $M_N$ ) fagyasztási tömegvesztés viszonyától ( $m_N/M_N$ ), lásd az 1. táblázatban a lassulási feltétel ❷ sorát.

Ennek értelmében az N/2 és N ciklusszámok között a fagyasztási hámlás folyamatának az európai és a svájci szabvány – e tekintetben szigorúbb előírása – szerint minden esetben lassulnia kell, a magyar szabvány – e tekintetben megengedőbb ajánlása – szerint pedig csak

**1. táblázat:** Az európai, svájci és magyar szabványos hámlasztásos fagyasztási lassulási feltételek összehasonlítása

Lassulási feltétellel foglalkozó szabvány	MSZ EN 13877-2:2013	SN EN 206-1/NE:2013	MSZ 4798:2016 és MSZ 4798:2016/2M:2018
Fagyállósági osztály, amelyben a lassulási feltételnek szerepe van	FT2 osztály, amelyben a hámlási tömegvesztés mért átlagértéke 28 ciklus után: $m_{28} < 500 \text{ g/m}^2$ és 56 ciklus után: $m_{56} < 1000 \text{ g/m}^2$ kell legyen.	Igen fagy- és olvasztósóálló (lényegében XF4(CH) környezeti osztályú) beton, amely esetén a hámlási tömegvesztés mért átlagértéke 28 ciklus után: $m_{28} \leq 600 \text{ g/m}^2$ , és $m_{28} - m_{14} \leq m_{14}$ , azaz 14 ciklus után: $m_{14} \geq 300 \text{ g/m}^2$ kell legyen.	XF1, XF3, XF3(H), különösképpen: XF2, XF2(H), XF4, XF4(H) környezeti osztály
A lassulási feltétel alkalmazásának jellege	Előírás	Előírás az $m_{28} \leq 200 \text{ g/m}^2$ követelmény alternatívájaként, ha $m_{28} \leq 600 \text{ g/m}^2$	Ajánlás
Lassulási feltétel	❶	$1,0 \leq m_{56}/m_{28} \leq 2,0$ , azaz $1,0 \geq m_{N/2}/m_N \geq 0,5$	$1,0 \leq m_{28}/m_{14} \leq 2,0$ , azaz $1,0 \geq m_{N/2}/m_N \geq 0,5$
	❷	–	–
A lassulási feltétel a vizsgálat végén mért ( $m_N$ ) és megengedett ( $M_N$ ) fagyasztási tömegvesztés viszonyától...	független		a következőképpen függ: $M_N \geq m_N \geq M_N/2$ (Ha $0 < m_N < M_N/2$ , akkor a folyamat korlátlanul gyorsulhat.)
Lásd e táblázat fenti, a lassulási feltétel ❷ sorát.			
Folyamat gyorsulása: $m_{N/2}/m_N < 0,5$	Nem megengedett	Nem megengedett	Nem megengedett, kivéve, ha $0 < m_N/M_N < 0,5$



akkor, ha  $m_N \geq M_N/2$ , azaz ellenkező esetben ( $m_N < M_N/2$ ) a folyamat akár gyorsulhat is.

Elképzelésünk szerint a hámlasztásos fagyasztási lassulási feltétel – kiindulva az MSZ 4798:2016 és MSZ 4798:2016/2M:2018 szabvány szerinti feltételből – a szabványokon túlmenően továbbfejleszhető.

### 3. A SZABVÁNYOS HÁMLASZTÁSOS FAGYASZTÁSI LASSULÁSI FELTÉTEL TOVÁBBFEJLESZTÉSE

A szabványos hámlasztásos fagyasztási lassulási feltételt a határvonal függvényének átalakításával (transzformálásával) számtalan módon továbbfejleszhetjük, és ehhez az átalakítás célja megszabta feltételeket is rendelhetünk.

A szabványos lassulási feltétel átalakításának célja elképzelésünk szerint például legyen az, hogy

- a fagyasztási hámlásnak a közepesnél jobban ( $0,0 < m_N/M_N < 0,5$ ) ellenálló fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállóság betonok szabványos fagyasztási lassulási követelményét, illetve ajánlását ellenállóképességük arányában mérsékeljük. E célkitűzés csak azokra a betonokra nézve értelmes, amelyek vizsgálati félidejében (az előírt összes ciklusszám felénél) mért összes átlagos tömegvesztés a fő-követelmény szerinti érték felénél kisebb ( $2 \times m_{N/2}/M_N < 1,0$ );
- a szabványos lassulási feltételt ( $1,0 \geq m_{N/2}/m_N \geq 0,5$ ) – lásd az 1. táblázatbeli lassulási feltétel ❶ sorát – olyan lassulási feltétel váltsa fel, amelynek értelmében a közepesnél jobb ellenállóképességű betonok vizsgálati hámlási folyamata mérsékelten gyorsulhat, és a mérsékelt gyorsulás a betonok fagy-, illetve fagy- és olvasztósóállósági hámlási ellenállása javulásának – az  $m_{N/2}/m_N$  hányados csökkenésének – arányában korlátozott mértékben növekedhet.

E cél elérése érdekében a transzformálás feltételei legyenek a következők:

- a koordináta-rendszer kezdőpontját és az  $x = n = N/2$  abszcissza érték függőlegesében lévő  $y = m_{N/2}/M_N = 0,5$  ordináta pontot összekötő egyenes (egyenlete:  $y = x/N$ ) koordináta-rendszerbeli helye maradjon változatlan. Az  $y = x/N$  egyenes az  $x = n = N$  abszcissza érték függőlegesét az  $y = m_N/M_N = 1,0$  ordináta pontban metszi (1. ábra);
- valamennyi, a koordináta-rendszer kezdőpontján és az  $x = n = N/2$  abszcissza érték függőlegesében lévő valamely  $0,0 < m_{N/2}/M_N < 0,5$  ordináta ponton átmenő egyenes (egyenlete:  $y = (2/N) \times (m_{N/2}/M_N) \times x$ ) a transzformáció után is az  $m_{N/2}/M_N$  értéket vegye fel az  $x = n = N/2$  abszcissza érték függőlegesében;
- az eredetileg koordináta-rendszer kezdőpontjában találkozó határvonal egyenesek a transzformáció után is egy pontban metszék egymást, és ez a pont az  $y = x/N$  egyenesen fekszik,  $x$  és  $y$  koordinátái pedig  $x = -N/2$  és  $y = -0,5$  legyenek.

A feladat tehát az ( $x_1 = -N/2$ ;  $y_1 = -0,5$ ) és ( $x_2 = N/2$ ;  $y_2 = m_{N/2}/M_N$ ) pontokon átmenő egyenesek egyenletének felírása. Két ponton átmenő egyenes esetén a következő összefüggésnek kell teljesülnie:

$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

Ellenőrzésképpen írjuk fel a két ponton átmenő egyenes összefüggését az  $x'-y'$  segéd koordináta-rendszerben is, amely esetén a transzformáció folytán  $x' = x + N/2$  és  $y' = y + 0,5$ , és amelyben a szóban forgó két pont: ( $x'_1 = 0$ ;  $y'_1 = 0$ ) és ( $x'_2 = N$ ;  $y'_2 = (m_{N/2}/M_N) + 0,5$ ):

$$\frac{y' - y'_1}{y'_2 - y'_1} = \frac{x' - x'_1}{x'_2 - x'_1}$$

A megfelelő értékek behelyettesítése és az összefüggések rendezése után mind az  $x-y$  koordináta-rendszerben, mind az  $x'-y'$  segéd koordináta-rendszerben felírt összefüggés azonosan adja a transzformált határvonalak egyenesi függvényesorának egyenletét:

$$y = \frac{1}{N} \times \left( \frac{m_{N/2}}{M_N} + \frac{1}{2} \right) \times x + \frac{1}{2} \times \left( \frac{m_{N/2}}{M_N} \right) - \frac{1}{4}$$

Ezzel az egyenlettel meghatározott transzformált függvényesor egyenseit az  $x'-y'$  segéd koordináta-rendszer alkalmazásával a 3. ábrán szerkesztettük meg, és a szerkesztés eredményeképpen a fagyasztás hámlási folyamatának továbbfejlesztett lassulási határvonalait a 4. ábrán rajzoltuk meg.

A transzformált függvényesor értékészletét a 2. táblázatban tüntettük fel. A fagyasztás hámlási folyamatának továbbfejlesztett lassulási határvonalaira a 2. táblázat  $m_{N/2}/M_N$ ,  $m_N/M_N$  és  $m_{N/2}/m_N$  oszlopai vonatkoznak, a 2. táblázat  $y'$  és  $y$  oszlopa pedig az  $x'-y'$  segéd koordináta-rendszer, illetve az  $x-y$  koordináta-rendszer ordinátájának adatait tartalmazza.

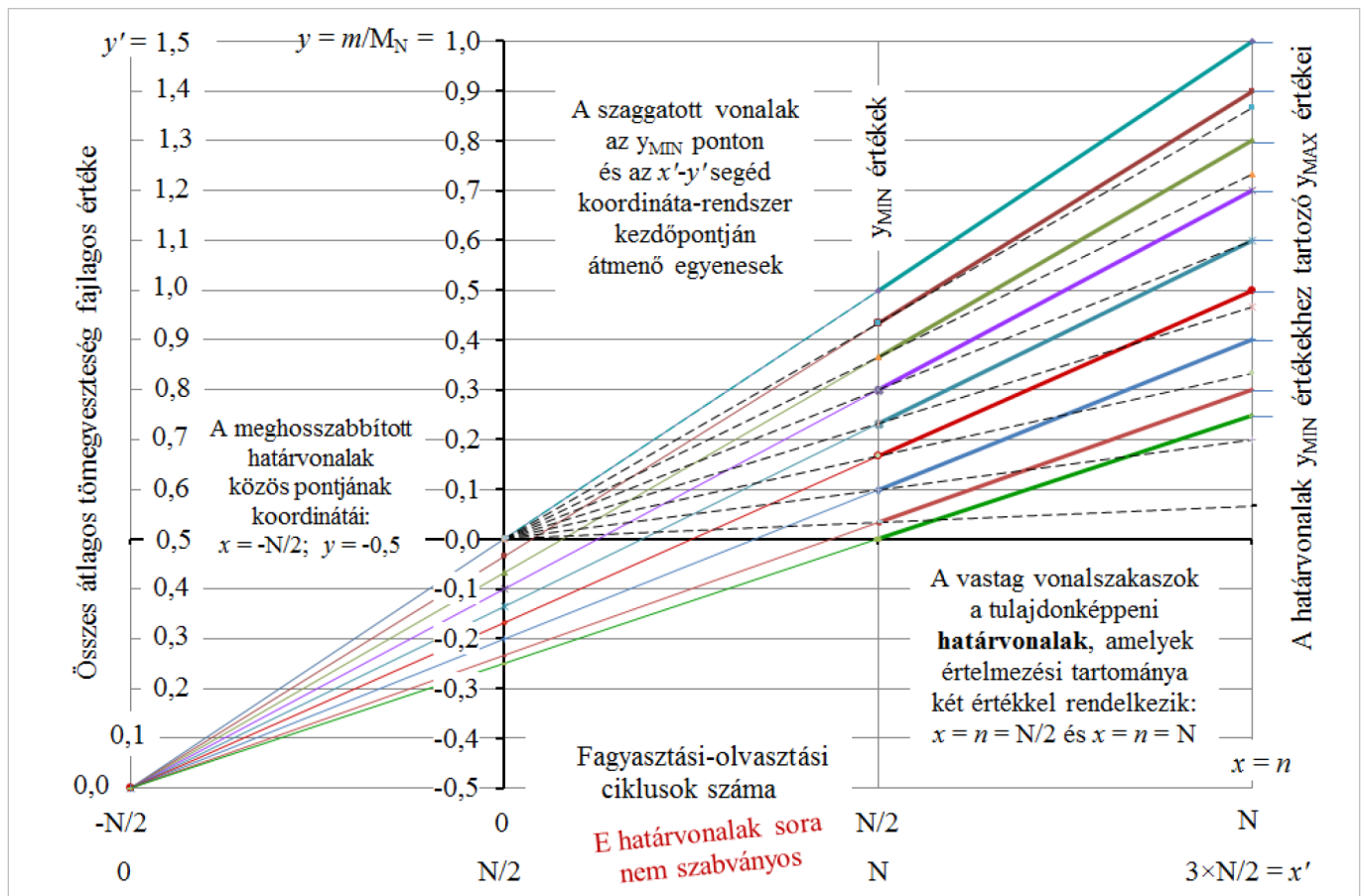
A 2. táblázat első oszlopának adatai azt mutatják, hogy célkitűzésünknek megfelelően:

- a továbbfejlesztett határvonalak meghosszabbított egyenesei az  $x = -N/2$  és  $y = -0,5$  koordinátájú pontban metszik egymást;
- és a továbbfejlesztett határvonalaknak az  $y_{MAX}$  és  $y_{MIN}$  értékek viszonyával leírható meredeksége az  $y_{MAX} - y_{MIN}$  különbségek, illetve az  $y_{MIN}/y_{MAX}$  hányadosok csökkenésével egymáshoz képest csökken, amely a hámlási folyamat korlátozott mértékű gyorsulása ezzel járó növekedésének elfogadását fejezi ki. Megjegyzendő, hogy az  $y_{MAX} - y_{MIN}$  különbségek, illetve az  $y_{MIN}/y_{MAX}$  hányadosok csökkenése az  $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N$  hányados 0,5 értékről való csökkenésének folyománya.

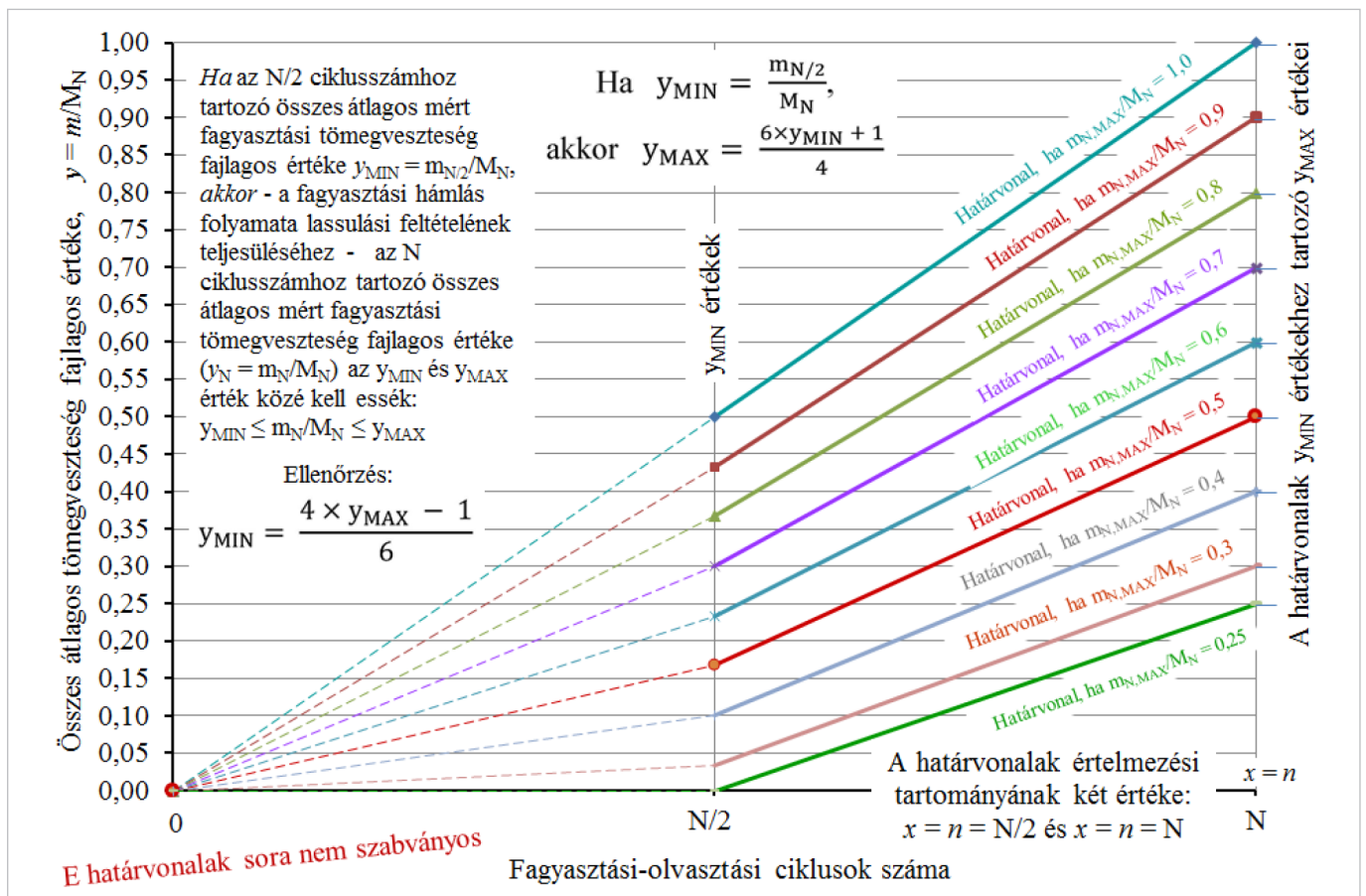
Térjünk röviden vissza az 1. ábrabeli példához, amelyben az  $y_{MIN} = 0,427$  értékű ❶ ( $m_{N/2}/M_N$ ) pontból kiindulva az MSZ 4798:2016 szabvány lassulási feltétele szerint szerkesztett határvonal végpontjának ( $2 \times m_{N/2}/M_N$ ) értéke  $y_{MAX} = 0,854$ . Ennek értelmében a vizsgálat félidejében ( $N/2$  ciklusszámnál) mért  $m_{N/2}/M_N = 0,427$  összes átlagos fajlagos tömegvesztés esetén a hámlási folyamat akkor lassul, ha a vizsgálat végén ( $N$  ciklusszámnál) mért az összes átlagos fajlagos tömegvesztés ( $m_N/M_N$ ) az  $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N = 0,427$  és az  $y_{MAX} = m_N/M_N = 0,854$  érték közé esik. Az 1. ábrabeli hámlási görbe, amelynek a vizsgálat végéhez ( $N$  ciklusszámmal) tartozó értéke  $m_N/M_N = 0,659$  (az 1. ábrán a ❷ pont), ezt a feltételt akkor is teljesítette volna, ha az  $m_N$  érték az  $y_{MAX} = 0,854$  értéket elérte volna. (A szabványok 1. táblázatbeli ❶ lassulási feltétele szerinti határvonalakat a 3. ábrán szaggatott vonallal rajzoltuk meg.)

Ugyanakkor a transzformált határvonalak fenti egyenletével számolva a 2. táblázat \*-okkal jelölt sorában azt látjuk, hogy a továbbfejlesztett lassulási feltétel szerint az 1. ábrabeli hámlási görbe a szabványok előírását, illetve ajánlását meghaladó módon még akkor is elfogadott („lassuló hámlási folyamatának tekintendő”), ha a vizsgálat végén ( $N$  ciklusszámnál) mért összes átlagos fajlagos tömegvesztés értéke  $y_{MAX} = m_N/M_N = 0,891$ .

Az átalakítás eredményeként kapott lassulási feltétel jellemzőit a magyar betonszabványok (MSZ 4798:2016, és MSZ 4798:2016/2M:2018) lassulási feltételének jellemzőivel a 3. táblázatban vetettük össze. A 3. táblázatban látni lehet, hogy a továbbfejlesztett lassulási feltétel



3. ábra: A fagyasztás hámlási folyamata továbbfejlesztett lassulási határvonalainak szerkesztése segéd koordináta-rendszer (x'-y') alkalmazásával



4. ábra: A fagyasztás hámlási folyamatának továbbfejlesztett lassulási határvonalai

- mind az  $n = N$  fagyasztási ciklusszámhoz tartozó, a lassulási feltételt kielégítő legnagyobb  $m_N$ , illetve  $m_N/M_N$  érték ( $y_{MAX}$ , illetve  $y_{MAX}$ ),
- mind a lassulási feltétel fogalma,
- mind alkalmazandósága, illetve alkalmazhatósága,
- mind a folyamat gyorsulásának elfogadása,
- mind a hámlási határvonal függvényének egyenlete tekintetében a szabványos lassulási feltételnél árnyaltabb.



