

A *fib* MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Fomay Csaba — Nagy András —
Szabó Gergely

**Az M43 autópályán
épült Móra Ferenc
Tisza-híd tervezése
2. A mederhid szerkezete**

66

Ther Tamás — Dr. Kollár László P.
**Ívhatás vasbeton
gerendákban**

69

Dr. Kausay Tibor
**A fiatal beton szilár-
dulási folyamatának
modelljei —
szakirodalmi áttekintés
2. rész: A De Vree-féle mo-
dell és a Cemij-féle
számítási módszer**

72

Dr. Szepesházi Róbert
**Cölöpalapok CPT-alapú
méretezése az
Eurocode 7
követelményei szerint**

78

**BME Építőmérnöki
Szakmai 7**

91

Személyi hírek

92

2011/3

XIII. évfolyam, 3. szám

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Tervezőszerkesztő: Halmi Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotók:

a Marina Bay Sands Singapore épülete

TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Fornay Csaba – Nagy András – Szabó Gergely
**AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC
TISZA-HÍD TERVEZÉSE**
2. A MEDERHÍD SZERKEZETE
- 69** Ther Tamás – Dr. Kollár László P.
ÍVHATÁS VASBETON GERENDÁKBAN
- 72** Dr. Kausay Tibor
**A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMA-
TÁNAK MODELLJEI**
– SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS
**2. RÉSZ: A DE VREE-FÉLE MODELL ÉS A CEMIJ-FÉLE
SZÁMÍTÁSI MÓDSZER**
- 78** Dr. Szepesházi Róbert
**CÖLÖPALAPOK CPT-ALAPÚ MÉRTEZÉSE AZ
EUROCODE 7 KÖVETELMÉNYEI SZERINT**
- 91** **BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI SZAKMAI 7**
- 92** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Gilyén Jenő 1918-2011
Dr. Végh Lajos professzor 90. születésnapjára
Dr. Béres Lajos 75. éves
Dr. György Pál 65 éves
**Köszöntés Dr. Balázs György prof. emeritus,
Széchenyi-díjas 85. születésnapján**

A folyóirat támogatói:

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

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

2. A MEDERHÍD SZERKEZETE



Forny Csaba - Nagy András - Szabó Gergely

Folytatódik a Móra Ferenc híd előző számban megkezdett bemutatása a mederhíd részleteinek ismertetésével. A híd 180 m-es fesztávjából adódóan és a keresztmetszet egyedi kialakításának köszönhetően a híd mindegyik szerkezeti egysége tartalmaz érdekes, bemutatásra érdemes részleteket. A cikksorozat további részei: 3. rész: Szerelés és beállítások. 4. rész: Az ártéri hidak.

1. AZ ALÉPÍTMÉNYEK

A talpgerendák alatt 1200 mm átmérőjű fűrt vasbeton cölöpök készültek. Az alábbi táblázat összefoglalja a talpgerendák méreteit. A talajviszonyok annyira kedvezőtlenek voltak, hogy a mederpilléreknél 52 db 40 m hosszú cölöpöt kellett alkalmazni. A cölöp darabszám megtervezésénél a süllyedések korlátozása volt a mértékadó.

A partélben lévő pillérek párhuzamosak a mederrel (a hídtengellyel bezárt szög 85°). Ezek az alépitmények csúcsíves kialakítással és gránit orrkövekkel készültek. A közös pilléreknél a lekerekítés köríves. Az 1. ábra a mederpillér oldalnézetét mutatja a felszerkezet indítózömével. A felszerkezet reakcióit öt gömbsüveg saru közvetíti a mederpillérre. Ezt a megoldást az átadódó erők nagysága indokolta. A középső saru így is 75000 kN teherbírási. A 2. ábrán a mederpillér felülnézete látszik. A hídtengelynek megfelelően a sarusámolyok el vannak forgatva a pillér tetején.

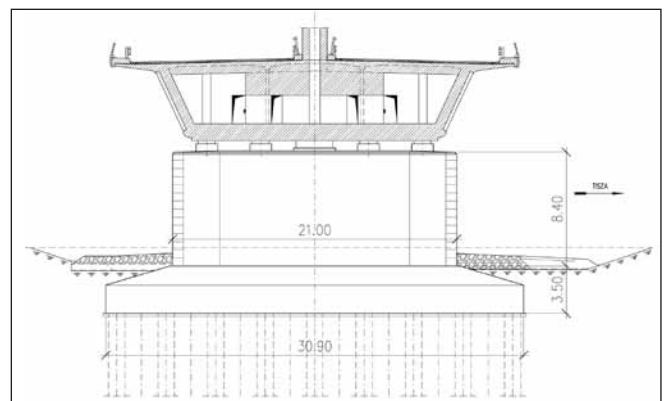
Pillér jele	A talpgerenda hossza, szélessége, magassága	cölöpök száma, hossza
5. pillér	25,60 x 7,60 x 1,80 m	20 db 39,80 m
6. pillér	30,90 x 17,60 x 2,10-3,50 m	52 db 41,90 m
7. pillér	30,90 x 17,60 x 2,10-3,50 m	52 db 40,00 m
8. pillér	25,60 x 7,60 x 1,80 m	20 db 41,50 m

2. A FELSZERKEZET

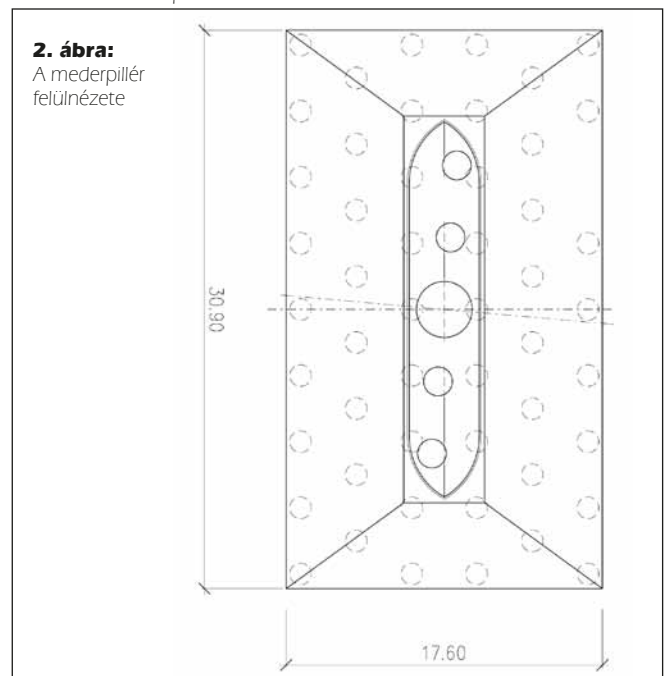
A felszerkezet keresztmetszeti kialakítását a 3. ábra mutatja. A mederhíd háromcellás szekrénytartó, 5,00 m-enként rácsos acél keresztartókkal. A keresztmetszetet három egység alkotja. A feszített vasbeton pályát és a fenéklemezt az acél hullámlemez gerinc köti össze.

2.1 Pályalemez

A pályalemez kialakítása a szokványos feszített vasbeton szerkezetekre jellemző, feszítésére 15 és 12 pásmás DSI tapadóbetétes kábeleket alkalmaztunk. A lehorgonyzási helyek a gerinclemez feletti kiékelésbe kerültek, így nem kellett külön lehorgonyzó tömböket építeni és a pályalemez zsaluzata a híd egész hosszán azonos geometriával volt építhető.



1. ábra: A mederpillér az indítózömmel



2. ábra:
A mederpillér felülnézete

2.2 Fenéklemez

Az alsó lemez külső zsirozott kábelekkel feszített vasbeton lemez, változó vastagsággal. A feszítés érdekessége, hogy a külső kábeleknek 5 méterenként át kell haladni az acél keresztartókon (4. ábra). A keresztartókon kialakított kis szögű iránytörések adják meg a kábelek haladási irányát.



3. ábra: A felszerkezet keresztmetszete



4. ábra: A külső kábelek átvezetése a kereszttartókon

A kábelek vonalvezetése nem szokványos, a külső kábelek az alsó lemezzel párhuzamosan haladnak és a függőleges vonalvezetéssel ellentétben vízszintes síkban szenvedik el az iránytoréseket, ezért az alkalmazott VT zsíros kábelek 4-es egységei függőleges síkban állnak.

A fenéklemez feszítéséhez alkalmazott külső kábelek a gerinclemez oldalához és a fenéklemezhez kapcsolt lehorgonyzó tömbből indulnak.

2.3 Gerinclemez

Az acél hullámlemez gerinc megtervezésénél a hullám hosszának és magasságának megválasztása volt nehéz feladat. A hullámlemez vastagsága is lényeges kérdés. A gyártás miatt nem lehetett vastag lemezeket alkalmazni. Így a főtartók és az extradosed kábelek darabszámát az átadni kívánt nyíróerő nagysága határozta meg. Mivel a szerkezeti kialakítás hatással van a végleges nyíróerő nagyságára, ezt a tervezés során interpolálással lehetett meghatározni.