2. táblázat: A transformált függvény sor értékkészlete

$x = n = -N/2 \quad x' = 0$	$y = m/M_N$ értéke, ha			$m_{N,MAX}/M_N - m_{N/2}/M_N$	$m_{N/2}/m_{N,MAX}$
	$x = n = 0$ $x' = N/2$	$x = n = N/2$ $x' = N$	$x = n = N$ $x' = 3 \times N/2$		
Segéd koordináta-rendszer ordináta-tengelye	Ordináta-tengely	$m_{N/2}/M_N$	$m_{N,MAX}/M_N$		
$y'$	$y$	$y_{MIN}$	$y_{MAX}$	$y_{MAX} - y_{MIN}$	$y_{MIN}/y_{MAX}$
-0,500	0,000	0,500	1,000	0,500	0,500
-0,500	-0,008	0,483	0,975	0,492	0,496
-0,500	-0,013	0,475	0,963	0,488	0,494
-0,500	-0,017	0,467	0,950	0,483	0,491
-0,500	-0,025	0,450	0,925	0,475	0,486
-0,500	-0,033	0,433	0,900	0,467	0,481
-0,500*	-0,037*	0,427*	0,891*	0,464*	0,480*
-0,500	-0,038	0,425	0,888	0,463	0,479
-0,500	-0,042	0,417	0,875	0,458	0,476
-0,500	-0,050	0,400	0,850	0,450	0,471
-0,500	-0,058	0,383	0,825	0,442	0,465
-0,500	-0,063	0,375	0,813	0,438	0,462
-0,500	-0,067	0,367	0,800	0,433	0,458
-0,500	-0,075	0,350	0,775	0,425	0,452
-0,500	-0,083	0,333	0,750	0,417	0,444
-0,500	-0,088	0,325	0,738	0,413	0,441
-0,500	-0,092	0,317	0,725	0,408	0,437
-0,500	-0,100	0,300	0,700	0,400	0,429
-0,500	-0,108	0,283	0,675	0,392	0,420
-0,500	-0,113	0,275	0,663	0,388	0,415
-0,500	-0,117	0,267	0,650	0,383	0,410
-0,500	-0,125	0,250	0,625	0,375	0,400
-0,500	-0,133	0,233	0,600	0,367	0,389
-0,500	-0,138	0,225	0,588	0,363	0,383
-0,500	-0,142	0,217	0,575	0,358	0,377
-0,500	-0,150	0,200	0,550	0,350	0,364
-0,500	-0,158	0,183	0,525	0,342	0,349
-0,500	-0,163	0,175	0,513	0,338	0,341
-0,500	-0,167	0,167	0,500	0,333	0,333
-0,500	-0,175	0,150	0,475	0,325	0,316
-0,500	-0,183	0,133	0,450	0,317	0,296
-0,500	-0,188	0,125	0,438	0,313	0,286
-0,500	-0,192	0,117	0,425	0,308	0,275
-0,500	-0,200	0,100	0,400	0,300	0,250
-0,500	-0,208	0,083	0,375	0,292	0,222
-0,500	-0,213	0,075	0,363	0,288	0,207
-0,500	-0,217	0,067	0,350	0,283	0,190
-0,500	-0,225	0,050	0,325	0,275	0,154
-0,500	-0,233	0,033	0,300	0,267	0,111
-0,500	-0,238	0,025	0,288	0,263	0,087
-0,500	-0,242	0,017	0,275	0,258	0,061
-0,500	-0,250	0,000	0,250	0,250	0,000

**3. táblázat:** A magyar betonszabványok lassulási feltétele és a továbbfejlesztett lassulási feltétel összevetése

Lassulási feltétel jellemzői	MSZ 4798:2016 és MSZ 4798:2016/2M:2018	Továbbfejlesztett lassulási feltétel
Fagyállósági osztály, amelyben a lassulási feltételnek szerepe van	XF1, XF3, XF3(H), különösképpen: XF2, XF2(H), XF4, XF4(H) környezeti osztály	
A lassulási feltétel alkalmazásának jellege	ajánlás	
Az $n = N$ fagyasztási ciklusszámhoz tartozó, a lassulási feltételt kielégítő legnagyobb $m_N$ , illetve $m_N/M_N$ érték ( $Y_{MAX}$ , illetve $y_{MAX}$ )	$Y_{MAX} = 2 \times m_{N/2}$ $y_{MAX} = 2 \times \frac{m_{N/2}}{M_N}$	$Y_{MAX} = \frac{6 \times m_{N/2} + 1}{4}$ $y_{MAX} = \frac{6 \times \frac{m_{N/2}}{M_N} + 1}{4}$
Lassulási feltétel	$1,0 \geq m_{N/2}/m_N \geq 0,5$ $(1,0 \leq m_N/m_{N/2} \leq 2,0)$	A lassulási feltétel az $y_{MIN}$ ( $m_N/M_N$ hányados) és a határvonal szerint hozzá tartozó $y_{MAX}$ ( $m_{N,MAX}/M_N$ hányados) függvénye.
A lassulási feltétel alkalmazandósága, illetve alkalmazhatósága az $m_N/M_N$ hányados függvényében	A lassulási feltétel az $m_N/M_N$ hányados függvényében csak akkor alkalmazandó, ha $M_N/2 \leq m_N \leq M_N$ , azaz $0,5 \leq m_N/M_N \leq 1,0$ .	A lassulási feltétel a $0,0 < m_N/M_N < 1,0$ hányados nagyságától függetlenül alkalmazható.
Folyamat gyorsulása: $m_N/2/m_N < 0,5$	Nem megengedett, kivéve, ha $0,0 < m_N/M_N < 0,5$ , azaz $0,0 < m_N < M_N/2$ , amikor is a folyamat korlátlanul gyorsulhat.	A folyamat bármely $0,0 < m_N/M_N < 1,0$ hányados esetén korlátozottan gyorsulhat az $y_{MIN}$ és $y_{MAX}$ értékek meghatározta határvonal szerint.
A hámlási határvonal függvényének egyenlete	$y = \frac{2}{N} \times \frac{m_{N/2}}{M_N} \times x$	$y = \frac{1}{N} \times \left( \frac{m_{N/2}}{M_N} + \frac{1}{2} \right) \times x + \frac{1}{2} \times \left( \frac{m_{N/2}}{M_N} \right) - \frac{1}{4}$
Megjegyzés: Az $n = N$ fagyasztási ciklusszámhoz tartozó, a lassulási feltételt kielégítő legnagyobb $m_N$ , illetve $m_N/M_N$ érték ( $Y_{MAX}$ , illetve $y_{MAX}$ ) az $n = N/2$ ciklusszámmal mért átlagos hámlási veszteség mért értékének ( $Y_{MIN} = m_{N/2}$ ), illetve mért fajlagos értékének ( $y_{MIN} = m_{N/2}/M_N$ ) a függvénye.		

Mind a szabványokon alapuló, mind a fenti továbbfejlesztett lassulási feltételekhez tartozó, az 1. – 4. ábrán poligonként (folytonos vonallal rajzolt hisztogramként) ábrázolt határvonalak függvényének (hisztogramjának) értelmezési tartománya igen szegényes, hiszen e függvények (hisztogramok) diszkrét (nem folytonos, hanem megszámlálható tagú) független változójának ( $x = n$ ) csak két értelmezhető tagja van, az  $x = n = N/2$  kezdő- és  $x = n = N$  záróérték.

A fagyasztási hámlás folyamata lassulásának vagy gyorsulásának bizonyossága a határvonalak függvénye értelmezési tartományának bővítésével, az  $x = n$  diszkrét független változó értelmezhető tagjai számának növelésével, azaz a hámlási veszteségek gyakoribb – például 7, esetleg 4 fagyasztási-olvasztási ciklusonkénti – mérésével növelhető.

## 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK, KÖVETKEZTETÉSEK

Cikkünkben a fagy-, illetve fagy- és olvasztósóálló betonok MSZ EN 138772:2013, SN EN 2061/NE:2013 és

MSZ 4798:2016 szabványok bevezette hámlasztásos fagyasztási lassulási feltétellel, valamint a lassulási feltételnek e szabványokon túlmenő továbbfejlesztésével foglalkoztunk.

A lassulási feltétel alkalmazásának értelme, hogy általa a hámlasztásos fagyasztás-olvasztási ciklusok betonkárosító hatására nem csak a vizsgálat végeredménye, hanem a hámlási folyamatának jellege alapján is lehet következtetni.

A fagyasztási hámlás folyamatának leírásához értelmeztük a hámlasztásos fagyasztási lassulás fogalmát, bevezettük a határvonal fogalmát, és a szabványos hámlasztásos fagyasztási lassulás feltételét e határvonal függvényének átalakításával továbbfejlesztettük.

A továbbfejlesztett lassulási feltétel alkalmazhatósága a szabványos lassulási feltétel alkalmazhatóságánál szélesebb körű, és figyelembevétele a fagy, illetve fagy- és olvasztósóállóság-vizsgálati eredmények szabványos értékelésénél árnyaltabb értékelésre ad lehetőséget, amellyel élni főképp kutatási eredmények elemzése és gyakorlati hasznosíthatóságuk tanulmányozása során érdemes.

## 5. KÖSZÖNET-NYILVÁNÍTÁS

A cikk szerzői köszönetet mondanak az NVKP 16-1-2016-0019 „Fokozott ellenállóképességű (kémiai korrózió- és tűzálló és fagyálló) beton termékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése” című pályázaton keresztül kapott kutatási támogatásért.

## 6. ACKNOWLEDGEMENT

Authors acknowledge the support by the Hungarian Research Grant NVKP\_16-1-2016-0019 “Development of concrete products with improved resistance to chemical corrosion, fire or freeze-thaw”.

## 7. HIVATKOZOTT SZAKIRODALOM

- Balázs L. Gy. – Kausay T. (2008), „Betonok fagy- és olvasztósóállóságának vizsgálata és követelmények – 1. Értelmezés”, *Vasbetonépítés*, X. évfolyam 2008/4. szám, pp. 127-135.
- Balázs L. Gy. – Kausay T. (2009), „Betonok fagy- és olvasztósóállóságának vizsgálata és követelmények – 2. Vizsgálat”, *Vasbetonépítés*, XI. évfolyam 2009/2. szám, pp. 55-65.
- Balázs L. Gy. – Kausay T. (2019), „Betontípusok, fogalmak, jelölések, újdonságok. Az MSZ 4798:2016, MSZ 4798:2016/1M:2017 és MSZ 4798:2016/2M:2018 betonszabvány néhány fejezetének értelmezése. 2. rész: Betonok szabványos jelölése, betontermék, bedolgozási konzisztencia, betontechnológiai munkameneterv”, *Vasbetonépítés*, XXI. évfolyam 2019/4. szám, pp. 97-110.



## 8. HIVATKOZOTT SZABVÁNYOK, MŰSZAKI SPECIFIKÁCIÓK

- MSZ 4798:2016 „Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon”
- MSZ 4798:2016/2M:2018 „Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon” Az MSZ 4798:2016 szabvány módosítása
- MSZ EN 13877-2:2013 „Betonburkolatok. 2. rész: Betonburkolatok rendeltetésnek megfelelő követelményei”
- MSZ CEN/TS 12390-9:2018 „A megszilárdult beton vizsgálata. 9. rész: Fagyállóság jégolvasztó sóval. Lehámlás” (Megjegyzés: A műszaki specifikáció alcíme két szempontból is félrevezető: egyrészt azért, mert a műszaki specifikáció szerint a fagyasztóközeg jégolvasztósó nélküli ionmentes víz is lehet; másrészt azért, mert a műszaki specifikációban az ún. kockavizsgálatot is tárgyalják, amellyel nem a felületi hámlás, hanem a térfogati mállás vizsgálendő.)
- CEN/TS 12390-9:2006 „Testing hardened concrete. Part 9: Freeze-thaw resistance. Scaling” Visszavont európai műszaki specifikáció
- EN 2061:2000 „Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity”
- EN 206:2013 „Concrete. Specification, performance, production and conformity”
- SN EN 206-1/NE:2013 Beton. Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Nationale Elemente NE zur Norm SN EN 206-1:2000

**Dr. Kausay Tibor** (1934) okl. építőmérnök (1961), vasbetonépítési szakmérnök (1967), egyetemi doktor (1969), a műszaki tudomány kandidátusa (1978), Ph.D. (1997), címzetes egyetemi docens (1985), címzetes egyetemi tanár a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken (2003), a *fib* Magyar Tagozat tagja (2000), az MTA gróf Lónyay Menyhért emlékérmese (2003), a Palotás László-díj birtokosa (2015). Tevékenysége a betontechnológiai és a kő- és kavicsipari kutatásra, fejlesztésre, szakértésre, oktatásra, szabványosításra terjed ki. Publikációinak száma mintegy 220.

**Dr. Nehme Salem Georges** (1963) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék oktatója. Fő érdeklődési területei: a beton porozítása, a betonok és öntömörödő betonok tartósságának összefüggése a porozítással, az öntömörödő betonok és acélszálás öntömörödő betonok alkalmazása a beton és vasbeton megerősítésében, az öntömörödő betonok tömegbetonként történő alkalmazási problémáinak megszüntetése. A Magyar Mérnöki Kamara (T1-01-9159), a *fib* Magyar Tagozat és a Szilikátipari Tudományos Egyesület tagja.

**Dr. Balázs L. György** (1958) okl. építőmérnök, mérnöki matematikai szakmérnök PhD, Dr. habil., egyetemi tanár, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék. MTA műszaki tud. kandidátusa. Fő kutatási területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), roncsolásmentes vizsgálatok. Speciális betonok és betétek: szálerősítésű betonok (FRC), nem acélszálú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, HPC, UHPC, LWC. Tűzállóságra való tervezés, tűzállóság fokozása. Fagyállóság fokozása. Kémiai ellenállóképesség fokozása. Tartósság. Használati élettartam. Fenntartható építés. Erőátadódás betonban, vasbeton tartók repedezettségi állapota. Fáradás. Lökésszerű terhelés. Nukleáris létesítmények. A *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) elnöke (2011-2012), jelenleg tiszteletbeli elnöke. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. Az Int. PhD Symp. in Civil Engineering alapítója. A *fib* Com 9 „Dissemination of knowledge” elnöke.

### FREEZE-THAW RESISTANCE OF CONCRETE WITH DECREASING DEGRADATION RATE

**Tibor Kausay – Salem G. Nehme – György L. Balázs**

Freeze-thaw resistance of concrete with or without deicing salts defined as scaling resistance is a long term process with increasing or decreasing tendencies which reached nowadays an increasing interest. The terminology: freeze-thaw resistance of concrete with decreasing degradation rate is itself a new terminology, we did not find a previous example of it. Present paper has been developed as part of the results of the Hungarian Research Grant Nr. NVKP 16-1-2016-0019 entitled “Development of concrete products with improved resistance to chemical corrosion, fire or freeze-thaw”. Our intention was to define freeze-thaw resistance of concrete possible with decreasing degradation rates and to formulate its conditions.

# MEGÉPÜLT VASBETONSZERKEZETEK MEGBÍZHATÓSÁGI ÉRTÉKELÉSE A FIB BULLETIN 80 ALAPJÁN



Várdai Attila

DOI: 10.32969/VB.2020.2.2

A megépült szerkezetek vizsgálata sok szempontból jelentősen különbözik az új szerkezetek tervezési feladattól. A tervezési előírásokkal szemben a meglévő tartószerkezetek értékelésének módszertana egyelőre nem általánosított, ugyanakkor már megjelentek olyan nemzetközi szabványok, melyek a tervezési előírásokkal azonos elméleti alapokon lehetővé teszik a megépült szerkezetek erőtanai vizsgálatát.

A Nemzetközi Betonszövetség (fib) kiemelten foglalkozik a meglévő tartószerkezetek vizsgálatának kérdéskörével. Cél, hogy a Model Code jövőbeni kiadásában (MC2020) már koherens modellt ismertessen a tervezőkkel a meglévő szerkezetekkel kapcsolatos beavatkozásokhoz és ez alapul szolgálhasson az Eurocode szabványok jövőbeni fejlesztéséhez.

Ennek a törekvésnek egyik lépéseként jelent meg a közelmúltban a megépült betonszerkezetek biztonsági tényezőiről és a tényezők származtatásáról szóló **fib Bulletin 80- Partial factor methods for existing concrete structures c.** kiadvány.

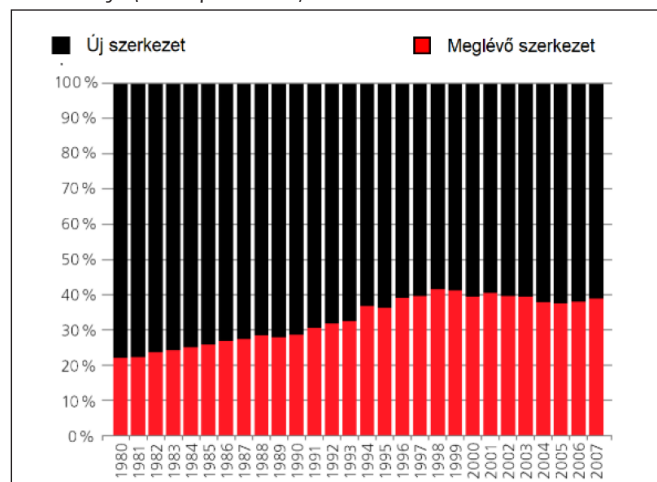
A szerző jelen cikkben a 2019. február hónapban Torinóban megtartott **fib Winter School** előadásai alapján ismerteti a **fib Bulletin 80**-ban javasolt számítási eljárásokat és szampélda segítségével hasonlítja össze a módszereket az Eurocode előírásokkal és a hazai gyakorlatban a megépült épületszerkezetek vizsgálatához alkalmazott TSZ01-2013 j. Műszaki Szabályzattal.

**Kulcsszavak:** fib Bulletin 80, parciális tényező, DVM, APFM, megbízhatósági index

## 1. BEVEZETÉS

Világszerte egyre nagyobb figyelem összpontosul a megépült tartószerkezetekkel kapcsolatos szabályozások kialakítására, illetve a meglévő előírások egységesítésére, hiszen az elmúlt évtizedekben a meglévő szerkezetekkel kapcsolatos beavatkozások aránya egyértelműen növekszik az új építőipari beruházásokhoz képest (1. ábra). Az Európai Unió is kiemelten kezeli a kérdést, az Európai Bizottság Közös Kutatóközpontjának (European Commission- Joint Research Centre- JRC) keretén

**1. ábra:** Meglévő épületekkel és műtárgyakkal kapcsolatos beavatkozások aránya [JRC Report- 2015]



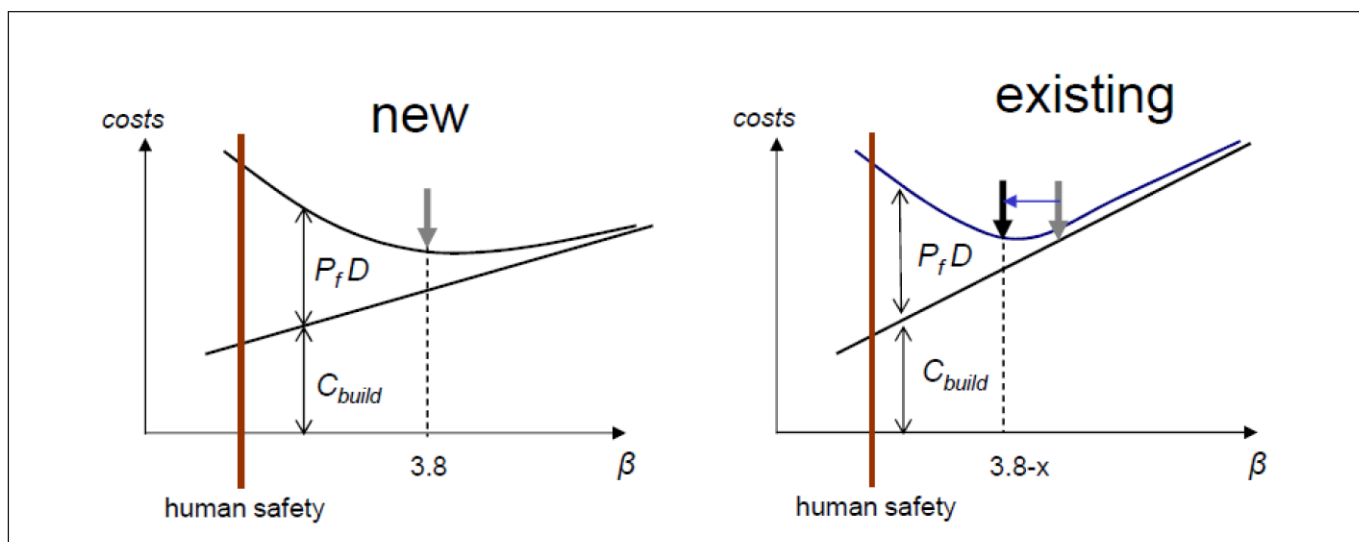
belül külön munkabizottság azonosítja az egyes tagállamok nemzeti szabályozásait és igyekszik közös keretrendszer adni a meglévő szerkezetek vizsgálatához.

A tervezési előírások és így a hazánkban is hatályos EC0 (MSZ EN 1990:2002) is a tönkremenetel következtében történő emberélet elvesztésének valószínűsége (*human safety*) és a szerkezet létesítését, illetve fenntartását, valamint esetleges tönkremenetelének anyagi hatását figyelembe vevő komplex költségek értékelése (*economical consideration*) mellett határozzák meg a szerkezetek biztonsági szintjeit, melyet az ún. megbízhatósági indexszel ( $\beta$ ) jellemeznek. A szabványokban megjelenő a teheroldali- és ellenállás oldali parciális (biztonsági) tényezők számszaki értékeit a megbízhatósági szint alapján határozták meg.

Az emberélettel kapcsolatos biztonsági korlátok jellemzően csekély referencia-időszakok mellett lehetnek mértékadóak, hosszabb tervezési időszak figyelembevétele mellett a gazdaságosság kritériumai a meghatározóak.

Az elhalálózással kapcsolatos kritériumok a szerkezet új- vagy meglévő jellegétől alapvetően függetlenek. Egy balesetben történő elhalálózás valószínűsége fejlett országokban (az ISO 2394:1998 alapján)  $10^{-4}$ ; egyértelmű, hogy a szerkezetek tönkremenetele ennél csak kisebb valószínűséggel engedhető meg, jellemzően egy-két nagyságrenddel kisebb valószínűségek járatosak (az Eurocode-ok szerinti teherbírási követelményeket kielégítő tartószerkezetek kockázati szintje  $10^{-4}$ - $10^{-5}$  értékeknél kell, hogy kisebb legyen). A **fib Bulletin 80** javasolt eljárásaiban





2. ábra: Új- és meglévő szerkezet optimális biztonságának értelmezése (Caspelle- 2019)

$10^{-5}$  értéket vettek figyelembe. A fenti, ún. egyéni kockázat (*individual risk*, IR) mellett az ún. „csoportos kockázatot” (*group risk*, GR) is szokás figyelembe venni. Utóbbi eset a társadalmi megítéléseket igyekszik számszerűsíteni, mely alapján a nagyszámú áldozattal járó események elkerüléséhez rendelhető magasabb biztonsági szint, hiszen például egy 10 halálos áldozatot követelő szerkezeti tönkremenetel társadalmi megítélése jelentősen eltér 10, egyenként egyetlen emberéletet követelő szerencsétlenségétől (melyek a hírekben sem feltétlenül jelennek meg).

A megbízhatósági index értékét az Eurocode tervezési szabványok a szerkezet funkciójából levezethető kárhányad szerinti – CC1...CC3 – osztályok (*consequence class*) és az ezekből képzett – RC1...RC3 – megbízhatósági osztályok (*reliability class*) alapján adják meg, különböző referenciaidőszakokra (tervezési élettartamokra) vonatkozóan. Például lakó- és irodaházak esetén, 50 éves tervezési élettartamra az EC0 B melléklete a megbízhatósági index minimális értékére  $\beta=3,8$ -et javasol. Az egyes Eurocode-kötetek bevezető fejezeteinkben deklarálják, hogy az adott kötetben szereplő parciális tényezők mely megbízhatósági szintnek felelnek meg (az MSZ EN 1992-1-1:2010 szerint vasbetonszerkezetek esetén például ez RC2-vel azonos).

Könnyen belátható, hogy az új és a megépült szerkezetek esetén a megbízhatósági szintek nem lesznek (nem lehetnek) azonosak. A tartószerkezetek tervezésének fázisában a biztonság egyszerűen fokozható (pl. robusztus kialakítással, az anyagminőség megválasztásával stb.). Ebben az esetben a tervezési élettartam is jól azonosítható, illetve előírhatóak (és a megválasztott megbízhatósági szint függvényében elő is írandók) a gyártás és a kivitelezés minőségének szigorú ellenőrzésére vonatkozó utasítások.

A betonszerkezetek kivitelezéséről szóló MSZ EN 13670:2010 (de akár az acélszerkezetek gyártásáról és szereléséről rendelkező EN 1090-es sorozat, illetve a betonjavításokról szóló MSZ EN 1504-es sorozat is) az Eurocode szerinti ellenőrzési osztályoknak (*inspection level*) megfelelően definiálja a kivitelezési (illetve kivitelezés-felülvizsgálati) osztályokat, azonosítja az ehhez szükséges (adott esetben független) ellenőrző szervezetet és megadja a kivitelezéssel kapcsolatos elfogadási/átvételi követelményeket. Természetesen a biztonsági szint eléréséhez a minőségbiztosítás keretében a tervellenőrzés szintje (*design supervision level*) is növelhető. Az Eurocode a kivitelezés felülvizsgálati osztályainak segítségével szoros kapcsolatot teremt a kivitelezésre vonatkozó szabványokkal és ezzel koherens keretrendszert teremt, melyet

helyesen alkalmazva magasabb színvonalú szerkezet valószínűsíthető meg (és kizárhatóvá válnak például az egyértelműen szakmaiatlan, dilettáns megoldások). Sajnos a hazai tervezői gyakorlat számára a kivitelezési követelmények előírása nem általános és az EUROCODE-alapú tervezés gyakran kimerül az erőtani számítások EC-szerinti végrehajtásában.

Egy megépült szerkezet biztonságának utólagos fokozására azonban a fentieknél sokkal kevesebb lehetőség adódik, a meglévő szerkezet adottságai és kötöttségei miatt. A szükségesé váló beavatkozások egy új szerkezethez viszonyítva jellemzően jóval nehezebben kivitelezhetőek és ezzel együtt költségesebbek is. A fajlagosan nagyobb kivitelezési költségek és a járulékos funkcióvesztések (pl. szerkezeti beavatkozások alatti bérlemény-lezárások, hidak megerősítése során a forgalom elterelése stb.) okozta többlet-költségek miatt a komplex költségek minimuma egy új szerkezetekhez viszonyítva eltérő optimális megbízhatósági szintet eredményez (2. ábra).

Meglévő szerkezetek esetén a figyelembe veendő referenciaidőszak sem feltétlenül definiált, illetve, ha igen, akkor az a tervezési szabványokban értelmezettől szintén jelentősen eltérő lehet.

## 2. A MEGBÍZHATÓSÁGI SZINT MEGHATÁROZÁSA

A megbízhatósági index az alábbi módon számítható:

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (1)$$

Itt  $\phi$  a normális eloszlásfüggvény,  $P_f$  pedig a tönkremenetel bekövetkezési valószínűsége.

A megbízhatósági osztályokat a *fib Bulletin 80* alapvetően az EC0-val azonosan értelmezi. Ennek megfelelően az 1. táblázat is az EC0 B2. táblázata alapján készült, az ott szereplő (új szerkezet tervezésére vonatkozó) megbízhatósági indexet  $\beta_{new}$  jelöli.

Meglévő szerkezetek felülvizsgálatakor értékelni kell az adott szerkezet állapotát és dönteni kell az esetleges beavatkozások szükségéről. Ehhez a döntéshez  $\beta_0$  megbízhatósági index rendelhető. Amennyiben szerkezeti beavatkozás szükséges, úgy az állagfokozó beavatkozást (*upgrade*)  $\beta_{up}$  megbízhatósági szinten kell elvégezni. Az 1. táblázatban jól látható, hogy  $\beta$  maximális értéke a tervezés állapotához tartozik, az 1. fejezet indoklása alapján az utólagos felülvizsgálatok és szerkezetmegerősítések kisebb megbízhatósági szinten végezhetőek.

1. táblázat: A megbízhatósági index javasolt értékei

Kárhányad szerinti osztály	Megbízhatósági osztály	$\beta_{new}$		$\beta_0$	$\beta_{up}$
		1 éves referenciadőszak	50 éves referenciadőszak		
CC3	RC3	5.2	4.3	2.8	3.8
CC2	RC2	4.7	3.8	2.3	3.3
CC1	RC1	4.2	3.3	1.8	2.8

A *fib Bulletin 80* tartalmaz továbbá diagramokat a  $\beta$ -érték további finomítására, melyekben a kárhányad-osztályok alapján olvasható le a számításhoz javasolt érték; épületek esetén a vizsgált szerkezeti elem tönkremenetele esetén összeomló fődémterület nagysága (*collapsed area*,  $A_{col}$ ), hidak esetén a hídszerkezet hossza (*collapsed bridge length*-  $S$ ) függvényében, különböző referenciadőszakokhoz. Ezek a diagramok a gazdasági megfontolásokon túl tartalmazzák az életvesztéssel kapcsolatos egyéni- és csoportos kockázatokat is.

A kiadvány szerzői alapvetően javasolják az éves tönkrementeli valószínűségek alapján történő értékelést (hosszabb időszakok vizsgálatok az állagromlás hatása jelenleg nem vehető megfelelően figyelembe).

Természetesen a tönkremenetel tényleges gyakorisága (ahogyan arra az MSZ EN 1990 is külön felhívja a figyelmet) erősen függ az emberi hibáktól (meglévő szerkezetek károsodásainak jelentős hányada üzemeltetői gondatlanság, vagy a karbantartás tartós elmaradásának következménye), melyek a parciális tényezők módszerével nem vehetők figyelembe. Emiatt a megválasztott  $\beta$  index nem szükségszerűen jelzi a tartószerkezeti tönkremenetel tényleges gyakoriságát.

### 3. A PARCIÁLIS TÉNYEZŐK SZÁRMAZTATÁSA, A TERVEZÉSI ÉRTÉK MÓDSZER (DVM)

A parciális tényezőket valószínűségelméleti alapon, jellemzően az ún. elsőrendű megbízhatósági módszerrel (*first order reliability method*, FORM) számítják. Az alkalmazott módszer elméleti alapjairól többek között az EC0 C jelű melléklete és az ISO 2394:2015 is informál.

Ebben az értelmezésben a teherbírás- és hatás-jellegű mennyiségek is független változók, melyek tervezési értéke - normál eloszlás feltételezése mellett – az alábbi módon írható fel:

$$R_d = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad (2a)$$

$$E_d = \mu_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E \quad (2b)$$

ahol  $\mu_R$  és  $\mu_E$  a vizsgált ellenállás- és hatás oldali változó jellemző értéke;  $\sigma_R$  és  $\sigma_E$  ezen változók szórása;  $\beta$  a megbízhatósági index;  $\alpha_R$  és  $\alpha_E$  pedig az ellenállás- és teheroldali ún. érzékenységi tényezők (*sensitivity factors*). Utóbbi értékeire a *fib Bulletin 80* a 2. táblázat szerinti ajánlást adja.

A *fib Bulletin 80* a parciális tényezők számításával történő meghatározását Tervezési Érték Módszernek (*Design Value Method*- DVM) nevezi, meglévő szerkezetek felülvizsgálata esetén a Vizsgálati Érték (*Assessment Value*) is gyakran használt kifejezés, bár ennek egyelőre nincsen egységesített terminológiája.

2. táblázat: Érzékenységi tényezők javasolt értékei

domináns változó				nem-domináns változó	
0.16 < $\sigma_E/\sigma_R$ < 7.6		egyéb esetben		$\alpha_R$	$\alpha_E$
$\alpha_R$	$\alpha_E$	$\alpha_R$	$\alpha_E$	$\alpha_R$	$\alpha_E$
0.8	-0.7	maxhoz $\pm 1.0$ , minhez $\pm 0.4$		0.32	-0.28

### 3.1. Az ellenállás biztonsági tényezője

Az ellenállás-oldali biztonsági tényező – az EC0-ban ismertett eljáráshoz hasonlóan – tartalmazza az *anyagjellemzők bizonytalanságát*, de magába foglalja az *ellenállás számításának bizonytalanságait* is. Általános esetben a biztonsági tényező az alábbi formában írható fel.

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m \quad (3)$$

ahol  $\gamma_{Rd}$  az ellenállás meghatározásának bizonytalanságát,  $\gamma_m$  pedig az anyagjellemzők bizonytalanságát figyelembe vevő tényezők, a számításukra javasolt összefüggéseket normál- és lognormál eloszlások figyelembevétele mellett a 3. táblázat ismerteti. Előbbi tényező további két, jól elkülöníthető részre is felbontható, ugyanis a számítás bizonytalanságát a számítási modell bizonytalansága ( $\gamma_{Rd,1}$ ), illetve a vizsgált elem geometriai bizonytalansága ( $\gamma_{Rd,2}$ ) együttesen alkotja.

A számításokhoz közelítőleg alkalmazható értékeket a 4. táblázat tartalmazza. Itt megfigyelhető, hogy az általánosan feltételezhető anyagoldali bizonytalanságok mellett,  $\beta=3,8$  megbízhatósági szinten a DVM-el meghatározott parciális tényezők az Eurocode-ban alkalmazott értékekkel jól egyeznek. Látszik ugyanakkor az is, hogy a számítási bizonytalanságot reprezentáló  $\gamma_{Rd,i}$  tényezők értékei azonos megbízhatósági szinten meglévő szerkezet vizsgálatok a tervezés során figyelembe vettél magasabbak lehetnek, tehát nagy relatív szórással (variációval) rendelkező anyagminőség esetén könnyen az Eurocode-ban foglaltaknál magasabb biztonsági tényezők adódhatnak.

A 4. táblázat megadja a meglévő szerkezetek ellenállásának meghatározásához szükséges variációs tényezőket (relatív szórás-  $V_{OR}$ ) is. A feltüntetett értékekből egyértelmű, hogy a számított biztonsági tényezőt az alapadatok megbízhatósága jelentősen befolyásolja. Nem egyértelmű tervadatok és/vagy a méretek helyszíni felmérésének hiánya esetén jelentős geometriai bizonytalanságot szükséges feltételezni.

A 3. táblázat szerinti összefüggések segítségével, lognormál eloszlás feltételezése mellett a megbízhatósági index függvényében kiszámított  $\gamma_{Rd}$  tényezőket a 3. ábra mutatja. Megfigyelhető, hogy a 4. táblázatban javasolt  $\gamma_{Rd,i}$  értékek megközelítőleg a  $\beta=3.8$  megbízhatósági szintnek megfelelő közelítést tesznek lehetővé (a 4. táblázat szerinti  $\gamma_{Rd,1}$  és  $\gamma_{Rd,2}$  szorzatok értékeit a diagramon feltüntettem).

Lognormál eloszlás esetén  $\gamma_M$  parciális tényező változását az anyagminőség relatív szórásának ( $V_M = \sigma_M/\mu_M$ ) függvényben a

3. táblázat: Ellenállás-oldali biztonsági tényezők számítása

$\gamma_{Rd}$	$\gamma_m$	eloszlás
$\frac{1}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_{OR}}$	$\frac{\mu_x(1 - 1.645 \cdot V_x)}{\mu_x(1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	normál
$\frac{1}{\exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_{OR})}$	$\frac{\mu_x \cdot \exp(-1.645 \cdot V_x)}{\mu_x \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	lognormál

4. táblázat: Ellenállás-oldali biztonsági tényezők értékei és figyelembe veendő variációs tényezők

szerkezet	V <sub>x</sub>	Beton	Betonacél	megjegyzés
		V <sub>m</sub>	1.39	
új szerkezet	V <sub>Rd,1</sub>	1.05	1.025	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	V <sub>Rd,2</sub>	1.05	1.05	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	V <sub>M</sub>	1.53	1.16	EUROCODE $\gamma_c$ és $\gamma_s$ értékeivel ~egyeznek
meglévő szerkezet	V <sub>x</sub>	számolandó		mintavétel és anyagvizsgálatok- kísérleti eredmények
	V <sub>m</sub>	számolandó		számítás, 3. táblázat és 4. ábra szerint
	V <sub>Rd,1</sub>	1.10	1.025	közéltő érték
	V <sub>Rd,2</sub>	1.10	1.05	közéltő érték- bizonytalan geometriai adatok esetén
		1.00	1.00	közéltő érték- elhanyagolható geometriai bizonytalanságnál
V <sub>BR</sub>	14%	6%	jelentős geometriai bizonytalanság esetén	
	8%	2%	ha a geometriai bizonytalanság elhanyagolható	



4. ábra mutatja be. Az ábrázolt esetekben az anyagjellemzőkkel kapcsolatos bizonytalanságok dominánsok, míg a számítási modell bizonytalanságai nem domináns hatások. Amennyiben az Eurocode szerinti,  $\beta=3.8$  értékű megbízhatósági szinthez tartozó parciális tényezőket kívánjuk a DVM alapján számítani, úgy az alábbi értékeket kapjuk beton (4a) és betonacél (4b) esetén:

$$\gamma_C = \gamma_{Rd,c} \cdot \gamma_{m,c} = 1,21 \cdot 1,23 = 1,49 \sim 1,50 \quad (4a)$$

$$\gamma_S = \gamma_{Rd,s} \cdot \gamma_{m,s} = 1,08 \cdot 1,07 = 1,15 \quad (4b)$$

Tehát a módszer azonos kiindulási feltevések mellett képes az Eurocode szerinti értékek reprodukálására, de rugalmasan kezelni tud eltérő kiindulási feltételeket is, ami különösen a szerkezeti diagnosztikai eredményeinek figyelembevételkor jelent rendkívüli előnyt. Megfelelő számban elvégzett feltárások és anyagvizsgálatok ugyanis amellet, hogy például egyedileg meghatározhatóvá teszik a vizsgált anyag jellemző szilárdságát, a figyelembe vett biztonsági tényező redukálását is lehetővé tehetik, kedvező esetben könnyítve (vagy lehetővé téve) a meglévő szerkezet igazolását. Bizonytalan anyagjellemzőkkel rendelkező szerkezeti elem esetén pedig lehetősége nyílik a Mérnöknek az elvárt többletbiztonság matematikailag megalapozott módon történő előírására.

Meglévő szerkezetek értékelése esetén az egyik legnagyobb bizonytalanságot gyakran a korróziós károsodások értékelése okozza. Jelenleg is kiterjedt kutatások zajlanak a különböző korróziós hatások felderítésének és elsősorban erőtani hatása értékelésének pontosítására. Ez irányú kutatások azonban még csak kisszámban dolgoztak ki modelleket a hatások számszerűsítésére és ezen modellek validálása sem teljeskörű még.

A *fib Bulletin 80* egyik mellékletének részeként összefoglalták a közelmúlt néhány, korróziós problémákra fókuszált

kísérletének eredményét és megadták az ezek alapján felvehető módosító tényezőket. A szerző véleménye szerint ugyanakkor ebben a kérdésben javasolt észszerű konzervativizmussal eljárni.

### 3.2. A terhelések biztonsági tényezője

A *fib Bulletin 80* eljárásai csak a tartós- és ideiglenes tervezési állapotok „hagyományos” terhelései esetére tartalmaznak megfontolásokat, a rendkívüli terhelések esetét nem tárgyalják. A szerkezetek szeizmikus felülvizsgálatára és értékelésére (egyetlen nem tervezési szabványként) az Eurocode külön szabványkötetet tartalmaz (MSZ EN 1998-3:2011), így meglévő tartószerkezetek földregésállóság vizsgálata szabványoldaltól megoldott.

A terhekkel kapcsolatos, tudományos szintű, valószínűségelméleti vizsgálatok napjainkban is aktívak és ezek az Eurocode-ok tervezett aktualizálása miatt ma kiemelt kutatási területet jelentenek (Dr. Rózsás Árpád révén a nemzetközi kutatómunka közvetlen magyar részvétellel zajlik).

Meglévő- és új szerkezetek terheléseinek figyelembevételkor érdemi (elvi) különbség elsősorban az állandó jellegű hatások esetén jelentkezik. Egy meglévő szerkezet jól felmérhető, diagnosztikai vizsgálatokon keresztül mind a geometriai adatok, mind az anyagok testsűrűsége megismerhető és az ebből adódó bizonytalanság csökkenthető.

A teher-oldali biztonsági tényező felépítése a (3) képlethez hasonlóan az alkalmazott számítási modell bizonytalanságát ( $\gamma_{Ed}$ ) és a modellezett változó (állandó-, vagy esetleges terhelés) értékében jelentkező bizonytalanságot ( $\gamma_g$  vagy  $\gamma_q$ ) veszi figyelembe.

$$\gamma_G = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_g \quad (5a)$$

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_q \quad (5b)$$

A számítási modell bizonytalansága a *fib Bulletin 80* javasolt eljárása szerint független a teher állandó-, vagy esetleges jellegétől, de azt befolyásolja a terhelés által okozott igénybevétel jellege és természetesen a vizsgálat során figyelembe vett megbízhatósági szint. Meghatározására az alábbi (6) összefüggés használható.

$$\gamma_{Ed} = \left( \frac{\mu_{\theta E}}{\theta_{Ek}} \right) \exp(-\alpha_E \cdot \beta \cdot V_{\theta E}) \quad (6)$$

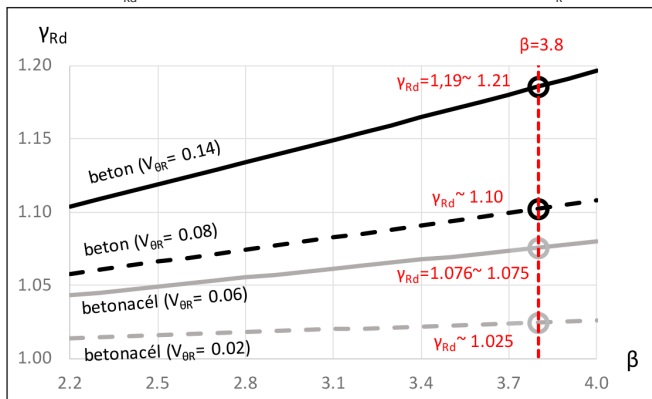
A (6) összefüggés szerint a megbízhatósági index függvényében számított értékeket kedvezőtlen- és kedvező értelmű terhelés esetén az 5. ábra szemlélteti.

Az állandó terhelések tényleges értékének bizonytalanságát figyelembe vevő  $\gamma_{Ed}$  tényező a (7) összefüggés alapján határozható meg. A terhelés relatív szórása függvényében számított értékeket kedvezőtlen- és kedvező értelmű állandó terhelések esetén a 6. ábra mutatja.

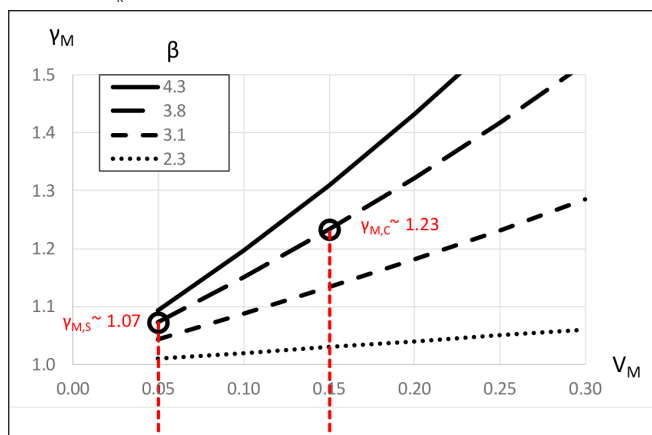
$$\gamma_g = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_g \quad (7)$$

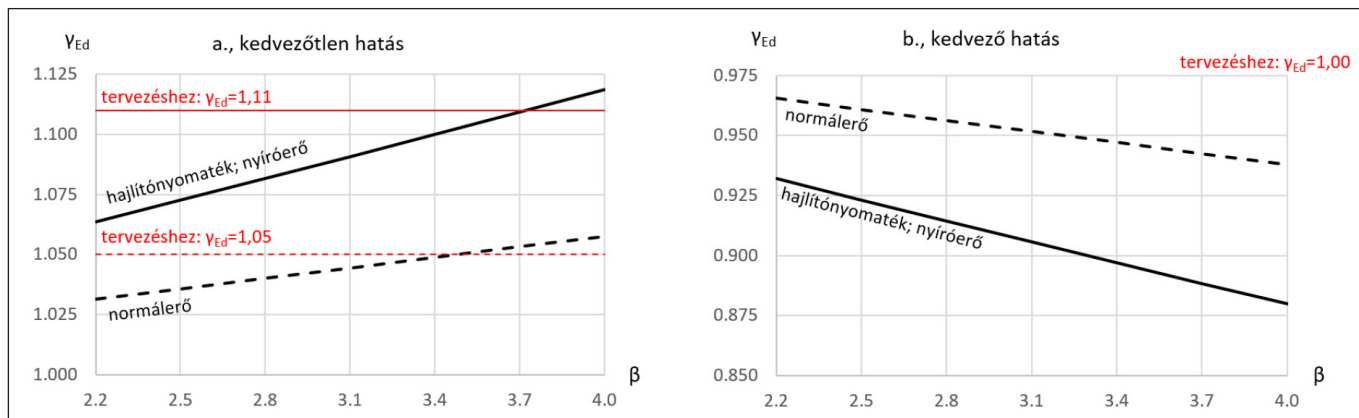
Az állandó terhek parciális tényezője esetén a teheradatok értékének bizonytalansága a domináns hatás. A (6) ábrán kiszámított értékek alapján belátható, hogy pl. bizonytalan (nagy relatív szórású) tömegadatokkal rendelkező épületszerkezet önsúlyterhe adott esetben az Eurocode szabványoknál jóval magasabb biztonsági tényezővel vehető csak figyelembe, illetve megfigyelhető, hogy a vizsgálathoz választott megbízhatósági szint különösen a magas relatív szórások mellett okoz a teherértékekben jelentős számszaki különbségeket.

3. ábra: A  $\gamma_{Rd}$  parciális tényező változása  $\beta$  függvényében ( $\alpha_R=0.32$ )

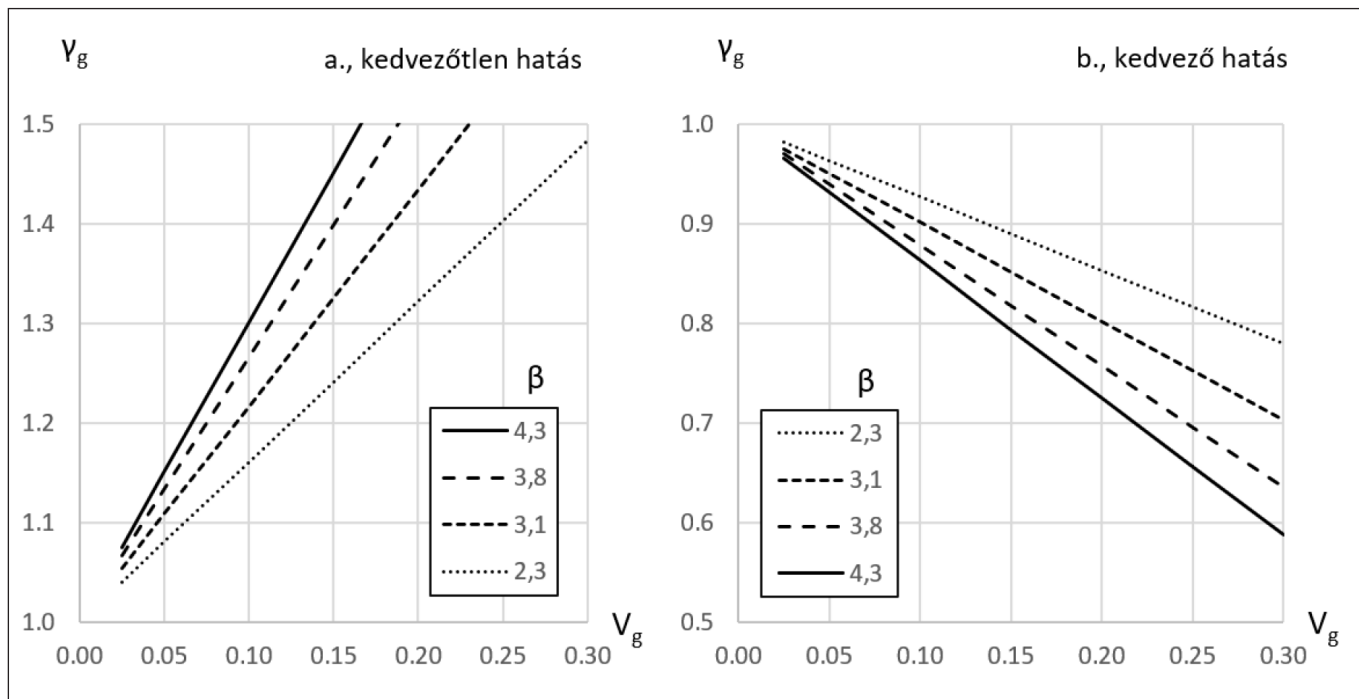


4. ábra: A  $\gamma_{m,c}$  parciális tényező változása a  $V_{m,c}$  variációs tényező függvényében ( $\alpha_R=0.80$ )





5. ábra: A  $\gamma_{Ed}$  parciális tényező változása a megbízhatósági szint függvényében; a., kedvezőtlen hatás ( $\alpha_E = -0.28$ ) és b., kedvező hatás ( $\alpha_E = 0.32$ ) esetén



6. ábra: A  $\gamma_g$  parciális tényező változása a variancia függvényében; a., kedvezőtlen hatás ( $\alpha_E = -0.70$ ) és b., kedvező hatás ( $\alpha_E = 0.32$ ) esetén

Az esetleges terhelések esetén jellemzően nem áll többlet-információ az eljáró Szakértő rendelkezésére az új szerkezet tervezéséhez viszonyítva, azonban a DVM segítségével a meglévő szerkezetek vizsgálatához választott megbízhatósági szint és referencia-időszak (a szerkezet további élettartama- *working life*) ismeretében a figyelembe vett esetleges terhelések nagysága is módosítható, ezért a **fib Bulletin 80** részletesen elemzi az egyes esetleges terhelések képzésének módját.