A hidat szabadbetonozásos technológiával építették, ezért az építés alatt csak a pályalemezben elhelyezett kábeleket építették be. A szerelési kábelek darabszámát lehetett csökkenteni az acél hullámlemez gerinc alkalmazásával. A trapézlemez nem közvetíti a pályalemezbe bevitt normálerőt az alsó vasbeton lemeznek, ezért sokkal hatékonyabb a feszítés. A teljes feszítőerő ott hasznosul, ahol szükség van rá.

A gerinclemezek és a keresztartók csapos kapcsolattal dolgoznak együtt a vasbeton pályalemez és fenéklemezzel. Sok tanulmány és kísérletezés után választottuk ki ezt a megoldást.



5. ábra: A keresztmetszet acélváza

2.4 Keresztartók

A támasz- és végkeresztartók vasbeton szerkezetek. Ezekbe csapos kötésekkkel kapcsolódnak az acél hullámlemez gerincek. Acél keresztartók adják a széles keresztmetszet keresztirányú merevségét. Ezek olyan kialakításúak, mint egy normális öszvérhídnál (5. ábra).

2.5 Az extradosed kábelek

Az extradosed kábelek a VSL svájci cég SSI 2000 ferde kábelei. Nagyon pontosan kellett megadni a kábelek elhelyezéséhez szükséges adatokat. A ferde kábelek beépítése a megfelelő hídhossz elérésekor történt. Ebben az építési állapotban kellett megadni azt a geometriai helyet, ahova el kell helyezni a szerelvényeket úgy, hogy a kábel a hátralévő építési állapotok alakváltozásai után a tervezett helyére kerüljön. A ferde kábeleket két ütemben feszítették meg. Az első ütem az adott zöm elkészülte után, a ráfeszítés két másik zöm megépítését követően történt.

A híd középső kábelsíkos. A felszerkezetbe történő erőbevezetés volt az egyik legbonyolultabb mérnöki feladat a híd tervezése során. Egy keresztmetszetben két 37 pászmas kábel erejét kellett lehorgonyozni. A pályalemez és az acél keresztartó közösen osztja szét a koncentráltan megjelenő kábelerőt (6. ábra). A Japánban készített ilyen szerkezetű és nagy feszítávú hidaknál ezt a lehorgonyzási részletet 1:2-es méretarányú modelleken tesztelték.

2.6 PILON

A támaszok feletti pilonok 22 m magasak és a ferde kábelek iránytörő erejét viszik le a pillérekre. Ide kerültek a ferde kábelek iránytörésére szolgáló nyergék (7. ábra).

3. STATIKAI SZÁMÍTÁS

A statikai számítás sok új megfontolást igényelt. A hullámlemez normálerő felvételére nem alkalmas, ezért nem lehet hagyományos rúdelemként modellezni. A számításnál a TDV fejlesztőivel egy speciális kapcsolati elemet hoztunk létre, hogy a trapézlemezeket beilleszthessük a számítási modellbe. A erőtani méretezéshez még közelítő eljárások is használhatóak, de a szerelési alak és túlemelés kiszámítása megkívánta a pontosabb modellalkotást. Ezeket a számítási modelleket sok másik végeselemes modellel teszteltük és a statikai számítás



6. ábra: A ferdekábel lehorgonyozása

ellenőrző Leonhardt-iroda számításaival is jól egyeztek az alakváltozások. Az építés közbeni alakmérések is igazolták a modell helyességét. A ferdekábelek lehorgonyzására, az erőbevezetések méretezésére különálló végelemes modelleket építettünk.

4. ÖSSZEFOGLALÁS

A híd sok műszaki újdonságot hozott a magyar hidépítésbe. Ezért a tervezést nagyon sok előkészítő munka előzte meg. Már a szakirodalom felkutatása sem volt egyszerű feladat. Ennek a tudásnak a megvalósulását láthattuk Japánban, egy tanulmányút keretében. Az összegyűjtött tudás mellett sok ember bátor döntésére volt szükség, hogy Magyarországon megépüljön egy ilyen szerkezetű híd. A kivitelezés során a mederhíd szerkezeti egységeit sikerült jól együttműködő egészévé alakítani.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök. A Pont-Terv Zrt. osztályvezetője. Fő szakterülete az acélhidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett vasbeton hidak és együttműködő hidak tervezésében is. Számos autópályahíd



7. ábra: Nyeregszerkezet a ferde kábelek átvezetésére

és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében: mint a szekszárdi Szent László Duna-híd, a dunaújvárosi ártéri Duna-híd, az M0 szentendrei Dunaág-hídja, az M43 Tisza-híd, a Köröshegyi völgyhíd acél változat, az M0 Hárosi Duna-híd, az M6 autópálya Szebényi-völgyhídja. és a Vásárosnaményi Tisza-híd. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd acélszerkezetének tervezője. Számos előadást tartott szakmai konferenciákon és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

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

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



Ther Tamás – Dr. Kollár László P.

Cikkünkben az Eurocode 2 által is tartalmazott „ívhatás” jelenségét vizsgáljuk. A felső öv fiktív ferde levágását figyelembe véve megmutattuk, hogy a nyírási vasalás mennyisége elméletileg tetszőlegesen csökkenthető. Megmutattuk, hogy az Eurocodeban alkalmazott „nyíróerőábra levágás” igen kicsiny ívhatás feltételezésével is indokolható, és így alkalmazása a tervezés során javasolható.

Kulcsszavak: gerenda, ívhatás, rácsos tartó modell, Eurocode 2

1. BEVEZETÉS

Egy vasbeton gerenda teherviselése a klasszikus Mörsch-féle rácsos tartó modell alapján a ferde metszet egyensúlyából számítható (Reineck, 2005). Ezen alapulnak az Eurocode 2 összefüggései is. Például párhuzamos övű tartót, függőleges kengyelezést és 45°-os repedésképet feltételezve a kengyelek által felvehető nyíróerő (1a ábra):

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{s} A_{sw} f_{ywd} \quad (1)$$

ahol z a belső erők karja ($z=0,9d$), s a kengyelek távolsága, A_{sw} a kengyel keresztmetszeti területe, f_{ywd} pedig az acél folyási határának tervezési értéke (Deák et al., 2004). Ha a tartó övei nem párhuzamosak, akkor a nyírási teherbíráshoz a húzó és nyomóerők függőleges komponenseit is figyelembe szabad venni. Például ferde felső öv esetén az (1) képlet az alábbiak szerint módosul (1b ábra):

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{s} A_{sw} f_{ywd} + N_c \operatorname{tg} \alpha \quad (2)$$

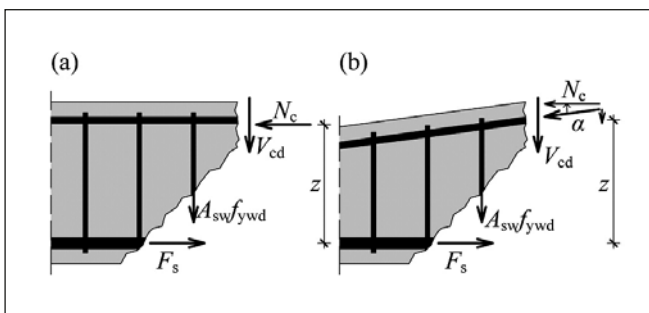
ahol N_c a betonban ébredő nyomóerő vízszintes komponense, α pedig a nyomóerő vízszintessel bezárt szöge (Kollár, 1997).

Köztudott, hogy a párhuzamos övű gerendákban is változik a betonban ébredő nyomóerő iránya. Ezt a jelenséget ívhatásnak, vagy boltozati hatásnak nevezzük. Az Eurocode ezt a hatást oly módon veszi figyelembe, hogy – egyenletesen megoszló teher esetén – a nyíróerőábra növekedését a feltámaszkodás szélétől d távolságon belül nem kell figyelembe venni. Ezt úgy is értelmezhetjük (Kollár-Dulácska, 2009; Modell Code, 2010), hogy a teherbírás egy ívszerű és egy gerendaszerű teherviselés összegeként jön létre (2. ábra). Draskóczy András egy korábbi cikkében (2009) azt tárgyalta, hogy egy a gerendában kialakuló ívtartó felvételével jelentősen csökkenthető a szükséges nyírási vasalás mértéke.

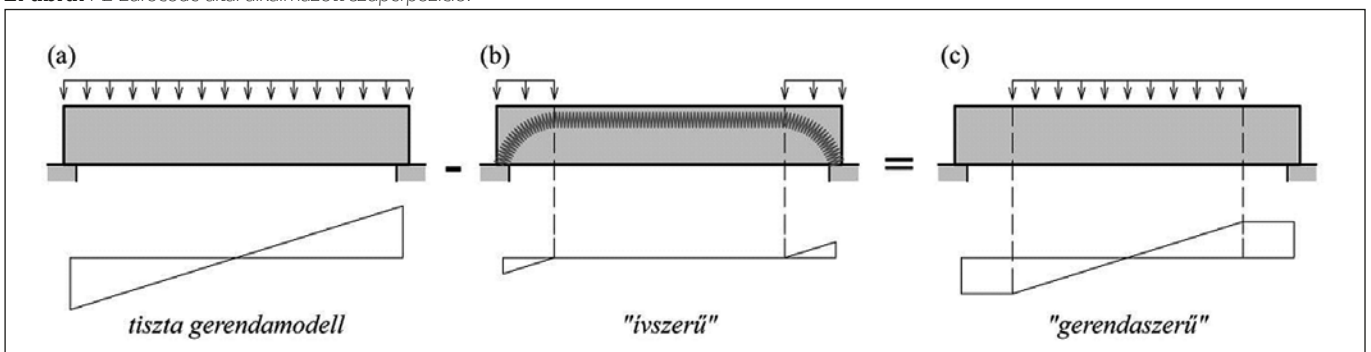
2. A FELADAT MEGFOGALMAZÁSA

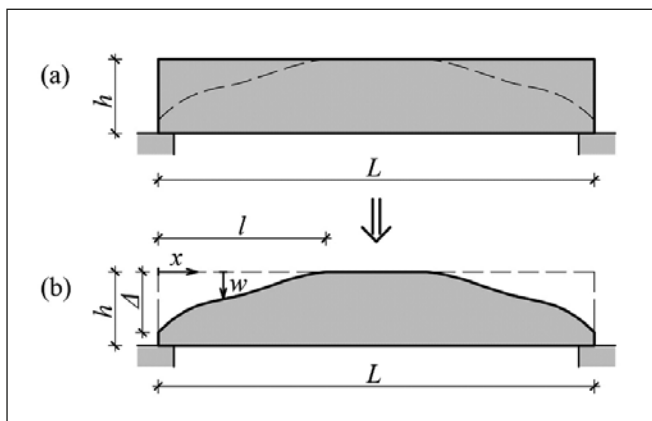
Egy tartószerkezet méretezését általában elvégezhetjük oly módon, hogy a szerkezetnek csak bizonyos részeit vesszük figyelembe a modellben, a fennmaradót közelítésként a teherbírás számítás szempontjából úgy tekintjük, mintha ott sem lenne. (Megjegyezzük, hogy rideg anyagok, vagy jelentős másodrendű hatások esetén az eljárás a biztonság kárára is közelíthet.) Eljárhatunk például úgy, hogy a párhuzamos övű tartó helyett egy változó magasságú szerkezetet vizsgálunk, amely a tényleges tartón belül alakul ki (3a ábra). Ezzel egyrészt növeljük a nyírási teherbírást, mert így a betonban keletkező nyomóerőnek lesz függőleges komponense, másrészt csökkentjük, mert a belső erők karja (z) csökken (2). Felmerül a kérdés,

1. ábra: A Mörsch-féle gerenda rácsos tartó modell párhuzamos (a) és a változó magasságú (b) gerendák esetében.



2. ábra: Az Eurocode által alkalmazott szuperpozíció.





3. ábra: A gerenda fiktív levágása. Az eredeti gerenda (a) és a számítások figyelembe vett modell (b).

hogy milyen levágás esetén lesz a kengyelezés minimális?

Az a kérdés is felmerül, hogy a *Bevezetésben* ismertetett „nyíróerőábra levágáshoz” milyen „fiktív” ívtartó tartozik, és az reális-e?

Ezekre a kérdésekre keressük a választ ebben a cikkben.

3. MODELL ÉS ALGORITMUS

A modellalkotás alapja a tiszta Mörsch-féle rácsos tartó modell (1. ábra). Ezt alkalmazva egy tetszőleges geometriájú vasbeton gerendára keressük a szükséges kengyelezés elméletileg szükséges Π mennyiségét. Ez - ha közelítésként nem korlátozzuk az ívben fellépő feszültséget – azonos a következő integrállal:

$$\Pi = \int_0^{L/2} \frac{1}{z(x)f_{y,d}} (V_{E,d}(x) - N_c(x) \operatorname{tg} \alpha(x)) dx \quad (3)$$

A modellben a kengyelezést végtelenül vékonyrak és végtelenül sűrűnek tételezzük fel. Az általunk feltételezett tartó levágását megadó függvény (3b ábra)

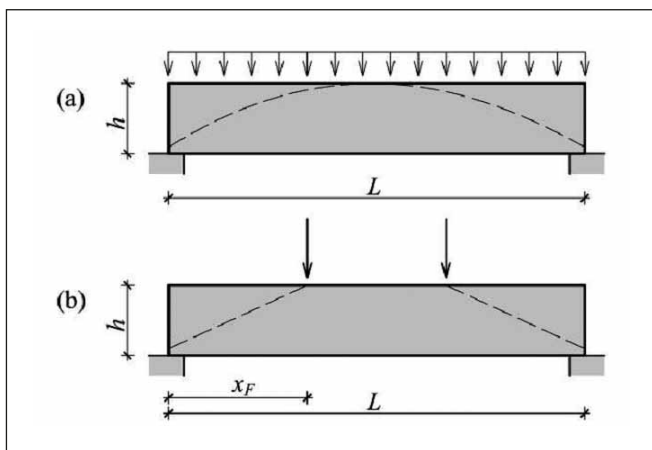
$$w = \Delta (x - l)^c / l^c \quad (4)$$

három paramétertől függ:

- a levágás függőleges mértéke: Δ ,
- a levágás vízszintes mértéke: l ,
- a levágási függvény fokszáma: c .

Számítógépes programot készítettünk, amely adott tartó geometria és „levágás” függvény esetén meghatározza a kengyelek mennyiségét (3), majd a MATLAB beépített „fminsearch” ru-

4. ábra: Vizsgált teheresetek. Egyenletesen megoszló teher (a) és a két koncentrált erő (b).



tinjával meghatároztuk azon függvény paramétereinek értékét, amelyre a kengyelezés mennyisége minimális.

A vizsgált teheresetek az egyenletesen megoszló teher, valamint a két koncentrált erővel terhelt gerenda (4. ábra).

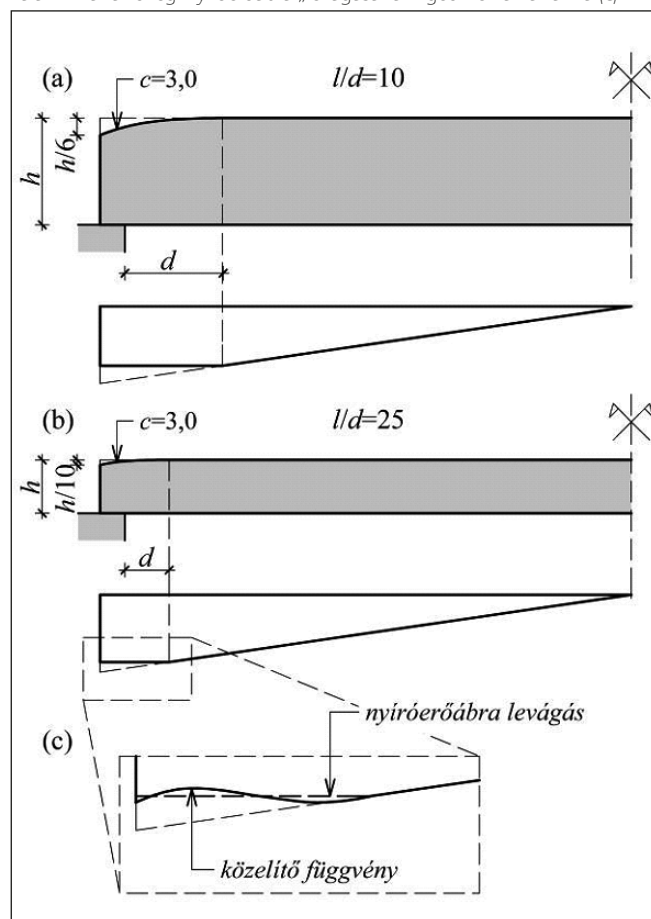
4. EREDMÉNYEK

A számításban a (3) célfüggvényből optimumkereséssel triviális megoldásként – a mérnöki szemlélettel összhangban – azt kaptunk, hogy az ideális tartóalak a nyomásvonal alakú felső övvel rendelkező vasbeton gerenda, és ebben az esetben a kengyelezés mennyisége zérus, de az alsó vasakban a teljes húzóerőt a tartó végén le kell horgonyozni. Egyenletesen megoszló teher esetén a tartóalak parabola alakú ($\Delta=d$; $l=L/2$; $c=2$), a koncentrált erőkkel terhelt esetben pedig trapéz ($\Delta=d$; $l=x_F$; $c=1$). (4. ábra)

Ezek szerint az Eurocode által javasolt képleteket alkalmazva megengedhető lenne (bármilyen alacsony gerenda esetében) a méretezett nyírási vasalás teljes elhagyása, amennyiben az alsó húzott acélok a tartó teljes hosszán végig vannak vezetve, és teljesen le vannak horgonyozva. (Természetesen az EC szerint minimális kengyelezést a tartóban mindig el kell helyezni.) Ez az eredmény azonban komoly veszélyt jelenthet a tartó – a fenti számításban figyelembe nem vett – lehajlása miatt, hiszen a lehajlás csökkenti a tartó működő hatékony magasságát.