Az egyes tehereseteken belül is megkülönböztethetők időfüggő és a tehermaximumot reprezentáló változók és jellemzően az ezen változók figyelembevételéhez alkalmazott eloszlásfüggvények sem azonosak, tehát a  $\gamma_q$  tényező csak összetettebb számítások segítségével pontosítható, meteorológiai hatások esetén a lokális mérési eredmények figyelembevétele mellett. A Kárpátok éves hómaximumairól például dr. Rózsás Árpád írt a közelmúltban doktori értekezést (Rózsás 2016), több évtized időtartamot felölelő, lokális adatsorok felhasználásával.

A **fib Bulletin 80** tartalmaz eljárást a szél-, hó-, hasznos- és járműterhek parciális tényezőinek számszerűsítéséhez, de jelen cikknek az ehhez szükséges összefüggések ismertetése nem tárgya. Tipikus magasépítési vasbetonszerkezetek esetén az erőjátékot jellemzően az állandó hatások dominálják, ezért az esetleges terhelés figyelembevételekor esetlegesen elkövetett „nagyvonalúság” (mely jelen esetben például közvetlenül az Eurocode szerinti terhelések figyelembevételelét jelenti) kisebb hatású.

## 4. A PARCIÁLIS TÉNYEZŐK BESZABÁLYZÁSÁNAK MÓDSZERE (APFM)

A Tervezési Érték Módszer (DVM) a figyelembe vett változók (és eloszlások) egyedi értékelésén alapuló, de alapvetően a nemzetközi gyakorlatban elfogadott metodika alapján kidolgozott, általános módszer. Alkalmazása sok esetben komplex mérlegelést kíván és a mindennapi szakértői gyakorlatban alkalmazása körülményes lehet (bár a javasolt algoritmusok könnyen parametrizálhatók, így gondos előkészületeket követően a módszer alkalmazhatósága is egyszerűsíthető).

A **fib Bulletin 80** szerzői kidolgoztak egy egyszerűsített módszert is a meglévő vasbetonszerkezetek vizsgálatára. Ez az eljárás alapvetően az új szerkezet tervezési helyzetét és az ehhez rendelt parciális tényezőket veszi alapul, majd a meglévő szerkezet sajátosságai (esetlegesen azzal kapcsolatban pontosított információk) alapján vezet be módosító tényezőket, melyek segítségével a módosított biztonsági tényezők már a meglévő szerkezetekre is elvi ellentmondás nélkül használhatóvá válnak. Az eljárást kidolgozói a *parciális tényezők szabályzásának módszere*-ként (*adjusted partial factor method*, APFM) nevezték el.



Az APFM módosított parciális tényezője az alábbi, általános összefüggés segítségével írható fel.

$$\gamma_x = \omega_\gamma \cdot \gamma_{x,new} \quad (8)$$

ahol  $\omega_\gamma$  a módosító tényező,  $\gamma_{x,new}$  pedig az  $x$  változóhoz tartozó, Eurocode szerinti parciális tényező.  $\omega_\gamma$  értékének meghatározásához a **fib Bulletin 80** megadja a szükséges összefüggéseket is, azonban ezek használata önmagában nem vezetne a DVM-nél egyszerűbb megoldásra. A módszer gyakorlati alkalmazhatósága abban rejlik, hogy előre definiált (jellemzően konzervatív) premfeltételek esetén a kiadvány szerzői meghatározták a  $\omega_\gamma$  tényező értékeit és azt grafikonok formájában publikálták.

A módosító tényező segítségével szintén figyelembe vehető a tervezési helyzettől eltérő megbízhatósági szint és referencia-időszak, illetve a vizsgált szerkezet szilárdságával és terheléseivel kapcsolatban esetlegesen rendelkezésre álló többletinformáció is. Az APFM kétféle módon használható. Az 'A' módszerben az Eurocode által definiált karakterisztikus értékű terheket vehetjük figyelembe a beszabályozott parciális tényezőkkel, a 'B' módszer esetén azonban a biztonsági tényező mellett a meglévő szerkezet terheléseinek karakterisztikus értékét is alternatív módon határozhatjuk meg.

A jelen cikk a **fib Bulletin 80** kiadványban közreadott grafikonokat tételesen nem tartalmazza, de a mintapéldához felhasznált diagramok a cikk későbbi fejezetében megtalálhatók (8. ábra).

## 5. A DVM ÉS APFM ÖSSZEHASONLÍTÁSA

A **fib Bulletin 80** szerzői a meglévő szerkezetek vizsgálatához használható módszereket értékelték és komplexitásuk alapján azokat rangsorolták. A módszerek összetettségével arányosan növekszik az azokkal elérhető pontosság is.

Legegyszerűbb az APFM eljárása, valamivel összetettebb és általánosabb a DVM, amit követően a számítás Teljes Valószínűségi Eljárással (*Full-Probabilistic Method*), vagy egy akár azt is kiegészítő költségoptimalási eljárással (*Expected Cost Optimization*) végezhető el. A gyakorló mérnökök számára az első két módszer alkalmazása javasolt, illetve elvárható.

Mindkét, a jelen cikkben is röviden bemutatott módszer koherens, viszonylag könnyen alkalmazható és illeszkedik a tervezéshez is alkalmazott szabványok keretrendszeréhez, ugyanakkor lehetséges általuk alternatív megbízhatósági szintek és referencia-időszakok, valamint az ellenállásra/terhelésre vonatkozó többlet-információk figyelembevétele.

Az APFM az előre rögzített premfeltételek miatt kevésbé szubjektív és kiegészítő mérési eredmények nélkül is alkalmazható, ugyanakkor egyes esetekben ez láthatóan konzervatív eredményre vezet, a szerzők megfogalmazásában ez az egyszerűsített eljárás „robustusabb”.

A DVM segítségével a szerkezet-specifikus információk (pl. diagnosztikai eredmények) kielégítően kezelhetők és a megbízhatósági szint pontosan beállítható. A változók felvétele és a figyelembe vett eloszlások milyensége a számított értékekre nagy hatással van, ezért a módszer „szabadsága” az alkalmazóra nézve nagyobb felelősséggel is jár. Ennek tudatában a **fib Bulletin 80** az esetek többségében egyértelmű javaslatokat fogalmaz meg a módszer szakszerű és konzervatív használatához.

A két módszer az ellenállások, illetve állandó terhek ( $\gamma_m$  és  $\gamma_g$ ) parciális tényezőit gyakorlatilag azonos eredménnyel szol-

gáltatja, az ezekhez tartozó (számítási bizonytalanság figyelembe vevő)  $\gamma_{Rd}$  és  $\gamma_{Ed}$  parciális tényezők esetében kismértékű különbséget ad. Az esetleges terhek  $\gamma_q$  parciális tényezőjének meghatározásában érzékelhető a különbség a két eljárás közt.

## 6. HAZAI SZABÁLYZATOK

A meglévő tartószerkezetekkel kapcsolatosan nem megkérdülhető, hogy létezik a témában hatályos hazai előírás. Hidak esetén ez az *e-UT 08.01.61* j. (Hídvizsgálat I.- Megépült közúti hidak teherbírás-vizsgálata című) Útügyi Műszaki Előírás, magasépítési tartószerkezetek esetén pedig a *TSZ01-2013* j. (Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata és tervezési elvei című) Műszaki Szabályzat.

Alapelveit tekintve a két dokumentum azonos, sőt nagyrészt szövegezésüket tekintve is egyezők. Gyakorlat-orientált szabályzatok, melyek évtizedek óta alapvetően változatlan formában a tervezői gyakorlat részei (a TSZ01-2013 elődje az MI 15011 j. Műszaki Irányelv, melyet 1988-ban adtak ki-tartalma a jelenleg hatályos Műszaki Szabályzattal egyező, a közelmúltban leginkább az alkalmazott jelölések egységesítését végezték el az Eurocode-dal összhangban).

Kritikaként fogalmazható meg, hogy egyik hazai előírás/szabályzat sem definiálja a figyelembe vett megbízhatósági szinteket és nem található bennük koherens keretrendszer a biztonsági tényezők meghatározásához. Egyedül Körmöczi Ernő 2017. évi MMK továbbképzésen tartott előadásában (Körmöczi 2017) jelenik meg explicit a TSZ01-ben figyelembe vett biztonsági szint kérdése, ahol a szerkezeti tönkremenetel kockázatára előadó  $2,8 \times 10^{-4}$  értéket, a  $\beta$  indexszel analóg ( $m$ ) megbízhatósági számra pedig 3,45 értéket adott meg (a számításokat Mistéth (2001) alapján elvégezve). A DVM és APFM bemutatása alapján a két szabályzat a valóságban nem is minden esetben a feltüntetett biztonsági szintet reprezentáló tényezőket alkalmazza (lásd mintapélda).

Az időközben bekövetkezett szabványváltozások (Eurocode-ok bevezetése) miatt az *e-ÚT 08.01.61* és a *TSZ01-2013* alapvetően változatlan előírásainak többsége nem tekinthető korszerűnek (több, mára aktualitását veszített hivatkozás szerepel az anyagokban).

A szerkezet állapota ezen szabályzatok szerint lehet *megfelelő, tűrhető*, vagy *veszélyes* (a kategorizáláshoz szükséges követelmények mindkét dokumentumban egyértelműen megjelennek).

Az erőtani számításokat hidak esetén a vizsgálat idején hatályos (aktuális) szabvány, épületek esetén a vizsgálatkor, illetve állapotörögzítés, vagy kisebb beavatkozás esetén az építés idején hatályos előírások alapján lehet végezni (komolyabb átalakítások/bővítések esetén épületekre is csak az aktuális szabványkörnyezet vehető figyelembe).

A *megfelelő állapot* (egyik) feltétele az erőtani követelményeknek való megfelelés, ami a fentiek alapján az esetlegesen eltérő szabványkörnyezet miatt önmagában ellentmondásos kritériumokra vezethet. A *tűrhető állapot* kijelentéséhez a teherbírási határállapotok megfelelőségét a terhelések alapértékű kombinációjára (tehát karakterisztikus teherszinten) kell tudni igazolni. Mivel az Eurocode-ok bevezetésével a teher-alapértékek is változtak, ezért itt sem feltétlenül egyértelmű, hogy a vizsgálat milyen megbízhatósági szinthez tartozik. Tűrhető állapotú szerkezet esetén korlátozott használati időtartamot kell előírni.

Az erőtani vizsgálat fenti követelményei az eljáró szakértő számára jól alkalmazhatók; a felülvizsgálatkor figyelembe vett kisebb biztonsági szint (alapértékű terhek) és a redukált

referencia-időszak pedig alapelvét tekintve analóg a *fib Bulletin 80* javasolt metodikájával is, azonban a megbízhatóság szintjének megválasztására a szakértőnek a hatályos előírás/szabályzat rendszerében nincs lehetősége, ami rugalmatlanná teszi a műszaki vizsgálatok értékelését.

További kritika a hatályos előírásainkkal szemben, hogy az anyagvizsgálatokra adott javaslataik sok esetben elavult szabványokon, illetve módszereken alapszanak, ennek következtében a diagnosztikai vizsgálatok kiértékelése sem (legalábbis nem minden esetben) a hatályos szabványrendszerek szerinti módszer alapján történik (így a számításokban ez is vezethet elvi ellentmondásra).

Az e-UT08.01.61 és a TSZ01-2013 teljeskörű, érdemi revíziója időszerű és indokolt. A DVM, vagy APFM javasolt eljárásain keresztül a hatályos hazai előírások megfelelő, a nemzetközi trendekkel egyező irányba volnának átalakíthatók. A szabályzatok fejlesztésével kapcsolatban az Eurocode-ok jövőbeni revíziója és meglévő szerkezetek vizsgálatára való kiterjesztése miatt a kérdés valójában nem is elsősorban az, hogy a szabályzatok átalakítása *szükséges-e?* hanem hogy *mikor* történik meg?

## 7. MINTAPÉLDA

A DVM és APFM alkalmazását a *fib Bulletin 80* egy fejezete gondosan kidolgozott mintapéldával illusztrálja. A jelen cikkben bemutatott példa az ott szereplőtől szándékosan kissé eltérő és igyekszik végig követni egy valós projekt felülvizsgálatának lépéseit.

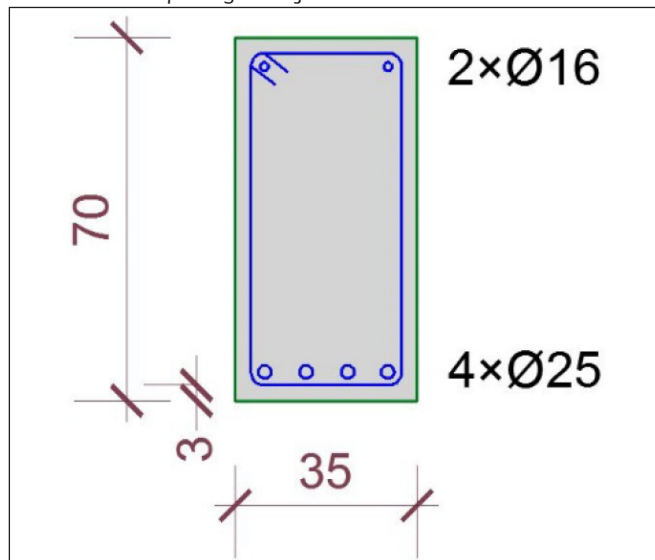
A példában feltüntettem az Eurocode (EC) szerint a terhelések tervezési- és karakterisztikus szintjén meghatározott igénybevételeket is. Előbbi a TSZ01-2013 j. Műszaki Szabályzat (TSZ01) szerinti *megfelelő*-, utóbbi a *tűrhető állapot* igazolásának kritériuma.

A példában egy meglévő vasbeton vázszerkezet felülvizsgálatát kell elvégezni, a feladat a vasbeton főtartó ellenőrzése hajlításra. A kéttámaszú (statikailag határozott) gerendák egymástól 6,0 m-re helyezkednek el, fesztávolságuk 8,0 m. A gerenda jellemző keresztmetszetét és vasalását a 7. ábra szemlélteti, érdemi korróziós károsodás nem vélelmezett.

Az épület irodaház, a felülvizsgálatot 50 éves referencia-időszakra végezzük (ezzel az új tervezési helyzettel jól összevethető lesz az eredmény). A gerenda önsúlya ~6 kN/m a földem és a padlórétegrend terhelése ~5,0 kN/m<sup>2</sup> (30 kN/m).

A hasznos terhelés karakterisztikus értéke az Eurocode

7. ábra: A mintapélda gerendájának keresztmetszete



alapján  $q_k=3.0 \text{ kN/m}^2=18 \text{ kN/m}$  (az önsúlyterhelés alapértékének fele). Az épület funkciója alapján CC2 kárhányad szerinti (és ennek megfelelően RC2-es megbízhatósági) osztályba sorolandó.

A számításokat egyszerűbb esetekben a cikkben bemutatott összefüggések segítségével végeztem, a DVM szerinti  $\gamma_q$  tényező és az APFM szerinti  $\omega$ -tényezők esetén felhasznált diagramokat a számítási lépések megjelölésével a 8. és 9. ábrák tartalmazzák.

Az egyes módszerek segítségével meghatározott igénybevételeket és teherbírásokat a 8. táblázat foglalja össze.

Az első számítási fázisban (a gyakorlatban nem idegen módon) az alapadatok hiányát feltételezzük (a 3. ábrán  $V_{OR}$  értéke beton esetén 0,14, betonacél esetén 0,06) és közelítésként a megbízhatósági szintet is a tervezés során figyelembe vett értékkel vesszük figyelembe ( $\beta_{new}=3,8$ ). A beton ~C20/25-ös szilárdsági osztályúnak feltételezhető ( $f_{ck}=20 \text{ MPa}$ ; a variancia közelítőleg  $V_c=0,15$ ), a betonacél B60.40-es szilárdsági osztálynak megfelelő ( $f_{yk}\sim 400 \text{ MPa}$ ,  $V_s=0,05$ ).

Az első számítási fázishoz tartozóan meghatározott parciális tényezőket az 5. táblázat tartalmazza. Látható, hogy a nagyvonalú feltételezések mellett a DVM alapján az Eurocode szerinti teheroldali biztonsági tényezőknél nagyobb értékek határozhatók meg, ezért annak eredménye tekinthető leginkább konzervatívnak. A szerkezeti elem megfelelősége egyik esetben sem mutatható ki, még a TSZ01-2013 szerinti *tűrhető állapot* sem igazolható (8. táblázat).

Mivel a kérdés a szerkezeti beavatkozás szükségének eldöntése, ezért a figyelembe vett megbízhatósági index csökkenthető. A második számítási lépésben az egyéb alapadatok változatlanul tartása mellett  $\beta$  értékét a CC2 osztályhoz tartozó  $\beta_0=2,3$ -re csökkentjük (a DVM és APFM eljárások esetén).

5. táblázat: Előzetes számításokhoz tartozó parciális tényezők ( $\beta=3,8$  esetén)

változó	DVM	APFM	EC- E <sub>d</sub>	EC- E <sub>k</sub>	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	$V_g$	1.27	-	-	$V_g=0.10$
	$V_q$	1.47	-	-	$V_{qimp,0}=1.10$
	$Y_{Ed}$	1.11	-	-	$V_{BE}=0.10$
	$Y_{m,s}$	1.07	-	-	$V_{fy}=0.05$
	$Y_{Rd,s}$	1.08	-	-	$V_{BR}=0.06$
	$Y_{m,c}$	1.23	-	-	$V_{fc}=0.15$
	$Y_{Rd,c}$	1.19	-	-	$V_{BR}=0.14$
Módosító tényezők	$\omega_{yG}$	-	1.00	-	$V'_G=V''_G=0.10$
	$\omega_{yQ}$	-	1.00	-	$t_{ref}=50 \text{ év}$
	$\omega_{ys}$	-	1.00	-	$V''_s/V'_s=1.00$
	$\omega_{yc}$	-	1.00	-	$V''_c/V'_c=1.00$
Biztonsági tényezők	$V_g$	1.41	1.35	1.35	1.00
	$V_q$	1.64	1.50	1.50	1.00
	$V_s$	1.15	1.15	1.15	1.15
	$V_c$	1.46	1.50	1.50	1.50

6. táblázat: A csökkentett megbízhatósági szinthez ( $\beta=2,3$ ) tartozó parciális tényezők

változó	DVM	APFM	EC- E <sub>d</sub>	EC- E <sub>k</sub>	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	$V_g$	1.16	-	-	$V_g=0.10$
	$V_q$	1.05	-	-	$V_{qimp,0}=1.10$
	$Y_{Ed}$	1.07	-	-	$V_{BE}=0.10$
	$Y_{m,s}$	1.01	-	-	$V_{fy}=0.05$
	$Y_{Rd,s}$	1.05	-	-	$V_{BR}=0.06$
	$Y_{m,c}$	1.03	-	-	$V_{fc}=0.15$
	$Y_{Rd,c}$	1.11	-	-	$V_{BR}=0.14$
Módosító tényezők	$\omega_{yG}$	-	0.89	-	$V'_G=V''_G=0.10$
	$\omega_{yQ}$	-	0.72	-	$t_{ref}=50 \text{ év}$
	$\omega_{ys}$	-	0.92	-	$V''_s/V'_s=1.00$
	$\omega_{yc}$	-	0.78	-	$V''_c/V'_c=1.00$
Biztonsági tényezők	$V_g$	1.24	1.20	1.35	1.00
	$V_q$	1.12	1.08	1.50	1.00
	$V_s$	1.06	1.06	1.15	1.15
	$V_c$	1.14	1.16	1.50	1.50



**7. táblázat:** Részletes vizsgálatokhoz tartozó parciális tényezők ( $\beta=2,3$ )

változó	DVM	APFM	EC- E <sub>d</sub>	EC- E <sub>k</sub>	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	$\gamma_g$	1.13	-	-	$V_g = 0.08$
	$\gamma_q$	1.05	-	-	$V_{qimp,0} = 1.10$
	$\gamma_{Ed}$	1.07	-	-	$V_{\theta E} = 0.10$
	$\gamma_{m,s}$	1.01	-	-	$V_{fy} = 0.03$
	$\gamma_{Rd,s}$	1.01	-	-	$V_{BR} = 0.02$
	$\gamma_{m,c}$	1.01	-	-	$V_{fc} = 0.07$
	$\gamma_{Rd,c}$	1.05	-	-	$V_{BR} = 0.06$
Módosító tényezők	$\omega_{yG}$	-	0.87	-	$V''_G/V'_G = 0.80$
	$\omega_{yQ}$	-	0.72	-	$t_{ref} = 50$ év
	$\omega_{yS}$	-	0.91	-	$V''_S/V'_S = 0.60$
	$\omega_{yC}$	-	0.76	-	$V''_C/V'_C = 0.49$
Biztonsági tényezők	$\gamma_g$	1.20	1.17	1.35	1.00
	$\gamma_q$	1.12	1.08	1.50	1.00
	$\gamma_s$	1.02	1.05	1.15	1.15
	$\gamma_c$	1.06	1.14	1.50	1.50

Az ennek megfelelően számított parciális tényezők a 6. táblázatban láthatók.

A vizsgált eljárások számított biztonsági tényezői mind a teher-, mind az ellenállás oldalon jelentősen lecsökkentek. Ennek megfelelően az Eurocode szerinti számításnál jóval kedvezőbb értékek határozhatók meg és vehetők figyelembe. A megfelelés nem igazolt; a DVM és APFM segítségével az EC karakterisztikus teherszintjével számolt kihasználtsággal közel azonos érték adódik.