Felhívjuk a figyelmet arra, hogy elvileg szabad olyan alakú gerendát készíteni, amelynek magassága valóban követi a teherhez tartozó támaszvonalat. Ekkor az Eurocode előírásait követve nem kellene méretezett nyírási vasalás a gerendába, ami – ismét csak a lehajlások miatt – nem megengedhető. (A növekvő lehajlás növeli az ívben keletkező nyomóerőt, amely a tartó nyírási-hajlítási betontörését eredményezheti.)

5. ábra: Tartóvég geometriája zömök (a) és karcsú (b) gerenda esetében, valamint a tartóvégi nyíróerőábra „levágásának” geometriai tartalma (c)



Az Eurocodeban alkalmazott „nyíróerőábra levágás” vizsgálatához oly módon módosítottuk a programot, hogy a célfüggvénybe a levágott nyíróerő ábrához képesti eltérést helyettesítettük. Eredményül a 5. ábrán látható ábrákat kaptuk két különböző karcsúságú gerenda esetén. Látható, hogy a szabvány által javasolt „nyíróerőábra levágás” igen kicsiny ívhatás feltételezésével is létrejöhet. Megjegyezzük, hogy az eredményként kapott harmadfokú parabola alakú levágás nem pontosan, de jó közelítéssel adja vissza a nyíróerőábra vízszintes szakaszát (5c ábra). A pontos eredmény a függvény teljessé tételével kapható, azonban az eredmény szempontjából ez csak igen csekély különbséget jelentene.

5. ÖSSZEFOGLALÓ MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Eurocode 2 betűje szerint eljárva nagyon alacsony, (fiktív vagy valós) támaszvonala alakú gerendák is kialakíthatók méretezett nyírási vasalás nélkül. Ezek azonban az alakváltozások miatt alacsony teher szinten tönkremehetnek. Mindenképpen szükséges, hogy lapos gerendák nyírási vasalását – a mérnöki szemlélettel összhangban – a gerendamodellben meghatározott kengyelezéssel alakítsuk ki.

Számításaink szerint az Eurocodeban alkalmazott „nyíróerőábra levágás” igen kicsiny ívhatás feltételezésével is indokolható, és alkalmazása a tervezés során javasolt.

Végül megjegyezzük, hogy a tartóban önkényesen felvett ívtartó esetén irreálisan kicsiny kengyelmenyiséget is kaphatunk, amit természetesen el kell kerülni.

6. JELÖLÉSEK

$V_{Rd,s}$ a nyírási acélbetétek nyírási teherbírása

z	a belső erők karja
d	a hatékony magasság
s	kengyeltávolság
A_{sw}	a nyírási acél keresztmetszete
f_{ywd}	az acélszilárdság tervezési értéke
α	a nyírási vasalás vízszintessel bezárt szöge
N_c	a betonban ébredő nyomóerő vízszintes komponense
II	a számítás során alkalmazott jelölés a fél tartóhossz összes kengyelmenyiségére
w	a fiktív levágás függvénye
A	a fiktív levágás függőleges mértéke
l	a fiktív levágás vízszintes mértéke
c	a fiktív levágás függvényének fokszáma

7. HIVATKOZÁSOK

- Deák Gy., Draskóczy ., Dulácska E., Kollár L. P., és Visnovitz Gy. (2004), „Vasbetonszerkezetek tervezése az Eurocode alapján”, *Springer Media Magyarország* (2. javított kiadás: 2007)
- Draskóczy András (2009), „Növelhető-e a betonra háritandó nyíróerőhányad vasbeton gerendák tervezésénél”, *Vasbetonépítés*, 2009/3, pp. 70-77.
- Kollár L. P. és Dulácska E. (2009), „Ívhatás figyelembevétele vasbeton gerendákban az Eurocode 2 szerint”, *Vasbetonépítés*, 2009/3, pp. 78-28.
- Kollár L. P. (1997), „Vasbetonszerkezetek. Vasbetonszilárdságtan az Eurocode 2 szerint”, egyetemi jegyzet, Műegyetem Kiadó, Budapest, J95025
- Modell Code (2010), www.fib.bme.hu
- Reineck, K.H. (2005). Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen, Bemessung von Balken”, A „*Beton-Kalender*” fejezete, Ernst und Sohn, Berlin

Ther Tamás (1985), okleveles építésmérnök (2010), PhD hallgató a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén.

Kollár László P. (1958), okleveles építőmérnök (1982), az MTA tagja (2007), a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékének egyetemi tanára. Fő érdeklődési területei: kompozit szerkezetek, mérnöki tartószerkezetek, föld-rengési méretezés, vasbetonszerkezetek.

A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMATÁNAK MODELLJEI – SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

2. RÉSZ: A DE VREE-FÉLE MODELL ÉS A CEMIJ-FÉLE SZÁMÍTÁSI MÓDSZER



Dr. Kausay Tibor

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

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

A cikk 1. része a Vasbetonépítés 2011/2 számában jelent meg.

4. DE VREE-FÉLE BETONSZILÁRDULÁSI MODELL

A holland *de Vree* úgy alakította át a *Papadakis – Bresson*-féle módszert, hogy az 20 °C hőmérséklet alatt is használható legyen. Noha a *de Vree*-féle és a *Papadakis – Bresson*-féle módszer nagyon hasonló, a kettő nem cserélhető fel, mert az érési idő-fok szám értékére a két módszer szerint számolva más eredmény adódik.

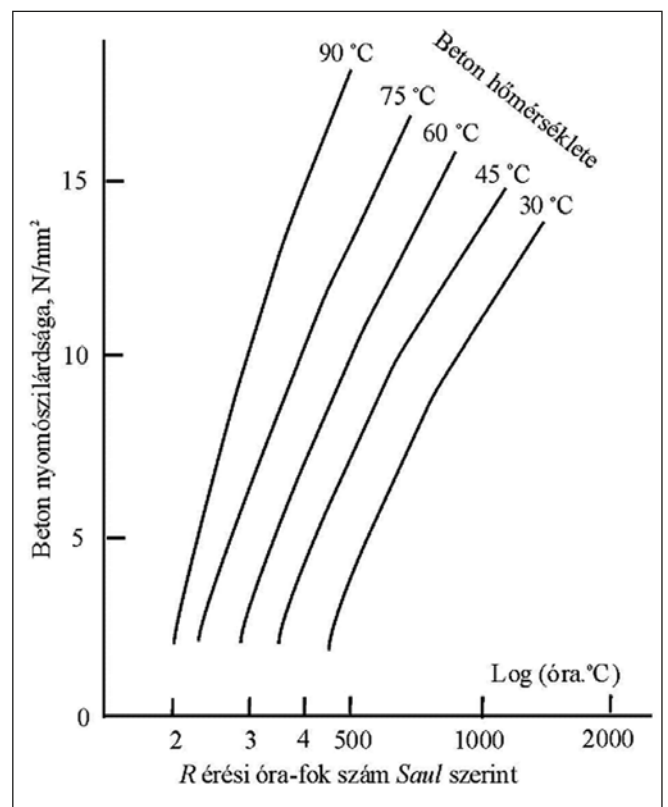
De Vree és *Tegelaar* (1998) – a *Saul*-féle tétel kritikájaként – holland cementgyári kísérletek – amelyeket különböző fajtájú és szilárdsági osztályú cementekkel végeztek – eredményét dolgozta fel a *Saul*-féle módszerrel, és megállapította, hogy azonos érési óra-fok szám esetén a beton nyomószilárdsága nem azonos, hanem a hőmérséklet növekedésével növekszik (13. ábra). Ugyanezeket a kísérleti eredményeket átszámolták és ábrázolták a *Papadakis – Bresson*-féle módszer szerint is (14. ábra), és az utóbbi esetben a cementfüggő érési idő-fok szám függvényében valamennyi érési hőfok esetén közel azonos szilárdságokat kaptak.

A *Papadakis – Bresson*-féle modell korlátainak feloldására *de Vree* bevezetett egy új, cement hőérzékenységet kifejező „C” tényezőt (németül: Wichtungsfaktor für die Zementart) és a „javított cementfüggő” (korrigált) érési óra-fok szám (németül: gewichtete Reife) fogalmát:

$$R_{de\ Vree} = \sum r_i \cdot \Delta t_i \quad [\text{óra} \cdot \text{°C}] \quad (7)$$

ahol:

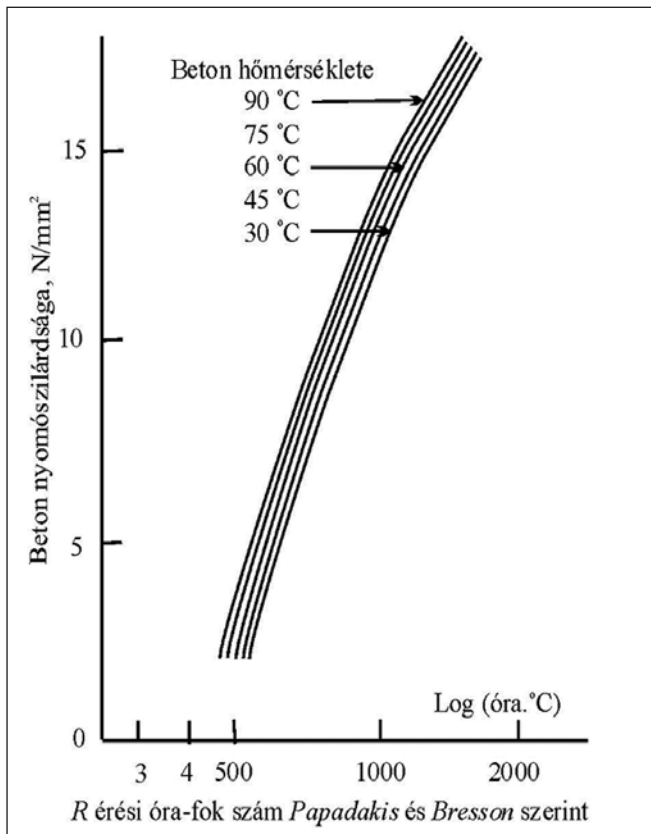
$R_{de\ Vree}$ a beton érését (a hidratáció előrehaladtát) kifejező „javított cementfüggő” óra-fok szám *de Vree* szerint
 r_i az adott szilárdulási időtartam (óra) alatt változatlan



13. ábra: Érés idő-fok szám – beton nyomószilárdság összefüggés. Holland kísérleti eredmények a *Saul*-féle módszerrel feldolgozva. A *Saul*-tétel kritikája. Forrás: *De Vree – Tegelaar*, 1998.

„javított cementfüggő” betonhőmérséklet, °C-ban kifejezve, amely a *de Vree*-féle cement hőérzékenységi C tényező függvénye

Δt_i a szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan (T_i), órában kifejezve



14. ábra: Cementfüggő érési idő-fok szám – beton nyomószilárdság összefüggés. Holland kísérleti eredmények a Papadakis – Bresson-féle módszerrel feldolgozva. Forrás: De Vree – Tegelaar, 1998.

i a szilárdulási időtartam (intervallum) sorszáma, $i = 1, 2, 3 \dots n$

Az 1 óra szilárdulási időtartam alatt változatlan „javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérséklet *de Vree* szerint:

$$r_i = \int_{-10}^{T_i} (C^{(0,1T_i-1,245)}) dT = \frac{10}{\ln C} \cdot (C^{(0,1T_i-1,245)} - C^{-2,245}) \quad [^\circ C] \quad (8)$$

ahol:

T_i a beton átlaghőmérséklete a szilárdulási időtartam (1 óra) alatt, $^\circ C$ -ban kifejezve

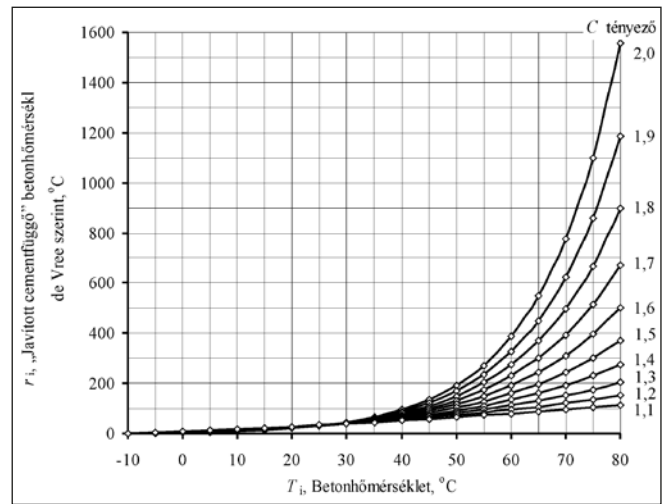
C a cement hőérzékenységet kifejező *de Vree*-féle tényező.

A C tényező kitevője $n = 0,1 \cdot T_i - 1,245$, amelynek kerek értékei a T_i átlagos betonhőmérséklet függvényében az 1. táblázatban láthatók.

A *de Vree*-féle r_i „javított cementfüggő” betonhőmérséklet a $T_i = -10$ $^\circ C$ hőmérsékleten a C tényező bármely értéke esetén nulla értéket vesz fel, tehát *de Vree* – *Saullal* megegyezően – feltételezi, hogy -10 $^\circ C$ hőmérsékleten a beton hidratációja megáll, azaz ha $T_i = -10$ $^\circ C$, akkor $r_i = 0,0$ (15. ábra).

De Vree szerint például a $C = 1,60$ tényezőjű cementtel készült, $\Delta t_i = 1$ órán át 10 $^\circ C$ hőmérsékleten szilárduló beton korrigált hőmérséklete $r_i = 11,6$ $^\circ C$. Ha ugyanez a cement 10 $^\circ C$ hőmérsékleten $\Delta t_i = 24$ órán át szilárdul, akkor a *de Vree*-féle „javított cementfüggő” (korrigált) érési óra-fok szám $R_{de\ Vree} = \Sigma r_i \cdot \Delta t_i = 11,6 \cdot 24 = 278,4$ óra \cdot $^\circ C$, de ha 35 $^\circ C$ hőmérsékleten szilárdul $\Delta t_i = 24$ órán át, akkor $R_{de\ Vree} = \Sigma r_i \cdot \Delta t_i = 54,0 \cdot 24 = 1296,0$ óra \cdot $^\circ C$ a *de Vree*-féle „javított cementfüggő” érési óra-fok szám.

A *de Vree*-féle C tényezőt minden cementre külön kell meghatározni, mert az a cement összetételének, illetve klinker-



15. ábra: „Javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérséklet *de Vree* szerint (r_i) a betonhőmérséklet (T_i) és a cement hőérzékenységet kifejező C tényező függvényében, a (8) összefüggés alapján

tartalmának függvénye, amelyre a 2. táblázat tartalmaz javasolt hozzávetőleges értékeket.

A *de Vree*-féle modell a fiatal beton szilárdulási folyamatának kifejezésére, például az előfeszítés, a kizsaluzás, az emelés időpontja és az utókezelési időtartam meghatározására előnyösen alkalmazható.

1. táblázat: Példák a C tényező $n = 0,1 \cdot T_i - 1,245$ kitevőjére

Hőmérséklet $^\circ C$	T_i , Átlagos hőmérséklet, $^\circ C$	n
-10 – -5	-7,5	-2,0
-5 – 0	-2,5	-1,5
0 – 5	2,5	-1,0
5 – 10	7,5	-0,5
10 – 15	12,5	0,0
15 – 20	17,5	0,5
20 – 25	22,5	1,0
25 – 30	27,5	1,5
30 – 35	32,5	2,0
35 – 40	37,5	2,5
40 – 45	42,5	3,0
45 – 50	47,5	3,5
50 – 55	52,5	4,0
55 – 60	57,5	4,5
60 – 65	62,5	5,0
65 – 70	67,5	5,5
70 – 75	72,5	6,0
75 – 80	77,5	6,5
80 – 85	82,5	7,0
85 – 90	87,5	7,5
90 – 95	92,5	8,0

A 3. táblázatban számpélda található a *de Vree*-féle óra-fok szám ($R_{de\ Vree}$) meghatározására. A vizsgált időtartam 16 óra, amelyre a beton változó hőmérsékletét óránkénti átlagával (T_i) adtuk meg. Az átlagos „javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérsékletet a beton átlaghőmérsékletéből az r_i összefüggés felhasználásával számítottuk ki minden órára (a 3. táblázatban soronként), annak feltételezésével, hogy a cement hőérzékenységet kifejező tényező értéke $C = 1,30$. Az óránkénti r_i hőmérsékleteket összegezve megkaptuk a *de Vree*-féle „javított cementfüggő” (korrigált) érési óra-fok számot, amely példánk esetén a vizsgált 16 órás időtartam végén $R_{de\ Vree} = 839,74$ óra \cdot $^\circ C$. A 3. táblázatbeli számpéldát grafikusán a 16. ábrán rajzoltuk meg.