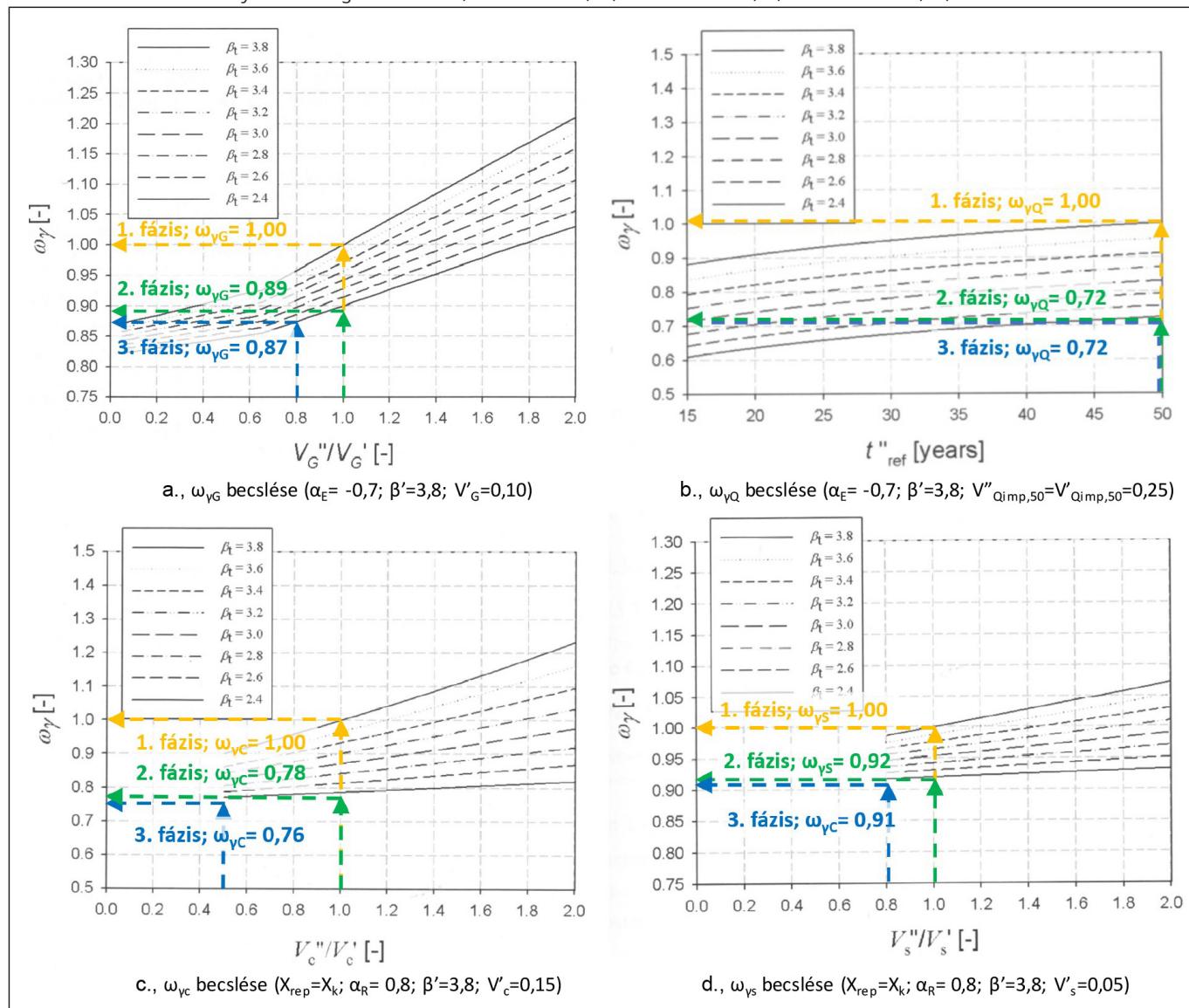
A harmadik vizsgálati fázis részletes diagnosztikai vizsgálata

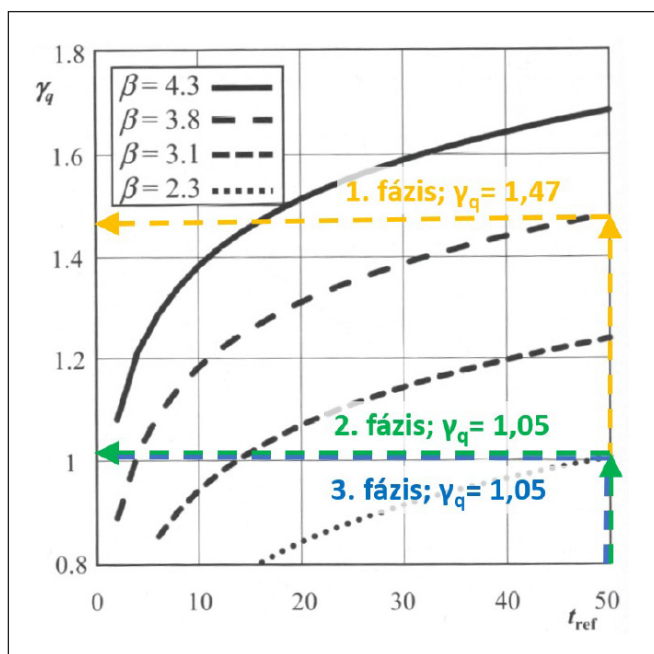
**8. táblázat:** Számítási lépések eredményeinek összefoglalása

	változó	DVM	APFM	EC- E <sub>d</sub>	EC- E <sub>k</sub>
1. fázis-Előzetes vizsgálat	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	13.7	13.3	13.3	13.3
	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	346.8	347.8	347.8	347.8
	$M_{Ed}$ [kNm]	622.4	589.0	606.2	433.0
	$M_{Rd}$ [kNm]	393.9	393.6	393.6	393.6
2. fázis-Közelítő vizsgálat	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17.5	17.2	13.3	13.3
	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	379.0	378.1	347.8	347.8
	$M_{Ed}$ [kNm]	507.4	492.9	606.2	433.0
	$M_{Rd}$ [kNm]	438.2	436.4	393.6	393.6
3. fázis-Részletes vizsgálat	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20.6	19.1	14.5	14.5
	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	435.9	425.2	387.0	387.0
	$M_{Ed}$ [kNm]	499.2	486.4	606.2	433.0
	$M_{Rd}$ [kNm]	505.0	490.2	436.7	436.7

tok eredményeinek felhasználását feltételezi. Mintavételezést követő laboratóriumi vizsgálatokkal mind a beton-, mind a betonacél figyelembe vehető szilárdsági adatai pontosíthatók. A példában az anyagvizsgálatokkal meghatározott beton nyomószilárdság,  $f_{ck} = 21,8$  MPa, a betonszilárdság relatív szórása  $V_{fc} = 7\%$ , míg a betonacél esetén  $f_{yk} = 445$  MPa és  $V_{fy} = 3\%$  értéket mértek. A vizsgálatok során az önsúlyterhek szórását is mérések segítségével pontosították ( $V_g \sim 8\%$ ), illetve helyszíni felmérésekkel és feltárásokkal a szerkezet geometriai bizonytalanságai is csökkentek ( $V_{BR}$  értéke a beton és a betonacél esetén egyaránt redukálhatóvá vált).

**8. ábra:** APFM módosító tényezőinek meghatározása- a., állandó terhek; b., hasznos terhelés; c., beton ellenállása; d., betonacél ellenállása





9. ábra: A hasznos terhelés  $\gamma_q$  parciális tényezőjének DVM szerinti meghatározása a figyelembe vett referencia-időszak alapján

Természetesen a kedvező anyagminőségek az Eurocode szerinti számításban is figyelembe vehetők, illetve a terhelések is valamelyest csökkenthetők volnának tervezési állapotban (karakterisztikus teherszinten már nem!). Az ennek megfelelően számolt parciális tényezőket a 7.-, az igénybevételeket és ellenállásokat a 8. táblázat foglalja össze.

A terhelések a DVM és APFM esetén kismértékben tovább csökkenthetők voltak, de természetesen a kedvezőbb kihasználtságot a szilárdsági értékek pontosítása eredményezi. A példa felhívja a figyelmet arra is, hogy az APFM használatához javasolt grafikonok korlátosak (azokat diszkrét határértékeknek „levágták”), ezért a betonacél és a beton esetén azok kedvezőbb ellenállása a parciális tényezőkben a módszerrel csak részlegesen vehetők figyelembe. A diagramokon ábrázolt tartományokon túli extrapoláció nem megengedett, itt az alkalmazott peremfeltételek ugyanis nem érvényesek.

A pontosított alapadatokkal végzett számítások alapján a *megfelelőség* a DVM és APFM módszerekkel ( $\beta=2,3$ -as indexhez tartozó megbízhatósági szintre) igazolt, illetve a TSZ01-2013 szerinti *tűrhető állapot* is kijelenthető. Jól látható, hogy ennél szigorúbb peremfeltételek mellett szerkezeti beavatkozást kell előírni (amit már megnövelt biztonsági szinten kell elvégezni).

A számított kihasználtság ugyan az Eurocode karakterisztikus teherszintjéhez tartozóval közel azonos, de belátható, hogy a számításokban érdemi tartalmi különbségek vannak, illetve a DVM/APFM módszerek több paraméter hatását képesek rugalmasan kezelni (lásd az 5-7. táblázatok értékeinek változása).

## 8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A jelen cikk a meglévő vasbetonszerkezetek parciális tényezőinek képzésére kidolgozott és a *fib Bulletin 80* kiadványban részletesen bemutatott eljárásokat ismerteti.

A parciális tényezők képzésének módszertana már nemzetközi szabványokban is publikált, már a hatályos Eurocode is ismerteti (tájékoztató mellékletek formájában) a megbízhatósági eljárások elveit. Szűk keretek között a parciális tényezők módosítását (jellemzően csökkentését) maga az Eurocode is engedélyezi.

A jövőben azonban várhatóan ezek az eljárások a következő

Model Code (MC2020) és a revideált Eurocode-ok részeként, előírás jelleggel jelennek majd meg.

A jelenleg hazánkban a meglévő tartószerkezetek vizsgálatára használt szabályzatoknál a cikkben bemutatott módszerek valamivel összetettebbek, ugyanakkor adott szerkezetekre rugalmasabban alkalmazhatóak (az egyedi körülmények pontosabban figyelembe vehetők). A szakértői döntés ezen módszerekkel a hatályos tervezési előírásokkal azonos logika mentén megalapozható és a megbízhatósági szint esetleges csökkentése igazolható, matematikailag is indokolható.

A parciális tényezők módosításának lehetőségével még inkább hangsúlyt kap(hat)nak a korrekt diagnosztikai vizsgálatok és adott esetben indokoltabbá válhat a mintavételi mennyiségek (akár szabvány-minimumon túli) növelése is, hiszen ez vezethet a beépített anyagok pontosabb megismeréséhez.

Fontos megjegyezni, hogy a módszerek nem minden körülmények között a kedvezőbb számított kihasználtság kimutatását célozzák, ugyanis a változók (akár ellenállással összefüggő paraméterek, akár a terhelés meghatározásának mérőszámai) szerencsétlen esetben az általánosan alkalmazottnál magasabb biztonsági tényezők használatát írhatják elő, ez azonban ilyen esetekben indokolt is. Ha egy vizsgálat sorozat például az anyagminőség magas szórását állapítja meg, akkor indokolt lehet akár a tervezési körülményekhez képest növelt anyag-oldali biztonság előírása is.

A szerző tapasztalatai alapján a DVM és APFM módszerek alkalmazása a *fib Bulletin 80*-ban javasoltan figyelembe veendő paraméterekkel alapvetően egyszerű, ugyanakkor több esetben (pl. egyes terhelések definiálásánál) bizonyos magyarázatok hiányosak, a szakterületen járatlan mérnök számára ezen hiányosságok zavarók.

A bemutatott számítási eljárásoktól függetlenül a megbízhatósági szintek tudatos értelmezésének jól látható gyakorlati előnye a kivitelezéssel és terv-felülvizsgálattal kapcsolatos követelmények meghatározása. A tervezőnek (szakértőnek) szerző véleménye szerint kiemelt feladata az előírt beavatkozások (vagy kivitelezési tevékenység) ellenőrzési szintjeinek deklarálása, illetve meglévő szerkezetek esetén a rendszeres karbantartási tevékenység szükségének jelzése is. A tényleges építőipari problémák túlnyomórészt a szakszerűtlenségekből fakadnak, melyeket a jelenleg alkalmazott gyakorlat nem kezel a helyén- a tervezés szintjén sem.

## 9. ÖSSZEFOGLALÁS

A cikk elsődlegesen figyelemfelhívó jelleggel íródott, hiszen ezen módszerek érdemesek a széleskörű megismerésre és a közeljövőben várhatóan ezen (vagy hasonló) módszerek megismerés kvázi-kötelezővé válhat. A Nemzetközi Betonszövetség e témában végzett kutatómunkája feltétlenül előremutató és a *fib Bulletin 80* hasábjain bemutatott eljárások talán elsőként kísérik meg a gyakorló mérnökök szélesebb körét is bevonni a parciális tényezők képzésének elméletébe és gyakorlati alkalmazásába.

A jelen írás egyúttal a megépület tartószerkezetek vizsgálati szabályzatainak egyes hiányosságaira is rá kívánt mutatni és határozott javaslatot kíván tenni a kérdéses szabályzatok átfogó revíziójára és a hatályos tervezési szabványokkal azonos elméleti alapokon nyugvó átalakítására.

## 10. HIVATKOZÁSOK

*fib Bulletin 80* (2016), „Partial factor methods for existing concrete structures”, *fib*- Task Group 3.1, Lausanne  
Guide to EC2 (2008), „Commentary to Eurocode 2”, *European Concrete Platform ASBL*- CEN TC 250/SC2, Brüsszel



JRC Report (2015), „New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures”, JRC 94918, EU-JRC, Luxembourg.  
Körmöczy E. (2017), „Megépült szerkezetek erőtani vizsgálata- TSZ01-2013 Műszaki Szabályzat”, MMK továbbképzés előadásanyaga- 2017.12.01., Budapest  
Mistéth E. (2001), „Méretezélmélet”, Akadémiai Kiadó, Budapest  
Rózsás, Á. (2016), „Snow extremes and structural reliability”, BME, Budapest

**Várdai Attila** (1985) okleveles szerkezet-építőmérnök, az ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztályának vezetője, műszaki szakértő; doktorjelölt a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. A *fib* Magyar Tagozatának és a *fib* Nemzetközi Szervezetének tagja. Munkabizottsági tag a *fib* COM 3.2 és COM 3.4 jelű munkacsoportokban. Érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek tervezése/ felülvizsgálata; meglévő tartószerkezetek diagnosztikai és szakértői vizsgálata; szerkezet-megerősítések tervezése és modellezése; szabadidős létesítmények független ellenőrzése, terv-felülvizsgálata és tanúsítása; kötélszerkezetek erőjátékának elméleti vizsgálata.

#### ASSESSMENT OF EXISTING CONCRETE STRUCTURES, BASED ON *fib* Bulletin 80

**Attila Várdai**

The assessment of existing structures conceptually differs from the design of new ones. The evaluation of structural reliability of existing structure is not

harmonized; however, recently international standards were published, that apply the same methodology as the design codes.

The International Federation for Structural Concrete (*fib*) has focused activities on the assessment of existing structures. The aim of this work is to introduce a coherent assessment model for the Designers in the new Model Code (MC 2020) and to set the foundations for future development of the Eurocodes. Recently the *fib* Bulletin 80- *Partial factor methods for existing concrete structures* were published, where new, applicable methods are introduced to generate partial safety factors for existing structures.

This paper intends to make a short introduction of these methods, based on the presentations of the *fib* Winter School 2019 (Turin) and to make comparisons with the Eurocodes and the Hungarian TSZ01-2013 via a calculation example.

The paper is based on *fib* Bulletin 80 and the presentations of *fib* Winter School 2019 (Turin; 5-6 February 2019.):

Alliax D., “General framework for partial factor methods”

Steenbergen R., “Target reliability levels for existing structures”

Sykora M., “The Design Value Method”

Caspeele R., “The Adjusted Partial Factor Method”

Sykora M. & Caspeele R., “Numerical validation, scope and limitations”

Castaldo P. & Gino D., “Case study of existing RC bridges”

Tanner P. & Lara C., “Actual conditions, prior information, updating and other true stories”

# ACÉL- ÉS SZINTETIKUS MAKRO SZÁLAK ORIENTÁCIÓJA SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONBAN



Dr. Juhász Károly Péter

DOI: 10.32969/VB.2020.2.3

*A szálerősítésű beton egy rövid szálak kompozit anyag, melynek tulajdonságai nagyban függenek a mátrixban elkevert szálak orientációjától. Kiindulásként a szálak egyenletes elkeveredését és ezáltal egyenletes orientációt feltételezünk, azonban a valóságban különböző hatások miatt ez nem teljesül. A szálak orientációjának egyenletestől való eltérése nagy hatással lehet az anyagparaméterekre, mind kedvező, mind kedvezőtlen irányban. Jelen cikkben az irodalomban fellelhető keverési modelleket hasonlítom össze kísérleti eredményekkel, és vizsgálom a betonozási mód, tömörítés, zsaluzat hatását acél és szintetikus makro szálak orientációjára.*

**Kulcsszavak:** szálerősítésű beton, szálak orientációja, keverési modell, anyagparaméterek

## 1. BEVEZETÉS

A betonba kevert szálak a beton számos tulajdonságát képesek javítani. Növelik a beton, mint kvázirideg anyag törési energiáját és duktilitását, ami tervezési szempontból figyelembe vehető (Gopalaratnam et al., 1991; Balaguru és Shah, 1992). A laboratóriumi anyagvizsgálatok során az úgynevezett maradó hajlító-húzó szilárdságot (*residual flexural tensile strength*) mérik ki, amihez a legjobban elterjed módszer a három (EN 14651, 2007) vagy négyponos (ASTM C-1609, 2019) gerendahajlítási teszt. A gerenda mérete szabványoktól és irányelvektől függ, de leginkább a 150x150 mm-es keresztmetszetű gerenda terjedt el (Juhász, 2014). A maradó szilárdság leginkább a hajlított gerenda berepedt keresztmetszetén áthaladó szálak darabszámától és azok helyzetétől függ, ami pedig további számos tényező függvénye: mint a szálak adagolása (az elkevert szálak darabszáma), a szálak geometriai mérete, a keverés homogenitása. Ennek a darabszámnak a meghatározása már a szálerősítésű beton kutatásainak a kezdetén is foglalkoztatta a kutatókat. Romualdi és Mandel (1964), majd később Naaman (1972) is adott rá képleteket. Krenchel (1975) bevezette az orientációs faktort, amivel a szálak elkeveredése jellemezhető. Tökéletes elkeveredést feltételezve ez az orientációs faktor 0,5 (Stroeven, 1978).

A szálak orientációjára sok tényező van hatással. Az orientációs tényező meghatározásával és a zsaluzat hatásával foglalkozott többek között Kameswara Rao (1979), Stroeven (1991, 1999), Soroushian és Lee (1990), Hoy (1998), Kooiman (2000), Dupont és Vandewalle (2005), Lee, Cho és Vecchio (2011), Ng, Foster és Htut (2012). A magyar szakirodalomban az acélszálak szálorientációjával Fekete (1973), Palotás (1975) és Szabó (1976) foglalkozott. A szálerősítésű beton tömörítése, vibrálása miatt a szálak orientációja szintén változik (Edgington és Hannant, 1972; Stroeven, 1979; Soroushian és Lee, 1990; Toutanji és Bayasi, 1998; Stahli, Custer és van Mier, 2008). Zerbino (Zerbino et al. 2012) acélszál erősítésű öntömörödő beton elemekben: lemezben, falban és gerendában vizsgálta az acélszálak elhelyezkedését, hasonlóan

Sarmiento-hoz (Sarmiento et al. 2012), aki gerendákban levő acélszálak kísérleti eredményeit vetette össze a számított értékekkel. Szintetikus szálak esetén a zsaluhatás más: míg az acélszálak a zsaluval való érintkezés során elfordulnak, addig a szintetikus szálak elhajlanak. Ezt a hatást Oh, Kim és Choi (2007) szintetikus szálerősítésű gerendák vizsgálata során nem vette figyelembe, azonban Alberti, Enfedaque és Gálvez (2017), továbbá Juhász (2018a) már ajánlást tett a szálak hajlékonyságának a modellezés során való figyelembevételére.

Az említett hatások miatt a szálak orientációja az egyenletestől eltér, ezért a keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma is változik. Gerenda tesztek kisméretű referencia felülete miatt ebből adódóan a maradó feszültségek értékének a szórása nagy lesz, ami a kiértékelésnél alacsony karakterisztikus, illetve tervezési értékekhez vezet (Bernard, 2013). A szálerősítésű beton használata során így túlzott biztonság mellett gazdaságtalan tervezéshez jutunk. A keresztmetszeten áthaladó szálak elemzése és vizsgálata így fontos téma, bár szabványok és irányelvek keveset foglalkoznak vele (Juhász, 2019).

Az olasz CNR-DT (2006) irányelv a szálak orientációjával a bevezetőben foglalkozik, felhívja a figyelmet, hogy az orientáció nagyban függ a betonozás módjától és ez nagy hatással lehet a végeredményre, az anyagparaméterek kiértékelésénél azonban nem veszi figyelembe. A RILEM TC 162 (Vandewalle et al., 2003) irányelve nem foglalkozik az orientációval. Az osztrák ÖVBB Richtlinie Faserbeton (2008) irányelv lemezszerű szerkezeti elemeknél, amennyiben vasalással együtt használják a szálak maradó feszültségi értékét  $\eta=1,4$  szorzóval engedi növelni, amennyiben  $b>5h$  és  $bh>1,0 \text{ m}^2$  ( $b$  az elem szélessége, és  $h$  a magassága). Külön nem említi, hogy ez a kedvező orientáció miatt van-e, de a geometriai feltételből ez valószínűsíthető. A *fib* Model Code (2013) 5.6.7 fejezetét szenteli az orientációnak. Itt megad egy  $K$  tényezőt, mint orientációs faktort, ami általános esetben 1,0. A szálak orientációjának egyenletes eloszlástól való eltérését kísérletileg kell igazolni. Kedvező esetben ez felhasználható a számításban, kedvezőtlen esetben pedig fel kell használni a számításban. Javaslatot, módszert erre nem ad.

A jelen cikkben először az irodalomban fellelhető analitikus keveredési modelleket és az azokból meghatározható orientációs faktorokat mutatjuk be. A kísérletekben különböző betonozási módszerekkel készült acél- és szintetikus makro szálerősítésű gerendák keresztmetszetén áthaladó szálak darabszáma, majd azokból a hozzá tartozó orientációs faktorokat határoztuk meg. A kísérleti és analitikus eredményeket összehasonlítjuk, majd a különböző betonozási módszerek hatását is vizsgáljuk.

## 2. ANALITIKUS KEVEREDÉSI MODELLEK

Egységnyi keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma meghatározható a következő képlet alapján:

$$n = \theta l_f \frac{N}{V}, \quad (1)$$

ahol  $n$  az egységnyi keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma [db/m<sup>2</sup>],  $l_f$  a szál hossza [m],  $N$  a  $V$  [m<sup>3</sup>] térfogatrészben levő szálak darabszáma,  $\theta$  pedig az orientációs faktor, egyenletes elkeveredés esetén 0,5. Az alábbiakban különböző kutatók orientációs faktorait mutatjuk be.

### 2.1. Romualdi és Mandel modellje

Romualdi és Mandel (1964) levezetésükben egy diszkrét szál irányát annak polárkoordinátaival adták meg, az egyenletes orientáció feltételét pedig ezen polárkoordináták egyenletes eloszlásával hozták összefüggésbe. Jól ismert tény, hogy a polárkoordináták egyenletes eloszlása mellett a szálak orientációja nem lesz egyenletes (Stroven, 1978), így a levezetett  $\theta_{RM}=0,405$  orientációs faktor nem az egyenletes eloszláshoz tartozik. A polárkoordináták helyett polárkoordinátával és ordinátával megadott szál esetén mindkét paraméterben egyenletes eloszlás feltételezése mellett az orientáció eloszlása egyenletes, ekkor az orientációs faktor 0,5 értéket vesz fel (Juhász, 2018a).

### 2.2. Naaman modellje

Naaman (1972) a matematikai statisztika módszerével határozta meg a szálak keresztmetszet dőfésének a valószínűségét, mely alapján az orientációs faktor  $\theta_{Naaman}=0,5$  lett, amely azonos Romualdi és Mandel módosított képletének eredményével (Juhász, 2018a).

### 2.3. Krenchel orientációs faktora

Krenchel abból indult ki, hogy az ideális esetben a szálak a keresztmetszetre merőlegesen helyezkednének el. Ehhez tartozó fajlagos darabszámot a következő képlettel határozta meg (Krenchel, 1975):

$$n_i = \frac{V_f}{A_f} A, \quad (2)$$

ahol  $n_i$  az ideális darabszámot jelenti [db] az  $A$  keresztmetszeten,  $V_f$  a szálak térfogatrésze (szálak tömege a betonban [kg/m<sup>3</sup>]/szálak térfogatsúlya [kg/m<sup>3</sup>]),  $A_f$  pedig egy elemi szál keresztmetszeti területe.