De Vree alapvetően követte *Saul* felfogását, amely szerint a

2. táblázat: A de Vree-féle C tényező javasolt hozzávetőleges értéke

De Vree-féle C tényező hozzávetőleges értéke	Kohósalak tartalmú cement klinker-tartalma tömeg%	Példa a cement típusra	Javaslat forrása
1,15		CEM I 52,5 R ^a	Holland
1,25 – 1,35		CEM I	Német ^b
1,30	> 65	CEM I; CEM II	Német ^b
1,30 – 1,40		CEM II/B-S	Német ^b
1,35		CEM III/A 42,5 N LA ^a (kis alkáli tartalmú, kis hőfejlesztésű kohósalak-cement)	Holland
1,35 – 1,45		CEM III/A	Német ^b
1,40	50 – 64	CEM III/A; CEM V/A	Német ^b
1,40 – 1,60		CEM III/B	Német ^b
1,45		CEM III/A 52,5 N LA ^a (kis alkáli tartalmú, kis hőfejlesztésű kohósalak-cement)	Holland
1,50	33 – 49	CEM III/A; CEM V/A	Német ^b
1,50		CEM III/B 42,5 N HSR LA ^a (kémiailag agresszív, szerves anyagokat is tartalmazó vizeknek ellenálló, kis alkáli tartalmú, kis hőfejlesztésű cement)	Holland
1,55		CEM III/B	Holland
1,60	20 – 34	CEM III/B; CEM V/B	Német ^b

^a Belga Holcim cement, CRIC-OCCN (Centre National de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie Cimentière) / (Nationaal Centrum voor wetenschappelijk en technisch Onderzoek der Cementnijverheid, Belga Nemzeti Cementipari Tudományos és Technikai Kutatási Központ, Brüsszel) vizsgálati eredmények. Forrás: Vermeersch, 2005.
^b Forrás: Beton-Kalender 2009.

beton f_{cm} nyomószilárdsága arányos a betonérési óra-fok szám (R) logaritmusával, illetve módosította annyiban, hogy arányos a *korrigált* betonérési óra-fok szám ($R_{de Vree}$) logaritmusával, vagy ami ugyanazt jelenti, – mert $\ln R_{de Vree} = 2,302585 \cdot \text{LOG } R_{de Vree}$ – természetes alapú logaritmusával:

$$f_{cm} = a \cdot (\ln R_{de Vree}) + b$$

A természetes alapú logaritmus beosztású abszcissza tengely felett ábrázolt regressziós $f_{cm} = f(\ln R_{de Vree})$ függvény egyes alakú. Ezt az ábrát $R_{de Vree}$ -féle betonérési diagramnak (németül: Eichgraphik) nevezzük (17. ábra), de nevezik főképp Hollandiában – a C tényező számítási módszere után (lásd később) – Cemij-féle diagramnak is. A betonérési diagramot általában a beton gyártója készíti el egy olyan betonszilárdsági tartományra, amely a beton alkalmazása során előfordul, de elkészítheti a cementgyár is különböző nyomószilárdsági osztályú „etalon” betonok esetére a saját cementjeivel.

3. táblázat: Számpélda a de Vree-féle óra-fok szám számítására, ha a cement hőérékenységi tényező értéke $C = 1,30$ (lásd a 16. ábrát)

t_i Idő óra	T_i Beton- hőmérséklet °C	$T_{i\text{át}}$ Átlagos beton- hőmérséklet °C	r_i Korrigált átlagos beton- hőmérséklet, °C, ha $C = 1,30$	$R_{de Vree}$ de Vree-féle óra-fok szám °Córa
0	11	13	17,52	17,52
1	15	21	26,55	44,07
2	27	34	45,94	90,01
3	41	48	75,72	165,72
4	55	56	98,34	264,06
5	57	57	101,51	365,58
6	57	55	95,24	460,82
7	53	51	83,65	544,47
8	49	46	70,76	615,23
9	43	40	57,38	672,61
10	37	33	44,20	716,81
11	29	26	33,24	750,04
12	23	20	25,32	775,36
13	17	15	19,60	794,96
14	13	12	16,52	811,48
15	11	10	14,59	826,07
16	9	9	13,67	839,74

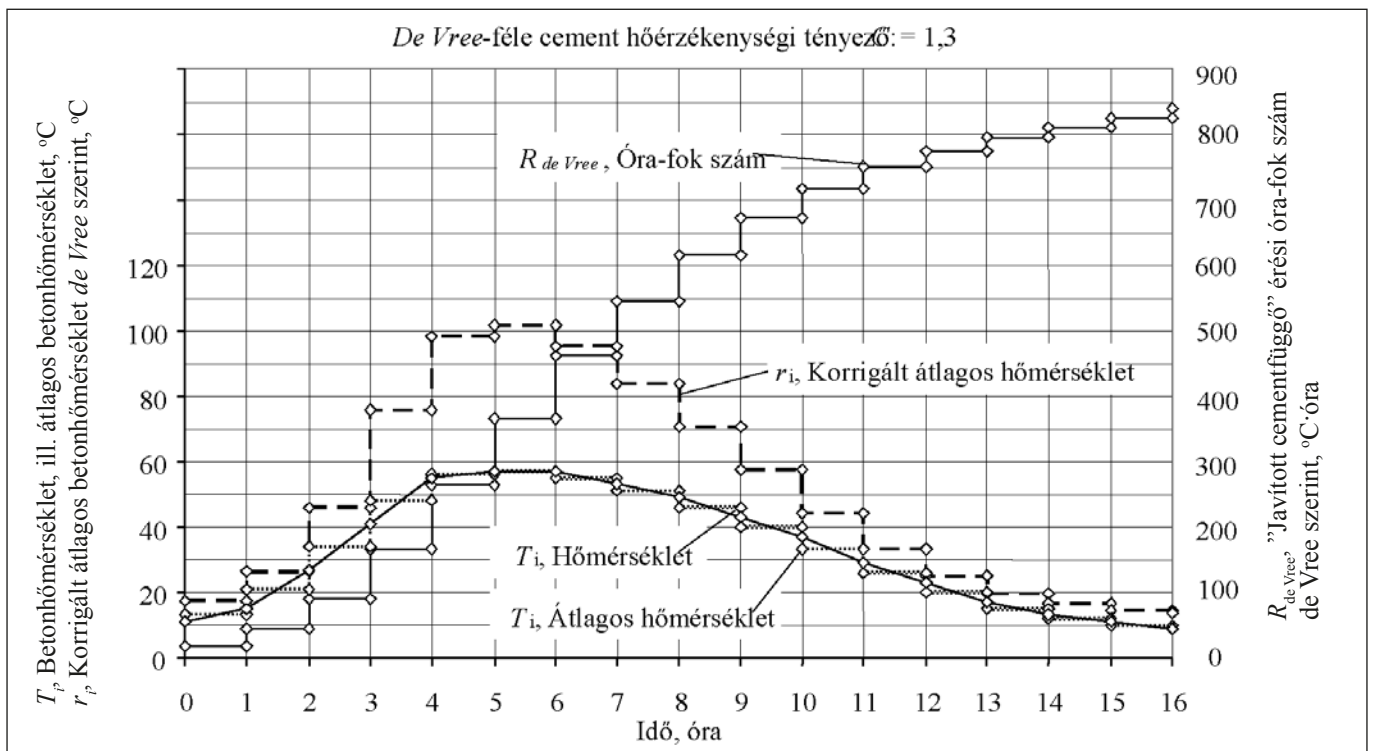
A betonérési diagram regressziós egyenese egy adott összetételű beton $R_{de Vree}$ -féle óra-fok száma és f_{cm} nyomószilárdsága között jelenít meg összefüggést. Más összetételű betonra más betonérési diagram érvényes. Ha az ugyanazon cementtel készült betonoknak például (csak) a víz-cement tényezője különbözik, akkor azok betonérési regressziós egyenesét külön-külön kell megszerkeszteni (18. ábra). A 18. ábra nagyon tanulságos, $R_{de Vree} = 900$ óra·°C óra-fok számhoz $x = 0,55$ víz-cement tényező esetén $f_{cm} = 12$ N/mm², $x = 0,50$ víz-cement tényező esetén $f_{cm} = 16$ N/mm² nyomószilárdság tartozik.

Közvetveleg megjegyezzük, hogy ebben a dolgozatban – esetenként elvonatkoztatva a régebbi értelmezésektől – az f_c (a 11. ábrán a jele: R) nyomószilárdság alatt mindig a szabványos (MSZ EN 206-1:2002, MSZ EN 1992-1-1:2010), Ø150·300 mm méretű, végig víz alatt tárolt próbahengereken mért nyomószilárdságot (f_{ci}), illetve azok átlagértékét (f_{cm}) értjük.

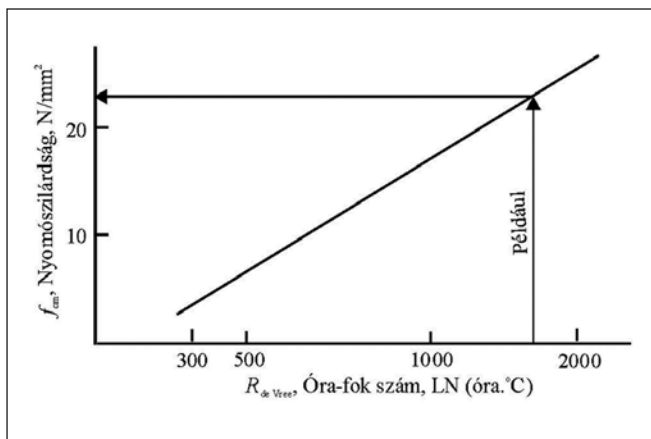
A szabályozott de Vree-féle betonérési fok, illetve szilárdság becslési módszer leírását a holland NEN 5970:2001 szabvány tartalmazza.

A betonérési fok vizsgálatát (németül: Reifegradprüfung) a módszer megnevezése és részletek ismertetése nélkül az állványzat eltávolíthatósága és a beton kiszaluzhatósága idejének meghatározására a DIN 1045-3:2001 és az újabb DIN 1045-3:2008 szabvány 5.6.1 fejezete, a kúszás számításához az első terhelés időpontjához tartozó betonérési fok meghatározására a DIN-Fachbericht 102:2009 jelentés 3.1.5.5 fejezete tárgyalja.

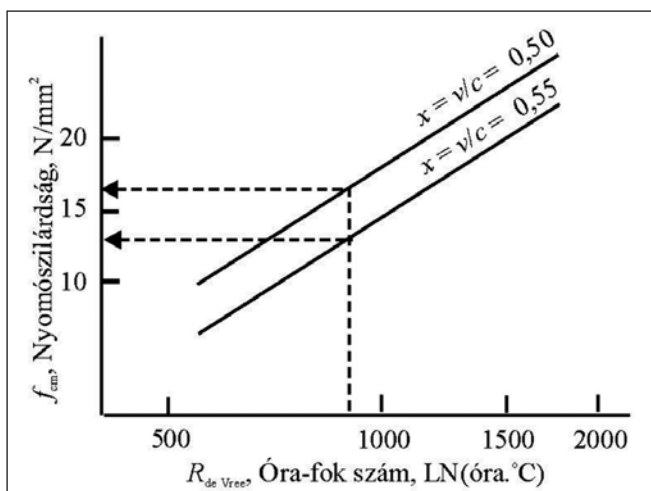
A beton érési folyamatát már az 1970-es években műszerekkel vizsgálták (Freiesleben Hansen – Pedersen, 1977). Korszerű, több típusból álló, négy mérőhelyes elektronikus betonérés vizsgáló-értékelő műszer sorozatot (MC 900 rijpheids - computer) a Verboom Betontechniek cég (Moordrecht, Hollandia) 1984-ben fejlesztett ki és gyárt (ma már nem feltétlenül egyedüli gyártóként), amellyel a betonelem gyártás, illetve a beton beépítés helyén is 1800 órán át folyamatosan mérhető a beton hőmérséklete (-10) – (+110) °C között, és a de Vree-féle módszer szerint kiszámítható és regisztrálható a C tényező 1,01-2,50 között és az érési óra-fok szám egészen 6554 óra·°C értékig. Az eljárás a 28 napos beton nyomószilárdság 70 %-ig alkalmazható.



16. ábra: Számpélda (lásd a 3. táblázatot) a de Vree-féle óra-fok szám számítására, ha a cement hőérzékenységi tényezőjének értéke $C=1,3$



17. ábra: Összefüggés az $R_{de\ Vree}$ -féle óra-fok szám és a beton f_{cm} nyomószilárdsága között ($R_{de\ Vree}$ -féle betonéresi diagram) egy adott összetételű betonra. Forrás: Egmond – Jacobs, 1999, a Vereniging Nederlandse Cementindustrie 1984 évi cikke után



18. ábra: Összefüggés az $R_{de\ Vree}$ -féle óra-fok szám és a beton f_{cm} nyomószilárdsága között (De Vree-féle betonéresi diagram) ugyanazon cementtel, de különböző x víz-cement tényezővel készült betonokra. Forrás: Egmond – Jacobs, 1999, a Vereniging Nederlandse Cementindustrie 1984 évi cikke nyomán

A műszer használatát a betontechnológia legkülönbözőbb területein a kizsaluzás, az utókezelés befejezése, a feszítés, a terhelés, a vágás, fúrás, megmunkálás, az emelés megfelelő időpontjának meghatározásához stb. ajánlják (*Vereniging Nederlandse Cementindustrie*, 1984; *De Vree – Tegelaar*, 1998; *Tegelaar*, 2002; *Iken – Lackner – Zimmer – Wöhl*, 2003). A műszer (németül: Verboom Reifecomputer) forgalmazója német nyelvterületen a HTK Tegelaar Agentur (Krefeld, Németország).

5. CEMIJ-FÉLE MÓDSZER A DE VREE-FÉLE C TÉNYEZŐ SZÁMÍTÁSÁRA

A *CEMIJ* (Cement Industrie IJmuiden) az *ENCI* (Eerste Nederlandse Cement Industrie) holland cementművek ijmuideni (Hollandia) cementgyárának a neve. Az ENCI a Heidelbergi Cement Csoport (*Heidelberg Cement Group*) tagja.

Valamely adott cementhez tartozó tényleges C tényező meghatározása jellemző összetételű habarcs (például 40-40-160 mm méretű próbahasáb) vagy beton (például 150 mm méretű próbakocka) próbatestek szilárdulási folyamatának mérésén alapul. A méréshez azonos összetételű, de különböző hőmérsékleteken tárolt próbatest sorozatokat kell készíteni. Valamely sorozat mintáinak nyomószilárdságát különböző időpontokban meg kell határozni. A minta legalább három próbatestből álljon, egy nyomószilárdság adat tehát legalább három azonos hőmérsékleten tárolt, egy időpontban vizsgált próbatest nyomószilárdságának átlaga. A hőmérséklet az éresi idő-hőmérséklet diagram (például 5. ábra) alatti terület és az éresi idő hányadosa, tehát az éresi időhöz tartozó átlagos hőmérséklet.

A de Vree-féle C tényező számítására kidolgozott *CEMIJ*-féle módszert a DAfStb Heft 422. kiadvány (*Bunke*, 1991) 4.2.3 fejezetében is ismertetik.

A C tényező számítását *Vermeersch* (2005) Belgiumban készített diplomamunkája alapján számpéldán mutatjuk be.

A kísérleti beton 400 kg/m³ adagolású CEM III/A 52,5 N LA jelű belga kohósalakcmenttel, $x = v/c = 188/400 = 0,47$ víz-cement tényezővel, a cement-adagolásra vett 0,3 tömeg% polikarboxilát alapú szuper-folyósító adalékszerrel, 4/7 mm szemmagyságú mészkő zúzottkő és 0/2 mm szemmagyságú kvarchomok adalékanyaggal készült. A beton próbakocka sorozatokat 30 °C, 20 °C, 15 °C és 10 °C hőmérsékleten, 80 % relatív páratartalmú klímazekrényben tárolták. A három-három próbakockából álló minták nyomószilárdságát fiatal korban öt különböző időpontban és 28 napos korban vizsgálták. A számpélda kiindulási adatai a 4. táblázatban szerepelnek. A fiatal beton szilárdulási folyamatának értékelésébe a 28 napos korú beton vizsgálati eredményeit – azok torzító hatása miatt – nem vontuk be.