A valóságban azonban az elhelyezkedés nem ideális, így a valós orientációs faktor a következő képlettel határozható meg:

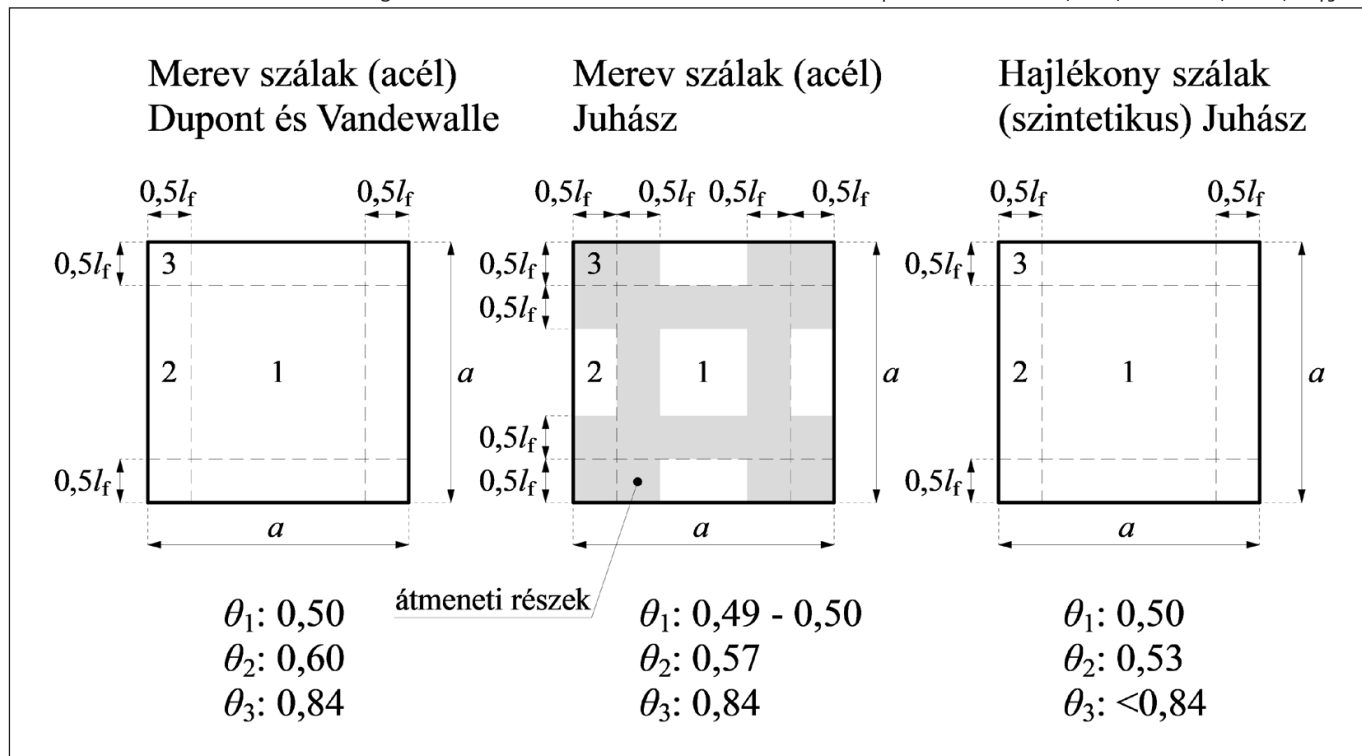
$$\theta_{Krenchel} = \frac{n_a}{n_i} = n_a \frac{A_f}{V_f A}, \quad (3)$$

ahol  $n_a$  az  $A$  keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma [db], kísérlet útján az eltört felületen történő megszámlálással meghatározva.

### 2.4. Dupont és Vandewalle orientációs faktorai

Dupont és Vandewalle (2005) a RILEM TC 162 (Vandewalle et al., 2000) irányelvben ajánlott gerenda keresztmetszeti méretekből indult ki, majd ezen vizsgálta a zsaluzat hatását az orientációs faktorra. A keresztmetszetet több zónára bontotta,

1. ábra: Acél és szintetikus szálerősítésű gerenda keresztmetszeti zónái és orientációs faktorai Dupont és Vandewalle (2005) és Juhász (2018b) alapján





melyek: Z1 középső, zavartalan zóna; Z2 zavart zóna – egy zsaluzat hatása, szélek; illetve Z3 zavart zóna – két zsaluzat hatása, sarkok (1. ábra). Acélszálakat vizsgálva a szálakat merev szálaknak tekintette, melyek elfordulnak a zsaluzattal való érintkezéskor. Az orientációs faktorokat Juhász (2018b) módosította, melynél különbséget tett a merev (acél) és hajlékony (szintetikus) szálak között. A különböző orientációs faktorok az 1. ábrán láthatóak.

A teljes keresztmetszet orientációs faktorát az alábbi súlyozott átlagértékkel tudjuk kiszámolni:

$$\theta_T = \alpha_1 \theta_1 + \alpha_2 \theta_2 + \alpha_3 \theta_3, \quad (4)$$

ahol  $\theta_T$  a teljes keresztmetszet orientációs faktora,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  és  $\theta_3$  az 1. ábra szerinti zónák orientációs faktorai,  $\alpha$  értékei pedig a következő képletek alapján számíthatóak:

$$\alpha_1 = \frac{(a - l_f)^2}{a^2}, \quad \alpha_2 = \frac{2l_f(a - l_f)}{a^2}, \quad \alpha_3 = \frac{l_f^2}{a^2}, \quad (5)$$

ahol  $a$  a keresztmetszet szélessége és magassága az 1. ábra szerint.

A továbbiakban Juhász (2018b) analitikus modelljének orientációs faktorait használjuk.

### 3. A KÍSÉRLET BEMUTATÁSA

A kísérlet során különböző betonozási módszerekkel szálerősítésű gerendákat készítettünk acél- és szintetikus makroszálak felhasználásával. Az adagolást úgy választottuk meg, hogy mindkét típusú szálerősítésű betonban egyforma darabszámú szál legyen, így a keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma összehasonlítható. Az adagolás megállapításánál továbbá figyelembe vettük, hogy magasabb acélszál-adagolás esetén a szálak egymásra gyakorolt hatása miatt az orientáció módosulhat (Kang et al., 2011; Czoboly, 2016; Juhász, 2018b).

Az alkalmazott beton keverékterve az 1. táblázatban található, míg a szálak adatai a 2. táblázatban vannak összefoglalva. A beton víz/cement tényezője 0,5, konzisztencia területi osztály F5 volt.

1. táblázat: Beton összetétel

Alkotóanyagok	Adagolás (kg/m <sup>3</sup> )
kavics (4-8)	629
homok (0-4)	997
mikroszilika	40
cement (CEM I 42,5 R)	400
víz	200
folyósító (Mapei SR1)	3

A beton konzisztenciáját folyósítóval úgy állítottuk be, hogy alkalmas legyen a mindkét betonozási módszerhez. Az elkészített gerendák mérete 150×150×1000 mm volt, amelyet kétféle betonozási módszerrel állítottunk elő. Az első módszer a szabványos betongerendáknál alkalmazott szokványos betonozás volt: a gerenda sablonja vízszintesen volt elhelyezve, és a betont felülről öntöttük be, szakaszosan, a RILEM TC 162 (Vandewalle et al., 2000) ajánlása alapján. A második módszernél a gerenda sablonja 45 fokban dőlt helyzetben volt és a betont úgy öntöttük bele, majd a betonozás után függőleges állapotban tároltuk a beton megszilárdulásáig

2. táblázat: A szálak adatai

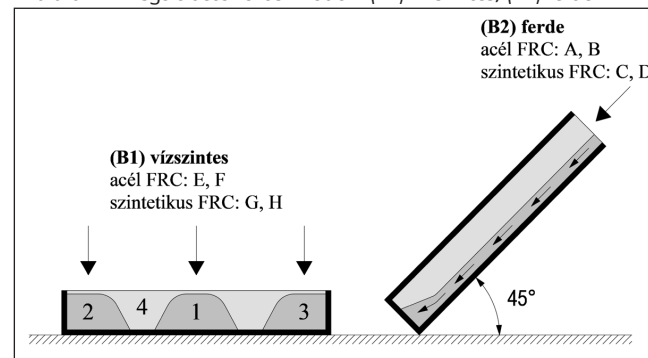
Név	Acélszál (ST)	Szintetikus szál (SY)
Alapanyag	acél	polipropilén
Húzószilárdság [MPa]	700	550
Rugalmassági modulus [GPa]	200	10
Szálhossz/átmérő [mm/mm]	1/50	0.7/48
Lehorgonyzás	kampós végű	felületi
Szál/kg	3 181	35 714
Adagolás [kg/m <sup>3</sup> ]	33.73	3
Adagolás [szál/m <sup>3</sup> ]	107 346	107 346

(2. ábra). A sablonok fóliával ellátott bútorlapból készültek, az (B1) betonozási módnál az egyik hossz oldala volt nyitott, míg a (B2) betonozási módnál az egyik véglapja. A sablonok formaelválasztóval voltak bevonva a betonozás előtt. Az öntés után nem volt vibrációs tömörítés. A kétféle öntési módszerrel két jellemző betonozási módot vizsgáltunk: a gerenda hossztenyelyére merőleges, illetve az azzal párhuzamos öntési módot.

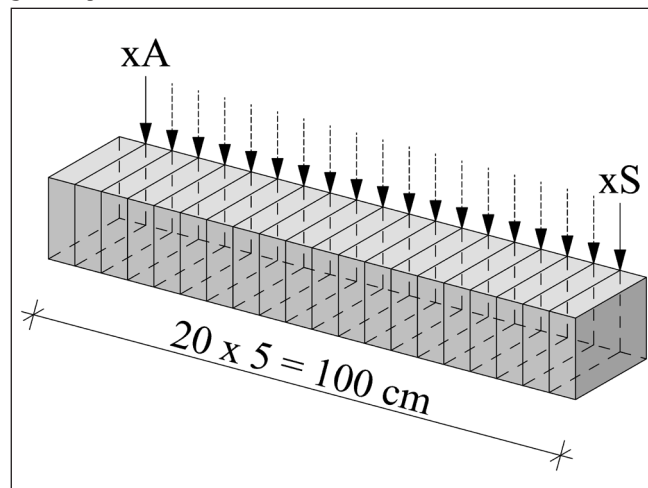
A beton megszilárdulása után a gerendákat 5 cm-es szeletekre vágtuk fel a 3. ábra szerint, mely szeletek felületein áthaladó szálakat vizsgáltuk.

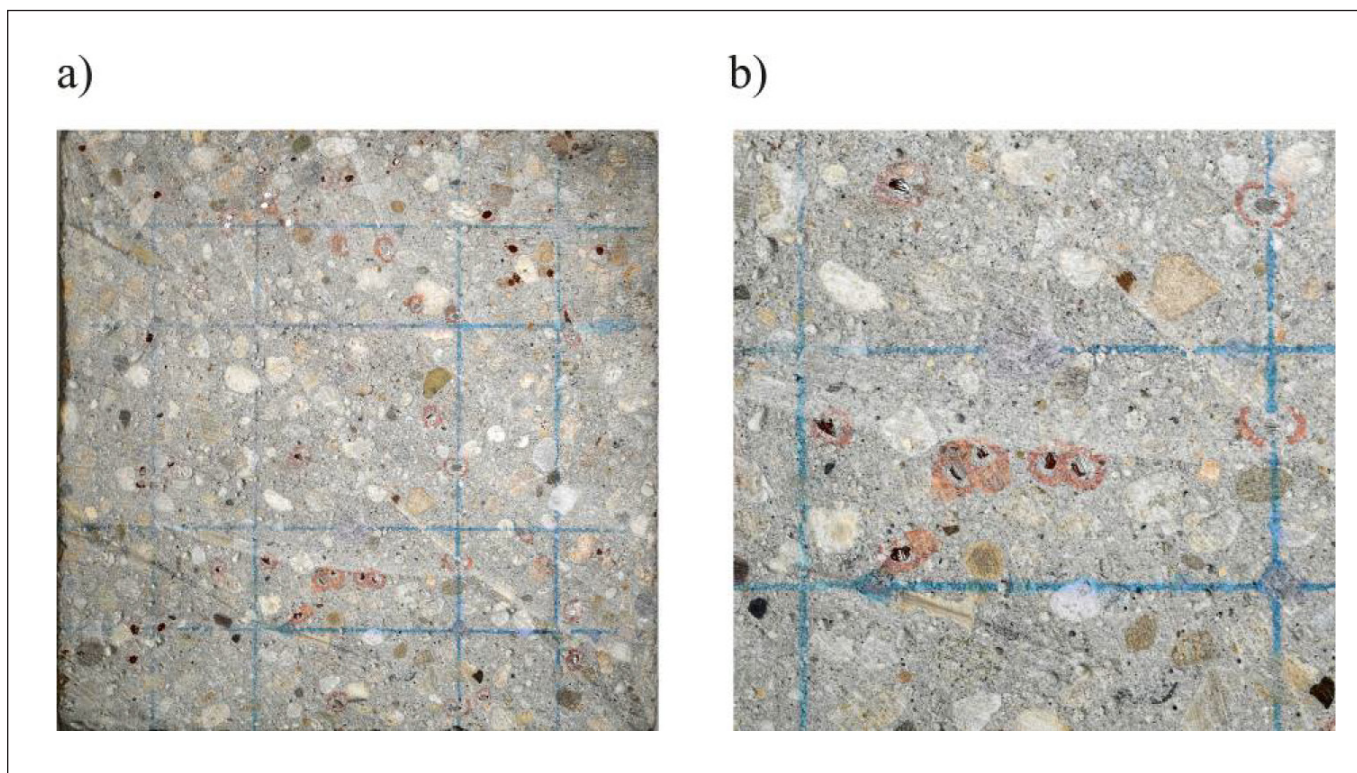
A felületen áthaladó szálak jól látszanak mind acél, mind szintetikus szálak esetében (4. ábra). A felületeket Dupont és Vandewalle (2005) által meghatározott zónákra osztottuk fel (1. ábra), majd az egyes zónákban található szálak darabszámát számoltuk meg. A kísérleti mátrix a 3. táblázatban látható. Acél szálerősítésű gerendák egy tipikus keresztmetszetének képe a 4. ábrán látható.

2. ábra: A vizsgált betonozási módok: (B1) vízszintes, (B2) ferde



3. ábra: A kísérleti gerenda vizsgált keresztmetszetei, ahol x az adott gerenda jele





4. ábra: Acél szálérősítésű gerenda metszetei a) teljes keresztmetszet b) közeli részlet

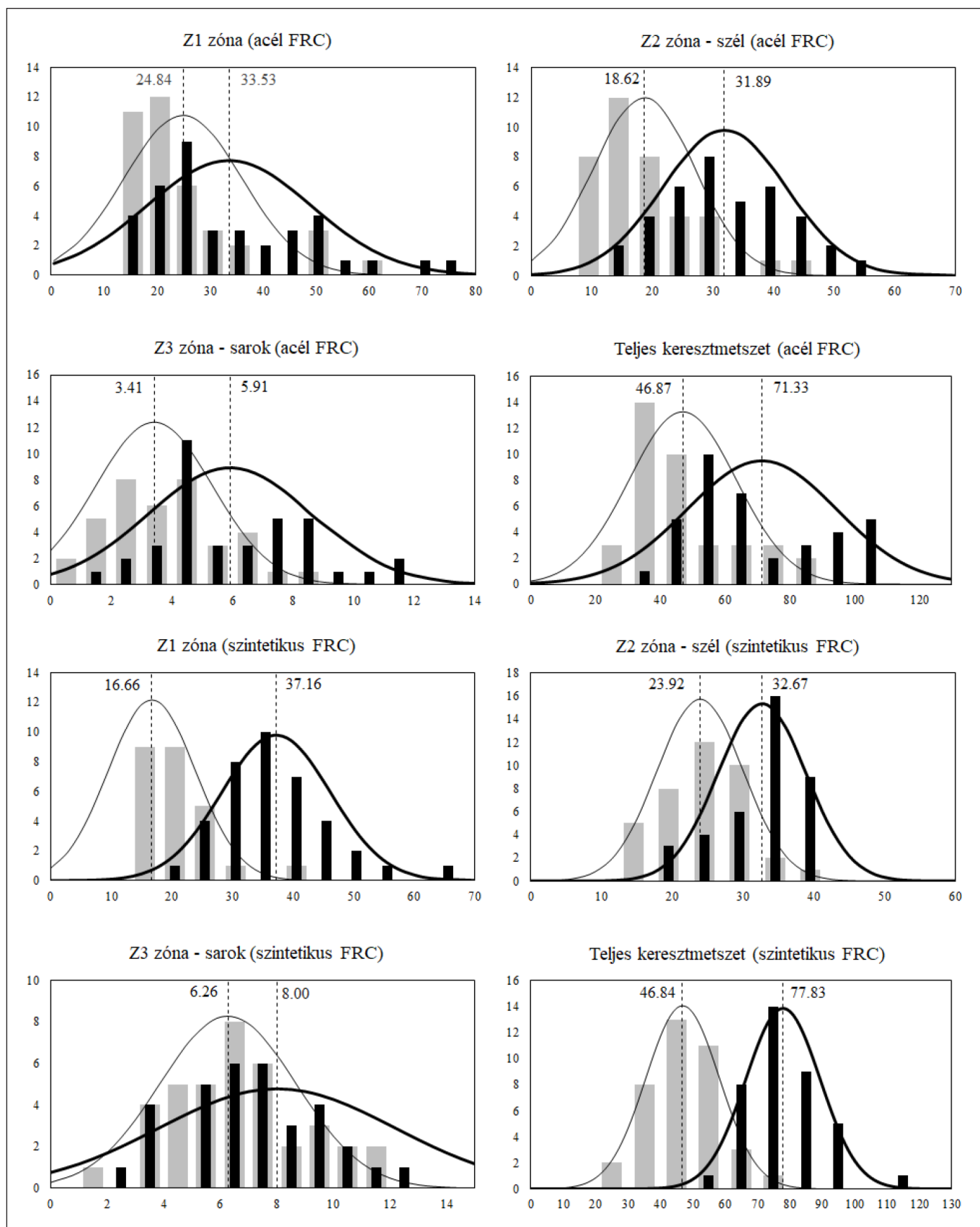
3. táblázat: Kísérleti mátrix

Száltípus	Betonzási mód	Gerenda jele	Metszetek jele
Acél	(B1) vízszintes	E, F	EA...ES; FA...FS
Acél	(B2) ferde	A, B	AA...AS; BA...BS
Szintetikus	(B1) vízszintes	G, H	GA...GS; HA...HS
Szintetikus	(B2) ferde	C, D	CA...CS; DA...DS

4. táblázat: Kísérleti és analitikus eredmények összehasonlítása

Acél				
Kísérleti eredmények középértékei			Analitikus modell	
zóna	db (B1/B2) CV% (B1/B2)	$\theta$ (B1/B2/átlag)	$\theta$	eltérés (B1/B2/átlag)
Z1	33,53 / 24,84 46,2 / 44,8	0,625 / 0,463 / 0,544	0,49 – 0,50	-20% / +8% / -8%
Z2	31,89 / 18,62 31,9 / 44,6	0,594 / 0,347 / 0,471	0,57	-4% / +64% / +20%
Z3	5,91 / 3,41 45,4 / 56,7	0,440 / 0,254 / 0,347	0,84	+90% / +330% / +240%
Teljes	71,32 / 46,86 32,4 / 35,3	0,591 / 0,388 / 0,489	0,57	-3% / +46% / +16%
Szintetikus				
Kísérleti eredmények középértékei			Analitikus modell	
zóna	db (B1/B2) CV% (B1/B2)	$\theta$ (B1/B2/átlag)	$\theta$	eltérés (B1/B2/átlag)
Z1	37,16 / 16,66 24,1 / 43,3	0,693 / 0,311 / 0,502	0,50	-27% / +60% / 0%
Z2	32,67 / 23,92 19,1 / 25,4	0,648 / 0,474 / 0,561	0,53	-18% / +11% / -5%
Z3	8,00 / 6,26 52,1 / 38,5	0,674 / 0,528 / 0,601	<0,84	+24% / +59% / +39%
Teljes	77,83 / 46,84 14,8 / 24,2	0,671 / 0,404 / 0,538	0,55	-18% / +36% / +2%

CV: relatív szórási



**5. ábra:** Acél- és szintetikus szálerősítésű betonok keresztmetszetén áthaladó szálak darabszámainak hisztogramjai és normális eloszlásfüggvénye, fekete: (B1) betonozási mód, szürke: (B2) betonozási mód

## 4. KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK

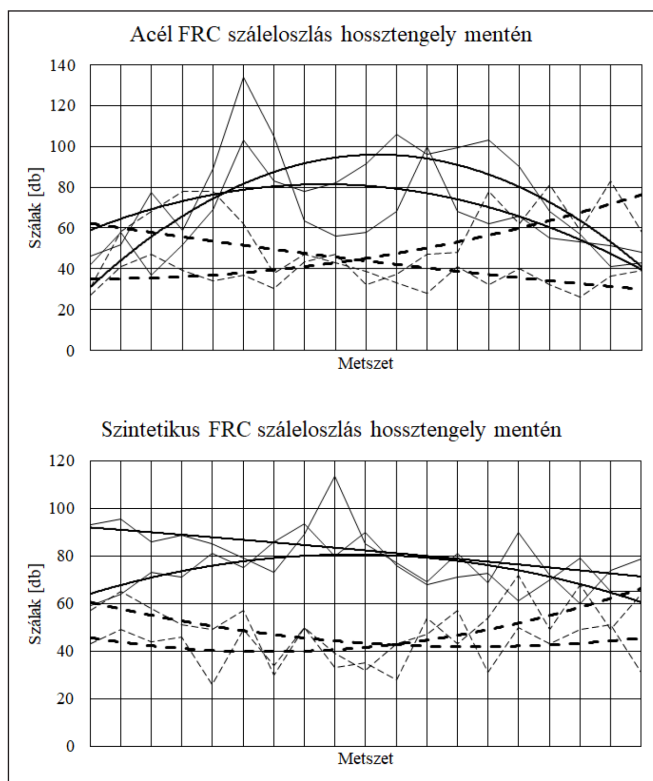
A keresztmetszet teljes felületén, illetve különböző zónáiban található szálak darabszámának hisztogramjai és a hozzájuk tartozó normál eloszlás görbéje az 5. ábrán látható. A két különböző öntési módszer eredményeit egyazon diagramon ábráztuk, így eloszlásuk és középértékük szemléltethető. Minél nagyobb zónát vizsgálunk, a szórása annál kedvezőbb,

így a legjobb eredményeket a teljes felület vizsgálva kapunk.

A 4. táblázatban az analitikus és a kísérleti eredmények és azok összehasonlítása szerepel.

A keresztmetszeten áthaladó szálak darabszámát a gerenda hossza mentén is vizsgáltuk, ez a 6. ábrán van ábrázolva.





**6. ábra:** Acél- és szintetikus szálerősítésű beton gerenda keresztmetszeten áthaladó szálak darabszámának változása a gerenda hossztengelelye mentén, folytonos vonal: vízszintes betonozás (B1), szaggatott vonal: ferde betonozás (B2)

## 5. AZ EREDMÉNYEK ÉRTÉKELÉSE

A kísérletekből egyértelműen látszik, hogy a két betonozási mód jelentős különbséget okozott a keresztmetszeten áthaladó szálak darabszámát illetően mind acél, mind szintetikus szálak esetén. A teljes keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma a ferde, öntött betonozási mód (B2) esetében acélszálaknál 34%-kal, míg szintetikus szálaknál 39%-kal tartalmazott kevesebb szálat, mint a vízszintes betonozási mód (B1) esetében. A zónákat vizsgálva ez a különbség szintén mindenhol jelentkezik. A gerenda hossztengelelye mentén vizsgálva a széleken ez a különbség kisebb, míg a gerenda közepén a nagyobb (6. ábra). Mivel ez a különbség konzekvensen jelentkezett, mind a teljes keresztmetszetre, mind a zónákra nézve, így feltételezhető, hogy a betonozási mód elsősorban a szálak orientációjára volt hatással.

A magyarázatot a beton mozgásában kereshetjük. Az áramló beton mátrixban elhelyezkedő szálak a folyás irányára merőlegesen helyezkednek el (Toutanji és Bayasi, 1998; Stahl és van Mier, 2007; Stahl, Custer és van Mier, 2008). A vízszintes betonozási módszernél a zsaluzatba kerülő beton függőlegesen mozog, így ezek a szálak a gerenda hossztengelelyének irányába állnak be. A vibrálás további orientációt okozhat (Soroushian és Lee, 1990; Toutanji és Bayasi, 1998; Barragán et al., 2000). Ferde betonozás esetében a beton a gerenda hossztengelelyének irányába mozog, így a szálak a gerenda hossztengelelyére merőleges irányba fordulnak. A gerenda szélein a végzsaluzat hatása miatt ez az orientációs hatás mérséklődik, kevésbé jelentkezik (6. ábra).

A vízszintes betonozási mód (B1) esetében szintetikus szálakból 10%-kal több szál volt található a metszetekben, mint acélszálak esetében. Ferde betonozási mód (B2) esetében a különbség elenyésző volt, azaz acél és szintetikus szálakból is azonos mennyiségű szál volt található a metszeten. Szintetikus szálak esetében a gerenda keresztmetszeti zónáiban

az eloszlás kedvezőbb volt: vízszintes betonozási mód (B1) esetében szinte azonos volt az orientációs faktor, míg ferde betonozási mód (B2) esetében a feltételezésnek megfelelően változott, sarkokon volt a legtöbb.

A kísérleti eredmények szórása nagy (CV (relatív szórás): 14–52%), a hisztogramok szemrevételezése alapján sok helyen aszimmetrikus vagy bimodális eloszlás mutatkozik.

A kísérleti eredmények és az analitikus modell eredményei között jelentős különbségek adódtak: acél szálerősítés és vízszintes betonozási mód esetén –20% és +90%-os eltérések adódtak, míg ferde betonozási mód esetén az analitikus modell mindenhol felülbecsülte a szálak darabszámát. Szintetikus szálak és vízszintes betonozási mód esetén alulbecsüli (kivéve a sarok zónát), míg ferde betonozási mód esetén pedig minden esetben felülbecsüli az analitikus modell a kísérleti eredményeket. A két betonozási mód átlagát vizsgálva az analitikus módszer eredményei 20%-os eltérésen belül vannak a sarok zónákat nem vizsgálva.

Acélszálak esetében a feltételezett eloszlás nem igazolódott: a legmagasabb szálorientáció a középső zavartalan zónában volt, míg a legalacsonyabb szálorientáció a sarkokban mindkét betonozási módszer esetében – az elmélet szerint ennek pont fordítva kellett volna lenni. Acélszálak esetében azonban figyelembe kell venni a merev szálak egymásra gyakorolt hatását, aminek alapján a középső zónákban lesz több szál, nem a szélsőkben (Kang et al., 2011; Czoboly, 2016; Juhász, 2018b). Mivel az acélszálaknál az adagolás nem mondható magasnak, ezért a szabványos 150×150 mm-es keresztmetszet így nem bizonyul megfelelően nagy 50 mm-es acélszálak esetében.

Szintetikus szálak és vízszintes betonozási mód esetében az orientációk között nem volt nagy a különbség, hasonlóan az analitikus modell Z1 és Z2 zónáihoz. A sarkoknál használt orientációs faktor itt is felülbecsüli az értékeket. Ferde betonozási mód esetében az orientációs faktorok nagyobb mértékben eltérnek a modell értékeitől, azonban a változásuk azzal megegyező: a zavartalan zónában volt a legkisebb, majd a széleken nagyobb, végül a sarkokon a legtöbb, a növekmények azonban jóval nagyobbak voltak. A legjobb eredményeket a két betonozási mód átlagértékeinél kapjuk, a sarkoktól eltekintve az analitikus modell eredményei jól közelítik a kísérleti eredményeket.

A vizsgálatokból levonható legfontosabb megállapítások:

- a betonozás módja jelentős hatással van a szálak orientációjára, a bemutatott kísérletben ez 34–40%-os különbséget okozott a keresztmetszeten áthaladó szálak darabszámában;
- a betonozás módja erősebb hatást gyakorol acélszálakra, mint a szintetikus szálakra, de mindkét száltípus esetén jelentős;
- az irodalmi eredményeknek megfelelően a jelen kísérletben is igazolódott, hogy a beton áramlásának irányára merőlegesen helyezkednek el a szálak;
- acélszálak esetében a szálak egymásra gyakorolt hatása miatt a szálak a gerenda középső zónáiban sűrűbben helyezkednek el, mint a széleken;
- szintetikus szálak esetében a keresztmetszeten belüli eloszlás a feltételezettnek megfelelő volt ferde betonozási mód esetében (középső zónában a legkevesebb, majd szélsőben és sarkokon több), de az orientációs faktorok eltértek az analitikus modell eredményeitől, vízszintes betonozási mód esetében egyenletes volt, viszont az analitikus modell alulbecsülte a valós értékeket;
- nagyságrendileg a keresztmetszeteket metsző szálak darabszáma megegyezett az acél és a szintetikus szálak esetében, vízszintes betonozási módnál szintetikus szálból volt valamivel több, míg a ferde betonozási módnál elenyésző

- különbség volt az értékek között;
- a keresztmetszeti zónákban található szálak darabszáma között jelentős különbség volt acél és szintetikus szálaknál: a szintetikus szálak egyenletesebben helyezkedtek el a keresztmetszeten belül;
  - az analitikus modell eredményei a teljes keresztmetszetre és a zónákra nézve is a két betonozási mód eredményei közé esnek, jó közelítéssel ezen eredmények átlagai szintetikus szálak esetében;
  - a sarkokon levő szálakat mind szintetikus, mind acélszálak esetében a modell nem képes követni – igaz, ez a legkisebb zóna, a legnagyobb relatív szórással, így az eredmények tekintetében itt a legnehezebb összehasonlítani.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Szálerősítésű betonok törés utáni maradó szilárdságát nagyban befolyásolja a repedt keresztmetszeten áthaladó szálak darabszáma. Feltételezzük, hogy a szálak elkeveredése egyenletes, azonban sok tényező együttes hatása miatt ez a feltételezés nem teljesül maradéktalanul. A jelen cikkben a betonozás hatását vizsgáltuk acél és szintetikus szálak orientációjára. Különböző betonozási módszerrel készültek gerendák, majd a keresztmetszetek különböző zónáiban vizsgáltuk a szálak orientációit. Az eredményeket az irodalomban található numerikus modellek eredményeivel hasonlítottuk össze.

A különböző betonozási módszerrel készült gerendák szálainak orientációi között 34–40%-os különbség adódott. Ez a különbség jelentős, az anyagvizsgálatok, illetve méretezések során ezt figyelembe kellene venni. Szabványos gerenda vizsgálatok esetén a vibrálás során a szálak a gerenda hossz tengelyének irányába orientálódnak, így több szál metszi a repedési keresztmetszetet, mint egyenletes elkeveredést feltételezve. Folyós konzisztenciájú beton esetében pedig az áramlás irányára merőleges irányba orientálódnak a szálak, így ha az áramlás gerendatengely-irányú, kevesebb szál metszi a keresztmetszetet. Ezekből adódóan a hiba többszöröződik: az anyagmodell kimérése esetén magasabb paramétereket kapunk, míg a valós szerkezeti elemnél, ha kedvezőtlen a betonozási mód kedvezőtlenebb orientáció is kialakulhat. Így a felülbecsült anyagparaméterrel készített méretezés és a valós viselkedés között nagyságrendi eltérés is adódhat.

Sorozatgyártás és nagy jelentőségű szerkezet méretezése során a szálerősítésű beton orientációjának megismerése és számításban való alkalmazása elengedhetetlen.

## HIVATKOZÁSOK

Alberti, M.G., Enfedaque, A. és Gálvez, J.C. (2017), „On the prediction of the orientation factor and fibre distribution of steel and macro-synthetic fibres for fibre-reinforced concrete”, *Cement and Concrete Composites* 77, pp. 29–48, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.11.008>

ASTM C1609 (2019), „Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (Using beam with third-point loading)”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, www.astm.org, [https://doi.org/10.1520/C1609\\_C1609M-19](https://doi.org/10.1520/C1609_C1609M-19)

Balaguru, P.N. és Shah, S.P. (1992), „Fiber reinforced cement composites”, *McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series*

Barragán, B.E., Gardner, D., Gettu, R. és Ferreira, L.E.T. (2000) „Study of the distribution and orientation of fibers in cast cylinders”, Report for Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete, EU Contract–BRPR–CT98–813.

Bernard, E.S. (2013), „Development of a 1200-mm-diameter round panel test for post-crack assessment of fiber-reinforced concrete”, *Advances in Civil Engineering Materials* 2, 1. szám, pp. 457–471, <https://doi.org/10.1520/ACEM20120021>

CNR-DT 204/2006 (2006), „Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures”, design recommendation, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, CNR, Rome

Czoboly O. (2016), „A keverési idő és a keverési mód hatása a szálak és a szálerősítésű betonok jellemzőire”, Doktori disszertáció, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem.

Dupont, D. és Vandewalle, L. (2005), „Distribution of steel fibres in rectangular sections”, *Cement & Concrete Composites* 27, pp. 391–398, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.03.005>

Edgington, J. és Hannant, D. J. (1972), „Steel Fibre Reinforced Concrete. The effect on fibre orientation of compaction by vibration”, *Materials and Structures* 5, 25. szám, pp. 41–44, <https://doi.org/10.1007/BF02479076>

EN 14651 (2007), „Test method for metallic fibre concrete – measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)”, European Committee for Standardization, <https://doi.org/10.3403/30092475>

Fekete T. (1973), „Acélszálerősítésű betonszerkezetek szilárdsági vizsgálata”, BME Közlekedésmérnöki Kar Mechanika Tanszék tanulmánya.

fib (2013), „Model Code for Concrete Structure 2010”, Wiley Ernst & Sohn

Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P., Batson, G.B., Criswell, M.E., Ramakrishnan, V. és Wecharatana, M. (1991), „Fracture toughness of fiber reinforced concrete”, *ACI Materials Journal* 88, 4. szám, pp. 339–353, <https://doi.org/10.14359/1840>

Hoy, C.W. (1998), „Mixing and mix proportioning of fibre reinforced concrete”, Doktori disszertáció, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University of Paisley, Scotland, 284 p.

Juhász K. P. (2014), „Szintetikus makro szálerősítésű betonok”, Diplomamunka feladat, Betontechnológia Szakirányú Továbbképzés, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék.

Juhász K. P. (2018a), „Acél és szintetikus szálak orientációjának meghatározása szálerősítésű betonban”, *Építés-Építészettudomány* 46, 1–2. szám, pp. 221–238, <https://doi.org/10.1556/096.2017.007>

Juhász K. P. (2018b), „The effect of synthetic fibre reinforcement on the fracture energy of the concrete”, Doktori disszertáció, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, <https://perma.cc/4JMY-HNSC>

Juhász K.P. (2019), „Analytical model for rigid (steel) and flexible (synthetic) fibre mixing in concrete”, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 596, <https://doi.org/10.1088/1757-899X/596/1/012003>

Kameswara Rao, C.V.S. (1979), „Effectiveness of random fibres in composites”, *Cement and Concrete Research* 9, pp. 685–693, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(79\)90063-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(79)90063-2)

Kang, S.T., Lee, B.Y., Kim, J.-K., Kim, Y.Y. (2011), „The effect of fibre distribution characteristics on the flexural strength of steel fibre-reinforced ultra high strength concrete”, *Construction and Building Materials* 25, 5. szám, pp. 2450–2457, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.057>

Kooiman, A.G. (2000), „Modelling steel fibre reinforced concrete for structural design”, Doktori disszertáció, Technical University of Delft (The Netherlands), pp. 87–106.

Krenchel, H. (1975), „Fibre spacing and specific fibre surface”, A. Neville, (ed.) *Fibre reinforced cement and concrete*, London: The Construction Press, pp. 67–75.

Lee, S.C., Cho, J.Y., és Vecchio, F. J. (2011), „Diverse Embedment Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete in Tension: Model Development”, *ACI Materials Journal* 108, 5. szám, pp. 516–525, <https://doi.org/10.14359/51683261>

Naaman, A. E. (1972), „A statistical theory of strength for fiber reinforced concrete”, Doktori disszertáció, Massachusetts Institute of Technology.

Ng, T.S., Foster, S.J. és Htut T.N.S. (2012), „Fracture of Steel Fibre Reinforced Concrete – the Unified Variable Engagement Model”, UNICIV Report R–460, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales.

Oh, B.H., Kim, J.C. és Choi, Y.C. (2007), „Fracture behavior of concrete members reinforced with structural synthetic fibers”, *Engineering Fracture Mechanics* 74, pp. 243–257, <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.032>

Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (2008), „Richtlinie Faserbeton”, Vienna.

Palotás L. (1975), „Siome-rendszerű acélszál-erősítésű betoncsövek”, BME Építőanyagok Tanszék tanulmánya.

Romualdi, J.P. és Mandel, J.A. (1964), „Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement”, *Journal of the American Concrete Institute* 61, 6. szám, pp. 657–671, <https://doi.org/10.14359/7801>

Sarmiento, E. V., Zirgulis, G., Sandbakk, S., Geiker, M. R. és Kanstad, T. (2012), „Influence of concrete flow on fibre distribution, orientation and mechanical properties of fibre reinforced concrete”, J. Barros (ed) *BEFIB2012 – Fibre reinforced concrete*

Stahli, P. és van Mier, J.G.M. (2007), „Effect of Manufacturing Methods on Tensile Properties of Fibre Concrete”, Proceedings of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures (FraMCoS)6, Catania, Italy.

Stahli, P., Custer, R. és van Mier, J.G.M., (2008), „On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC”, *Materials and Structures* 41, 1. szám, pp. 189–196, <https://doi.org/10.1617/s11527-007-9229-x>

- Stroeven, P. (1978), „Morphometry of fiber reinforced cementitious materials”, *Materials and Structures* 11, 61. szám, pp. 31–37, <https://doi.org/10.1007/BF02478701>
- Stroeven, P. (1979), „Morphometry of Fibre Reinforced Cementitious Materials, Part II: Inhomogeneity, segregation and anisometry of partially oriented fibre structures”, *Materials and Structures* 12, 67. szám, pp. 9–20, <https://doi.org/10.1007/BF02473994>
- Stroeven, P. (1991), „Effectiveness of steel wire reinforcement in a boundary layer of concrete”, *Acta Stereol* 10, 1. szám, pp.113–22.
- Stroeven, P. (1999), „Steel fibre reinforcement at boundaries in concrete elements”, *Proceedings of the Third International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC3)*, Mainz (Germany), pp. 413–421.
- Soroushian, P. és Lee, C. (1990), „Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete”, *ACI Mater Journal* 87, 5. szám, pp. 433–439, <https://doi.org/10.14359/1803>
- Szabó I. (1976), „Acélhaj beton”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest.
- Toutanji, H. és Bayasi, Z. (1998), „Effects of Manufacturing Techniques on the Flexural Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete”, *Cement and Concrete Research* 28, 1. szám, pp. 115–124, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00213-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00213-5)
- Vandewalle, L. et al. (2003), „RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete –  $\sigma$ - $\varepsilon$  design method”, *Materials and Structures* 36, 8. szám, pp. 560–567, <https://doi.org/10.1617/14007>
- Zerbino, R., Tobes J. M., Bossio M. E. és Giaccio G. (2012), „On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete”, *Cement & Concrete Composites* 34, pp. 191–200, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.09.005>

**Dr. Juhász Károly Péter** (1980), okleveles építészmérnök, tartószerkezeti tervező, adjunktus, laborvezető, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék. Fő kutatási területe a szálerősítésű betonok anyagvizsgálata és modellezése. Tulajdonos és vezető mérnök a JKP Static Kft-nél. Tagja a *fib* 2.4.2 munkacsoportnak.

**Effect of the pouring technique on the orientation of steel and synthetic macro fibers in fiber reinforced concrete**

**Károly Peter Juhasz**

Fibre reinforced concrete is a short fibre composite material, with properties significantly dependent on the orientation of the mixed fibres. As a starting point the fibres are assumed to be uniformly distributed and have a uniform orientation, but in reality a non-uniform distribution occurs due to various effects. Deviation from the uniform orientation could have a significant effect on the material parameters, both favourable and unfavourable. In this paper the mixing models of the literature are compared to test results, and the effects of the formwork, the casting and compaction methods on the orientation of steel and synthetic macro fibres are investigated.



## ALMÁSI JÓZSEF KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL



Tagtársunk a BME kiváló hallgatója volt, és 32 éves korában kitüntetéssel szerzett műszaki doktori címet. Szert tett ipari gyakorlatra, ezt követően lett a Vasbetonszerkezetek Tanszéke oktatója. A tanszék valamennyi szakterületén széles körű ismeretekre tett szert, folytonosan tovább képezve oktatót, és oktatótanult. Mindig megértette a hallgatók visszajelzéseit, és rendszerességével, segítő készséggel elnyerte megbecsülésüket. Nagy hozzáértéssel és megbízhatósággal vett részt a tanszék ipari munkáiban mind a tervezés, a szakértői tevékenység és laboratóriumi kutatások során.

E munkákban szerzett tapasztalatait kamatoztatta 1993-tól a CAEC tervező vállalat vezetőjeként. A cég gazdag tervezési tevékenységét a munkában való közvetlen tevékenysége fémjelzte. Kereskedelmi központok, irodaházak, sportlétesítmények, műemlék-épületek felújítása mellett vízépítési műtárgyak tervezésében hasznosította tapasztalatait. Új építési

módszerek bevezetése fűződött nevéhez. Számos találmányát jegyezték be. Értékes szakirodalmi tevékenységet fejtett ki. E munkája kapcsolódott hazai és nemzetközi szakmai szervezetekben (ÉTE, MKK, IABSE, mai egyesületünk, a *fib*, ill. két jogelődje, a FIP és CEB) való közreműködéséhez. 2004–2008 között a MMK Tartószerkezeti tagozatának elnöke volt. Aktív munkásságának eredményeként méltán nyerte el más elismerések mellett egyesületünk magas elismerését, a Palotás László-díjat, valamint az egyetemi docensi címet. Dr. Almási József megbecsült tagtársunk az elmúlt öt évben is töretlenül dolgozott tovább. Nagy örömünkre szolgált, hogy egyesületünk folyóirataiban, mind a VASBETONÉPÍTÉS, mind a CONCRETE STRUCTURES számaiban a közelmúltban is publikálja figyelemre méltó munkáinak eredményeit. A 80. születésnapja alkalmával kívánjuk, hogy kedves barátunk jó erőben folytassa mérnöki, tudományos és szakirodalmi tevékenységét. További hosszú évekig kísérje jó egészség, magánéletében sok öröm!

*Vörös József*

## GUZMICS JÁNOS KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAAPJA ALKALMÁBÓL



1950. március 30-án született Szombathelyen. 1973-ban a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán diplomázott okleveles szerkezetépítő mérnökként, majd 1982-ben okleveles építésmérnöki diplomáját is megszerezte.

Munkáját a budapesti központú, de az ország szinte minden részén munkát végző Vízügyi Építő Vállalatnál kezdte 1973-ban, ahol különböző vízépítési műtárgyak, segédszerkezetek, valamint mélyalapozások tervezésében és kivitelezésében működött közre. Ezt követően 1974-75 között a Vízügyi Tervező Vállalatnál dolgozott, ahol részt vett a Bős-nagymarosi vízlépcsőrendszer tanulmányterveinek elkészítésében, továbbá egyedi szerkezeti elemek méretezésében.

1975-től a Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskola (a mai Széchenyi István Egyetem) Közlekedésépítési Kar, Hídépítési Tanszékén mechanika, tartók statikája, hídépítéstan, vasbeton szerkezetek, acélszerkezetek és faszervezetek tárgyakat oktatót egyetemi adjunktusként 2012-ig. Az oktatási munka mellett bekapcsolódott a tanszék ipari megbízási munkáiba is, melynek keretén belül különböző szerkezetű és anyagú hidak szakértésével, statikai felülvizsgálatával, felújításának, megerősítésének tervezésével foglalkozott. 1977-től magas

és mélyépítési szerkezetek vizsgálatával és szakértésével is megbízták.

1982-1994 között a főállás megtartása mellett, a kollégákkal létrehozott Konstruktív GMK-ban önálló tervezőként és szakértőként tevékenykedett a szerkezettervezés különböző területein.

1991. és 1992-ben a Malmői Centerlöf & Holmberg AG tervezőirodába vezetett az útja, ahol hídtervezésekben konstruktőrként dolgozott. Munkája elismerésül 1992-1994 között több alkalommal is visszahívták hosszabb-rövidebb időre konstruktőrnek.

1995-ben megalapította saját tervezőirodáját a BRO-ARCH Mérnök és Építész Iroda Bt-t, ami 2012-től Kft-vé alakult át. A vállalkozás tevékenysége felöleli a magas és mélyépítési szerkezettervezés széles területét, de elsősorban hidak, aluljárók tervezésével és rekonstrukciójával foglalkozik szakmai irányítása mellett. Magas és mélyépítési tartószerkezeti szakértés mellett építészeti tervezés is előfordul munkáik között. 2012-ben felhagyott oktatói állásával és nyugdíjba vonult, azonban tervezőirodájában továbbra is aktívan dolgozik.

Munkáját ma is töretlen lelkesedéssel végzi, amihez jó egészséget és további sikereket kívánunk.

*Budai Gergely*

## SOLYMOSSY IMRE KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETÉSNAPI ALAKLMÁBÓL



1950. június 11-én született Budapesten. Mérnöki diplomáját 1980-ban szerezte meg a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán. A szakmát az UVATERV-ben sajátította el, 1973-tól 1996-ig végigjárva a tervezői ranglétrát, megismerve a tervezés különböző fázisait. Szerkesztő technikus, tervező mérnök, irányító tervező, majd 1989 és 1996 között a Híd-2 osztály osztályvezető-helyettese.

1988-ban elvégezte a BME Mérnöktovbkképző Intézet „Be-ton- és vb. szerkezetek javítása” c. szaktanfolyamát.

1996-tól az MSc Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft. műszaki igazgatója, majd résztulajdonosa is. Hetvenedik életévét betöltve műszaki tanácsadóként vesz részt a cég tevékenységében.

Az UVATERV-ben végzett jelentősebb munkái: közreműködés a TS vasúti uszályhidak tervezésében, a budapesti Erzsébet híd felújítása, járdaszerkezetének átépítése, U-30 jelű nagysebességű vasúti híd provizórium, bajai Duna-híd konzolos szélesítése, bajai Duna-híd kísérleti közös közúti-vasúti pályaszerkezete, líbiai vasúttervezés műtárgyai, tiszauzi közös közúti-vasúti Tisza-híd felújítása, régi kunszentmártoni Körös-híd felújítása, budapesti Szerémi úti vasúti híd, stb. Az esztergomi Duna-híd Hídbizottságának tagja.

Az MSc Kft-ben egyrészt műszaki igazgatóként irányította és felügyelte a tervezési folyamatokat, másrészt saját maga is tervezett igen jelentős létesítményeket. Közvetlen irányítása alatt készült főbb tervezési munkák: Budapesti Ferdinánd híd szélesítése, Erzsébet híd budai leajtójának felújítása, Kunszentmártoni vasúti Körös-híd mederszerkezeteinek átépítése, Tárnok-Székesfehérvár vasútvonal velencei közúti aluljárója, Szolnoki városi Tisza-híd felújítása, Zalaegerszegi delta vágány íves rácsos acélszerkezetű hídja, Budapesti Északi vasúti Duna-híd átépítése, stb. Tanulmánytervi szinten: Álomsziget (Óbudai-sziget) Árpád hídi kapcsolata, buda-

pesti rakpartok gyalogos kapcsolati műtárgyai, Szeged-Makó elővárosi közösségi közlekedésének fejlesztéséhez vasúti és közúti Tisza-hidak.

Pályafutása alatt tervezett közúti és vasúti hidat, acél és vasbeton szerkezetet, egyéb ipari szerkezetet, de a szíve közepén a vasúti hidak, főleg az acélhidak vannak. Ezen a területen a szakma meghatározó egyénisége. Szívügye a meglévő szerkezetekkel való törődés, gondoskodás, azok élettartamának meghosszabbítása. Tevékenyen részt vett és részt vesz a szakmai szabványok előkészítésében, megalkotásában. Ezen belül az egyik legjelentősebb a MÁV H.4./2000 Utasításának kidolgozása a meglévő vasúti acélhidak teherbírásának és tartósságának megállapítására. Az új H.1. Vasúti Hídszabályzat részeként a meglévő vasúti hidak erőtanai szempontból való értékelésére szolgáló H.1.7. Utasítást készítő bizottság vezetője.

A Magyar Mérnöki Kamara alapító tagja. Tevékenyen részt vesz a szakmai közéletben, a Vasúti Hidak Alapítvány kurátora. Tagja a KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztályának, a MAÚT Vasúti Pálya és Műtárgyak Bizottságának és a **fib** magyar tagozatának. Szakmai fórumokon számos előadáson ismertette jelentős szakmai tapasztalatát, megfogalmazva kételyeit is a tervezési szabályozással kapcsolatban. Ez utóbbi különösen érdeklő és tevékenyen keresi a modern tervezési módszereken alapuló megoldásokat.

A vasúti hidak tervezése és a hídszerkezetek fejlesztése terén végzett kimagasló tevékenységéért a Vasúti Hidak Alapítványtól 2008-ban Korányi Imre-díjat, a vasúti hidász szakma legmagasabb szakmai kitüntetését kapta.

Az utánpótlással kiemelten foglalkozik. Szigorú, igényes oktató, aki az eredményeket igen nagyra értékeli. Szakmai tudására, széles látókörére, emberségére mindig lehet számítani. A 70. születésnapja alkalmával kívánjuk, hogy továbbra is jó erőben folytassa mérnöki munkáját, a fiatal mérnökgenerációk nevelését. További hosszú éveket kísérje jó egészséggel, magánéletében sok örömmel!

Vörös József

## HAMZA ISTVÁN KÖSZÖNTÉSE 75. SZÜLETÉSNAPI ALKALMÁBÓL



Ünnepelt kollegánk 1968-ban szerzett építőmérnöki diplomát a BME-n. Pelikán professzor inspirálására az Építőmérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén, az MTA kutatócsoportjában kezdett el dolgozni. Fő érdeklődési területe a tartószerkezetek kísérleti vizsgálata volt.

A tanszék kis laboratóriumában tette az első lépéseket. A BME 1975 tavaszán felavatott Építőipari Laboratóriumában folytatódott a munkája, ahol a tanszék modern laboratóriumának vezetője lett. Elsősorban a vasbeton anyagú tartószerkezetek kísérleti vizsgálata és megerősítése foglalkoztatta, de más anyagú szerkezetek kísérleti munkáit is végezte. Egyik kutatásának tárgya a hálós vasalású vasbeton táblák erőtartaléka volt 1982-ben e témakörből írta meg egyetemi doktori disszertációját. Később, az előzőek folytatásaként a repedésképződés és repedésszámítás valószínűség-elméleti alapon való elemzése foglalkoztatta. Erről és egyéb munkákról több hazai és külföldi

konferencián számolt be és publikált. Több hazai és külföldi aspiráns kísérleti munkáját segítette. Ennek során nem szokványos feladatokkal találkozott: fa és vasbeton gerendák éveken át tartó lassú alakváltozásának vizsgálata, egyenletes terhelés létrehozása levegő, ill. víz túlnyomás segítségével üvegtáblák, ill. T-keresztmetszetű vasbeton gerendák vizsgálatánál, tetszőleges lehajlási alakra beállítható fődémszerkezet az alakváltozások vizuális hatásának tanulmányozásához.

A kutatási munkák mellett részt vett a tanszék változatos ipari megbízásainak teljesítésében és természetesen az oktatásban is. Majdnem valamennyi tárgy oktatásában részt vállalt. 1996-tól oktatói státuszban volt. Részt vett több oktatási anyag kidolgozásában. Tagja az ÉTÉ-nek, az MMK Tartószerkezeti Szakosztályának és a fi b Magyar Tagozatának. Munkahelyéről 40 év után vonult nyugállományba. Dr. Hamza Istvánt munkatársai, hallgatói szerették és becsülték. Az általa vezetett laboratórium szomszédjai sokszor élvezték segítő készségét. A **fib** Magyar Tagozata egészségben, jólétben, kedve szerint végzett munkában töltendő hosszú életet kíván az ünnepeltnek 75. születésnapja alkalmából.

T. G.

## DR. DULÁCSKA ENDRE KÖSZÖNTÉSE 90. SZÜLETÉSNAJJA ALKALMÁBÓL



A Csonka-émlékérmes, Eötvös-díjas, Széchenyi-díjas, Akadémiai díjas professor emeritus Dulácska Endréről, okleveles építész mérnökről, a műszaki tudomány doktoráról már az elért szakmai-tudományos rangok és elismerések felsorolása is sokat árul el. Az 1930-ban született kiváló szakemberről nem kevesebbet mondanak műszaki alkotásai, tudományos eredményei, műszaki közéleti szerepvállalásai, oktatói érdemei.

A mostani jubileum alkalmából egy szűk oldalon nehéz felsorolni mindazt, amit az építőiparért tett, és örvendetes módon napjainkban is folytat. Csak tallózhatunk az évtizedek alatt végzett munkái között. Pályafutását a BUVÁTI-nál kezdte, ahol a tervezői ranglétra fokozatait bejárva statikus főmérnök lett. 1982-től a TTI statikus főmérnöke, a vállalati tanács elnöke. A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékére 1991-ben nyert egyetemi tanári kinevezést (már 1984-től c. egyetemi tanár volt), 1995-ig töltötte be a tanszékvezetői tisztséget, hosszabb ideig a kari habilitációs és doktori bizottság elnöke, illetve tagja. 2000-ben emeritált, s munkáját azóta is töretlenül folytatja. Munkájáért az említett díjakon kívül is több elismerésben részesült, ezek közül megemlítünk néhányat: Legjobb lakóház nívódíj, Magyar Építőipar Emlékplakett, három Kiváló munkáért jelvény, Magyar Érdemrend, MTA Eötvös koszorú, MTA Prémium (három alkalommal). Több mint 200 statikai szakvéleményt készített, számos esetben kirendelt bírósági szakértőként. Irányítása alatt, az általa kidolgozott módszerrel készült a budapesti METRO vonalak feletti, mintegy 500 épület kármegelőző szakvéleménye. Mintegy 70 épület felújítás és átalakítás általános és részletes tervét készítette el.

Mintegy 150 új épület tartószerkezeti tervezője. 100 új épület statikai tervezésének irányítója (pl. Sugár áruház, Szegedi Áruház, Szeged Városi Könyvtár). Számos tervezési, méretezési szabvány kidolgozásában vett részt. Oktatott szakmérnöki tanfolyamokon (Falazott szerkezetek, Faszervezetek, Vasbeton szerkezetek), az alapoktatásban (Vasbetonszerkezetek I. és II., Szilárdságtan II. Teherhordó szerkezetek diagnosztikája, Szerkezetek dinamikája). Kutatási területei széles körűek, csak a témákat sorolhatjuk itt fel: héjszerkezetek (különös tekintettel a stabilitásra), az épületeknek a talajmozgások okozta süllyedése miatt bekövetkező kárai, a képlékeny anyagú szerkezetek dinamikája (szeizmikus hatások), szálerősítésű betonok elmélete, sűrűlódási kérdések. Több mint 250 szakcikke, negyven egyetemi jegyzete és oktatási segédlete, 24 könyve, kilenc könyvrészlete jelent meg, részben külföldön.

Munkássága értékét nagyszámú hivatkozás jellemzi. Számos előadást tartott bel- és külföldön személyes meghívásra és rendezvényeken. Tudományos közéleti tevékenysége széles körű. Tagja az EAEE, IAEE, IASS, IABSE egyesületeknek és a **fib** Magyar Tagozatának. Jelentős tisztségeket viselt az ÉTE és az MTA, MKK szervezeteiben. Sorolhatnánk tovább egy nagyon gazdag és ma is lendületes életút állomásait, eredményeit. Ez az alkalom azonban elsősorban a gratuláció és a jókívánságok ideje. A **fib** Magyar Tagozata őszinte elismeréssel és örömmel köszönti Dulácska Endre professzort kilencvenedik születésnapja alkalmából. Kívánjuk, hogy kedve szerint folytassa mindnyájunk számára hasznos munkáját, élvezze jó egészségben családjá szeretőjét és a magyar mérnöktársadalom tiszteletét.

T. G.



# fib BULLETIN NO. 87

## TITLE: 2018 FIB AWARDS FOR OUTSTANDING CONCRETE STRUCTURES

Year: 2018  
Pages: 39  
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)  
ISBN: 978-2-88394-127-4  
DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0087

### Abstract:

Concrete has been profusely used throughout History in order to satisfy the real needs of humankind: housing, shelter, industry and infrastructure. Since its early applications, concrete has been undergoing a continuous evolution due, firstly, to the inventiveness of builders and, more recently, to persistent researchers. In fact, within the last two decades, progress in concrete technology has allowed numerous and innovative improvements for a classical material whose cost-effectiveness and versatility remain unrivalled. Nevertheless, new challenges continuously arise, thus requiring new answers.

Concrete is the second most-used material in the world (second only to water) – up to more than one cubic meter for every person on Earth, according to some statistics published shortly before the global crisis of 2008. The quantity of concrete produced is so large that, although it is, in fact, a relatively low-carbon product compared to other construction materials, it nevertheless accounts for about 5% of CO<sub>2</sub> emissions of the world. Not surprisingly, therefore, there are colossal research efforts being made across the globe by cement and concrete producers to reduce the carbon impact, with considerable success. It is clear that we will not significantly reduce the amount of concrete used on Earth in the near future. However, we can carefully examine the way we use it.

The current efforts towards sustainability take existing structures into account. Indeed, many concrete structures or facilities are nearing the end of their service life. Therefore, in order to keep their performance above acceptable threshold values, they must be assessed, refurbished or, in some cases, demolished. In this last case, many of the old materials – including concrete – may be recycled, as recent experiences have proved. The management of the life cycle of existing structures – erected when sustainability concepts were not yet considered – provides new opportunities in different fields of activities. These include conceptual attitudes and the basis of decision (maintenance engineering), new materials and techniques for repair and strengthening, as well as more interaction with other matters of concern, such as energy efficiency, reuse of materials or, among others, issues related to our cultural and historical heritage, considered from an updated perspective.

In this regard, a fundamental part of the mission of the fib is to synthesise the latest research in design and construction to facilitate innovation and the smart use of concrete. Our federation has produced outstanding contributions in the last years and is currently devoted to a new edition of the Model Code, expected to be completed in 2020. This huge task, based on the sound tradition of the past fib's Model Codes, provides to worldwide users a consolidated synthesis of recent knowledge. The Model Code 2020 addresses both the design of new structures and the assessment and refurbishment of existing constructions, whose service life can be extended – perhaps for different purposes. There is no doubt that the enormous challenge of preparing such a document will contribute to the increased and improved use of concrete in the near future, inspiring updated supra-national and regional codes.

Considered from the above-described perspective, our Awards seek to recognise the outstanding, whether the concrete is visible or not, whether it is a new or an existing structure, making true once again the Vitruvian virtues: *Firmitas* (bearing capacity and durability), *Utilitas* (functionality) and *Venustas* (beauty, aesthetical adequacy) in mutual equilibrium.

I encourage you to leaf through this book, which contains some of the outstanding achievements of the worldwide Structural Concrete community during the past four years. I hope you will enjoy reading about the best new Concrete Structures as we present the Outstanding Concrete Structures Awards at the 5th fib's Congress in Melbourne in October 2018.



# fib BULLETIN NO. 88

## TITLE: SUSTAINABILITY OF PRECAST STRUCTURES

Year: 2018  
Pages: 153  
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)  
ISBN: 978-2-88394-128-1  
DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0088

### Abstract:

Sustainability is a crucial concept. Sustainability was first introduced in the fib by creating a Special Activity Group under the convenorship of Prof Sakai. This group encouraged and helped all fib commissions to create their own groups dealing with sustainability. The fib Commission 6 “Prefabrication” took up this challenge and created a Task Group called “Sustainability of Structures with Precast Elements” in 2012. The group was created as a joint group with PCI (Precast Concrete Institute of USA), with the then-active fib Commission 3 “Environmental aspects of design and construction”, and the fib’s SAG8 on Sustainability. Therefore, this Bulletin 88 is a joint publication between PCI and fib.

The aim of the work was to gather and study the most recent work that has been developed regarding sustainability – and more particularly Life Cycle Assessment – of structures in which precast elements are used. The final aim of the group would be to provide recommendations for the study and assessment of structures built with precast elements. It will cover all aspects of this kind of structure, from planning, design, execution, use, maintenance and remedial activities to deconstruction, reuse, demolition and recycling.

The fib holds sustainability as a high priority, which triggered the creation of a new Commission 7 “Sustainability” during the 2015 fib commissions reorganisation. This commission has been chaired since then by Prof Hájek. Sustainability concepts were already introduced in the Model Code 2010 and are a key part in the elaboration of the Model Code 2020.

Experts from many parts of the world contributed to this fib Bulletin 88 which gives the document a broad overview of sustainability sensibilities across different continents.

Bulletin 88 starts with a description of the importance of environmental concepts and developments in the world today and the reason why sustainability is a crucial concept that will be even more important in the future. The document then focuses on the different advances of standards and regulations that have been developed or are in the process of being implemented. ISO, European regulations, North American regulations, Brazilian implementation in real precast companies and the developments of the fib Model Codes have been considered in this bulletin.

After that, the bulletin examines life cycle aspects of precast structures, taking former fib bulletins as a basis. Then, it moves on to an in-depth study of specific sustainability aspects of precast structures.

Then, the bulletin deals with the special methodologies and tools that are available around the world to handle sustainability in general and with precast structures in particular. A selection of tools is described in this chapter. The Task Group also developed proposals about how to deal with the sustainability of precast structures. Some of the proposals are described conceptually in the text.

The final chapter compiles several case studies or examples of sustainability applications of precast structures. The examples differ and are grouped by category: buildings, infrastructure and special works.

The task group continues to work on developing other documents that will focus on the detailed practical application of some of the sustainability models described in this document.

The Commission is grateful to all the Task Group members for this accomplishment, particularly to David Fernández-Ordóñez, who convened and led the Group successfully.



# Az ipari padló méretezésről

A beton ipari padló egy igazi „Nagymenő” a mai építőipari kivitelezéseken. Egy olyan rendszer, mely rendkívül gazdaságos, sokoldalú megoldást kínál gyár és csarnoképítőknek egyaránt. A gazdaságossága abban rejlik, hogy gyakorlatilag egyetlen betonréteggel egy végleges, nagy teherbírású, nagy síkpontoságú, esztétikus, és tartós felület hozható létre. Ahhoz azonban, hogy minden szempont teljesüljön, hozzáértő, körültekintő munkára van szükség.

Bár a padló, például egy raktár épület legjelentősebb része, mivel nem tartozik a szerkezethez, a tervek jelentős részében az ipari padló rétegrend csupán megemlítésre kerül. Így a megoldás részletei sok esetben a kivitelezői tapasztalatra vannak bízva.

A minőségi betonpadlók készítéséhez elengedhetetlen a megfelelő szakismeret és együttműködés a tervező, a kivitelező és a betongyár között.

Ugyanakkor nem elhanyagolható az a tudás, amivel a megrendelő rendelkezik. Az épület lehető legpontosabb meghatározásához szükség van a funkcióra, a tevékenységgel kapcsolatos berendezésekre, szokásokra, amelyek az építési terület ismeretével együtt az alapját képezik a tervezői munkának. Egy padló esetében mindez kiemelten fontos, mert a padlókkal szemben állított igények a legkülönbözőbbek lehetnek az esztétikai elvárás, a síkpontoság, a teherbírás és vegyi ellenállóképesség szempontjából. A kialakult megrendelői igények pedig befolyásolják az ágyazat, a beton szükséges minőségét és vastagságát, a megerősítés mértékét, a dilatációk kialakítását, a kivitelezési technológiát és természetesen a költségeket is.

A beton ipari padlókat elsősorban statikai igénybevételekre tervezik. Ezeknek a számításoknak általában az alapja a TR34 ipari padlós irányelv. A tervező figyelembe veszi a különböző terheléseket, melyek a raktározásból, rakodásból, szállításból adódnak, ezeket természetesen vizsgálni kell nem csak a tábla közepén, hanem a széleken és a sarkokon is egyaránt. Az épület adottságainak és a megrendelői igénynek megfelelően meghatározásra kerülnek a kialakítandó fugák, táblaméretetek és szükséges betétek, megerősítések. Miután a betonlemez egy rugalmas alátámasztásnak tekinthető ágyazatra kerül, a teljes rendszer hosszú távú működésének a feltétele a statikai igényeknek megfelelő alap (altalaj és ágyazat).

Általában a statikai szempontok figyelembevételét követően megtervezettnek tekintik a padlót, ami betonból készül. Azonban a beton, matematikai hasonlattal élve, egy sokismeretlenes egyenlethez ha-

sonlít. A különböző összetevők minősége, azok aránya, a környezeti feltételek, mind-mind együttesen határozzák meg a végeredményt. Ennek figyelembevétele nélkül gyakran előfordulhatnak nem várt repedések, vetemedések, melyek elsősorban a beton zsugorodására vezethetők vissza.

Mindez nem hagyható figyelmen kívül, ezért kidolgoztunk egy Zsugorodás Méretező Programot, mely a beton alapanyagainak és a környezeti viszonyoknak ismeretében segít meghatározni annak zsugorodását és ezzel együtt javaslatot ad a maximális biztonságos táblaméretre. Amennyiben a megoldás nem egyezik a megrendelői igényekkel, lehetőség van az adatok változtatására. A vastagság, betonszilárdság, vagy zsugorodás csökkentés, kompenzálás alkalmazásával a táblaméretetek a kívánt nagyságra állíthatók.

A MAPECURE SRA 25 zsugorodás csökkentő adalékszer több mint 30%-kal képes redukálni a zsugorodást, ha pedig együttesen kerül alkalmazásra az EXPANCRETE expanzív adalékszerrel, a korai zsugorodás mértéke 60% felett csökkenthető.

A zsugorodás méretezés ötvözése a statikai számításokkal egy műszakilag kifogástalan betonpadló méretezésére ad

lehetőséget. A megrendelőnek már csak egy kérdésük szokott maradni, az ÁR....! Ennek megválaszolása nem egyszerű feladat, ugyanis nem mindegy mivel mit hasonlít össze.

Szerettük volna, ha partnereink minden kérdésre teljes választ kaphatnak, ezért készítettünk egy Padló Kalkulátor Programot. A teljes padló költséget kiszámolható a beállított egységárakkal. A program lehetővé teszi, hogy a teljes felületre vonatkozóan figyelembe vegyünk a beton árán kívül az acél vagy poli-propilén betétek, az extra adalékszer, fugakialakítás és egyéb tényezők költségeit. A kalkulátor a beállított használati időszakra képes számolni a karbantartások költségeivel is.

A Mapei a három program együttes használatát javasolja, mert tapasztalataink alapján azok jelentős segítséget nyújtanak megrendelő és tervező Partnereinknek a legoptimálisabb beton ipari padlók megtervezésében.

Amennyiben Ön érdeklődik a padló kalkulátor program iránt, úgy keresse a Mapei betontechnológiai munkatársait.


<https://www.mapei.com/hu/hu/szaktanacs-mapei>

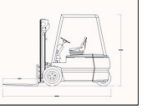
## TERVEZÉSI ADATOK

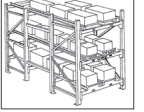
$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	30
$f_{ctk, n}$	N/mm <sup>2</sup>	3,9
$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	2,1
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	2,9
$E_{cm}$	kN/mm <sup>2</sup>	32,8
$\nu$	N/mm <sup>2</sup>	0,56
$d$	mm	187,5

Lap vastagság		mm	250
Ágyazat		K = N/mm <sup>3</sup>	0,07
Szál:	Mapefibre ST50 Twisted		kg/m <sup>3</sup>
			3
$F_{Rd}$ = Mpa	$f_{t1}$	1,16	$f_{t4}$
			1,06
Radius of relative stiffness		l = mm	893,1
Negative moment capacity		$M_n$ = Nmm	40467
Ultimate Positive moment capacity		$M_u$ = Nmm	8219

## TERHELÉSEK

Megoszló terhelés		Vonalszerű terhelés	
	Load = kN/m <sup>2</sup>	50	10
	design Load kN/m <sup>2</sup>	75	15

Targonca		Teherautó	
	Kerék teher = kN	30	20
	Kerék lenyomat	a = mm	200
		b = mm	100
	$\gamma$ =		1,6
Spreading area distance - r = mm		80	56
$P_u$ = kN		48	32

Palc rendszer		Beépítés	
	Láb teher <sub>max</sub>	40	$Q_k$ = kN/m <sup>2</sup>
	$l_1$ = mm	100	$G_k$ = kN/m <sup>2</sup>
	$l_2$ = mm	100	$\gamma_{(Gk)}$ =
	c = mm	1100	$\gamma_{(Qk)}$ =
a = mm	$r_{comb}$	207	base plate
$A_{comb}$ = mm <sup>2</sup>	$r_{comb}/l$	0,23	column
	P = kN	80	a = mm
$\gamma$ =	$P_u$ = kN	96	b = mm
			250
			250
		$P_{u, int (reqd)}$ = kN	314
		$P_{u, ext (reqd)}$ = kN	164



# A JÖVŐT ÉPÍTJÜK



A-HÍD ZRt.  
H-1138 BUDAPEST  
KARIKÁS FRIGYES U. 20.

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



# A-HÍD