4. táblázat: Számpélda alapadatai a C tényező számítására Vermeersch (2005) diplomamunkája után

„A” kísérlet sorozat Érés (tárolási) hőmérséklet, átlag, $T_i = 30\text{ °C}$		„B” kísérlet sorozat Érés (tárolási) hőmérséklet, átlag, $T_i = 20\text{ °C}$	
Érés időtartam, Δt_i , óra	Nyomószilárdság, átlag, f_{cm} , N/mm ²	Érés időtartam, Δt_i , óra	Nyomószilárdság, átlag, f_{cm} , N/mm ²
9,17	6,1	16,00	6,2
10,90	9,5	17,83	7,6
12,00	12,3	19,83	9,5
13,17	14,1	21,67	11,5
14,30	16,0	25,50	14,6
672 (28 nap) *	54,0	672 (28 nap) *	54,8

„C” kísérlet sorozat Érés (tárolási) hőmérséklet, átlag, $T_i = 15\text{ °C}$		„D” kísérlet sorozat Érés (tárolási) hőmérséklet, átlag, $T_i = 10\text{ °C}$	
Érés időtartam, Δt_i , óra	Nyomószilárdság, átlag, f_{cm} , N/mm ²	Érés időtartam, Δt_i , óra	Nyomószilárdság, átlag, f_{cm} , N/mm ²
20,00	5,6	26,50	5,0
23,00	6,6	31,67	6,5
27,67	9,1	36,83	8,1
31,83	12,2	41,67	9,9
37,00	15,7	46,67	11,5
672 (28 nap) *	63,6	672 (28 nap) *	62,4

* A fiatal beton szilárdulási folyamatának értékelésébe a 28 napos korú beton vizsgálati eredményeit nem vontuk be.

A kísérlet a fiatal korú betonra 4-5 = 20 idő-nyomószilárdság mérési értékpárt eredményezett. A számítás során különböző C tényezők feltételezése mellett, mind a 20 mérési értékpár felhasználásával logaritmikus (természetes alapú logaritmus beosztású vízszintes tengely felett egyenes alakú) összefüggést keresünk a de Vree-féle óra-fok szám ($R_{de\ Vree}$) és a nyomószilárdság (f_{cm}) között, és kiszámítjuk az összefüggés korrelációs együtthatójának négyzetét. A feladat megoldását az a $C_{optimalis}$ tényező adja, amelyikhez a legnagyobb r^2 korrelációs együttható négyzet tartozik.

A C tényező számításának lépései a következők:

1. Fel kell venni a C tényező valamely értékét, például először legyen $C = 1,10$.
2. A felvett C tényező felhasználásával a (8) összefüggésből minden T_i átlagos betonhőmérsékletre meg kell határozni a de Vree-féle „javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérsékletet (r_i). Például $C = 1,10$, $T_i = 30\text{ °C}$ esetén $r_i = 39,31\text{ °C}$.
3. A de Vree-féle „javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérsékletet (r_i) megszorozva a Δt_i érési (szilárdulási) idővel, megkapjuk a teljes érési időhosszra vonatkozó de Vree-féle „javított cementfüggő” (korrigált) érési óra-fok számot ($R_{de\ Vree}$), amelynek számítására a 3. táblázatban és a 16. ábrán mutattunk be példát.

A számítást valamennyi Δt_i érési (szilárdulási) időre el kell végezni. Például, ha $C = 1,10$, $T_i = 30\text{ °C}$ és $\Delta t_i = 9,17$ óra, akkor $R_{de\ Vree} = r_i \cdot \Delta t_i = 39,31 \cdot 9,17 = 360,47\text{ óra} \cdot \text{°C}$.

4. Kiszámítjuk a meghatározott de Vree-féle „javított cementfüggő” (korrigált) érési óra-fok számok ($R_{de\ Vree}$) természetes alapú logaritmusát ($\ln R_{de\ Vree}$), amelyhez mint független változóhoz (x_i) hozzárendeljük függő változóként (y_i) a nyomószilárdság átlagértékét (f_{cm}). Például $C = 1,10$, $T_i = 30\text{ °C}$, $\Delta t_i = 9,17$ óra, illetve $R_{de\ Vree} = 360,47\text{ óra} \cdot \text{°C}$ esetén $x_i = \ln R_{de\ Vree} = 5,887$ és $y_i = f_{cm} = 6,1\text{ N/mm}^2$.
5. A példa esetén 20 darab $\ln R_{de\ Vree} - f_{cm}$ értékpárral rendelkezünk (4. táblázat), amelyeknek az adott C tényezőhöz tartozó értékeit grafikusán a természetes alapú logaritmikus beosztású abszcissa tengellyel és a lineáris beosztású ordináta tengellyel rendelkező koordináta rendszerben ábrázolhatjuk (lásd például a 18. ábrát).
6. Következő feladatunk a felvett C tényezőhöz tartozó 20 darab $\ln R_{de\ Vree} - f_{cm}$ értékpárra rajzolt regressziós egyenes „a” regressziós együtthatójának, „b” regressziós y tengelymetszetének, valamint az ezekkel kapott regressziós egyenes korrelációs együtthatója négyzetének (r^2) meghatározása.

A korrelációs együttható r^2 négyzete az $R_{de\ Vree}$ mért óra-fok számhoz (mint x_i értékhez) tartozó mért $f_{cm,i}$ mért nyomószilárdság (mint y_i érték) és a regressziós függvényből számított $f_{cm,i,számított}$ nyomószilárdság (mint Y_i) érték közötti kapcsolat szoroságát fejezi ki:

$$r^2 = \frac{\left(\sum (y_i - \bar{y}) \cdot (Y_i - \bar{Y})\right)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2 \cdot \sum (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (9)$$

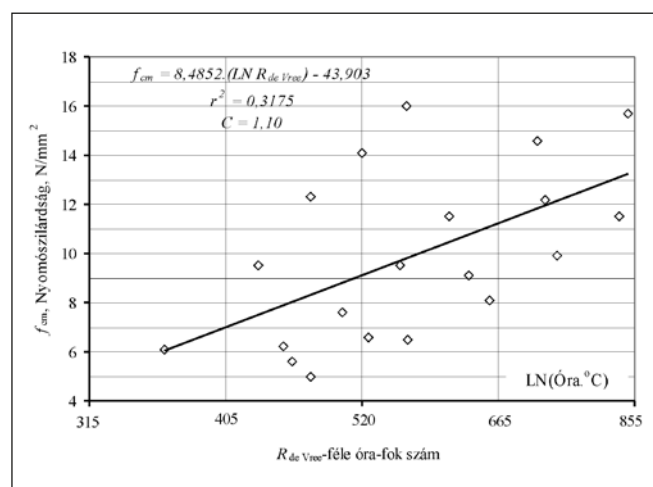
A kapcsolat annál szorosabb, minél inkább az 1,0-hez tart a korrelációs együttható négyzetének (r^2) az értéke.

Megjegyzés: A korrelációs együttható r betűjele véletlenül ugyanaz, mint a de Vree-féle „javított cementfüggő” (korrigált) betonhőmérséklet r_i betűjele, de a nemzetközi irodalomban így használják, ezért nem változtattuk meg.

A példa esetén a felvett $C = 1,10$ tényezőhöz tartozó regressziós egyenes egyenlete:

$$f_{cm} = 8,4852 \cdot (\ln R_{de\ Vree}) - 43,903$$

és a korrelációs együttható négyzete $r^2 = 0,3175$, amelyet a 19. ábrán ($R_{de\ Vree}$ -féle betonérési diagram) tüntettünk fel.



19. ábra: A belga CRIC-OCCN kísérleti eredmények értékelése a holland CEMIJ-féle módszerrel. A példa szerinti összefüggés az $R_{de\ Vree}$ -féle óra-fok szám és a beton f_{cm} nyomószilárdsága között ($R_{de\ Vree}$ -féle betonérési diagram), ha a cement hőérzékenységi tényező értéke $C = 1,10$

C tényező	R _{de Vree} - f _{cm} regressziós függvény korrelációs együtthatójának négyzete (r ²), például 17. és 21. ábra. A C - r _{fcm} ² koordináta-rendszerben (lásd a 20. ábrát)		C tényező	R _{de Vree} - f _{cm} regressziós függvény korrelációs együtthatójának négyzete (r ²), például 17. és 21. ábra. A C - r _{fcm} ² koordináta-rendszerben (lásd a 20. ábrát)	
	adat (y _{r²,i})	függvény érték (Y _{r²,i})		adat (y _{r²,i})	függvény érték (Y _{r²,i})
1,10	0,3175	0,3180	1,65	0,9404	0,9384
1,15	0,3819	0,3746	C_{opt}: 1,66	0,9404	0,9389
1,20	0,4536	0,4475	1,67	0,9401	0,9389
1,25	0,5308	0,5284	1,70	0,9365	0,9366
1,30	0,6105	0,6110	1,75	0,9236	0,9250
1,35	0,6890	0,6899	1,80	0,9041	0,9056
1,40	0,7619	0,7613	1,85	0,8801	0,8807
1,45	0,8252	0,8222	1,90	0,8534	0,8525
1,50	0,8757	0,8708	1,95	0,8254	0,8236
1,55	0,9116	0,9064	2,00	0,7970	0,7962
1,60	0,9327	0,9287	2,05	0,7690	0,7725

7. Az 1. – 7. lépéseket újabb C tényezőkkel megismételve, az $f_{cm} = f(\ln R_{de Vree})$ regressziós függvény és a hozzá tartozó korrelációs együttható négyzet meghatározását minél több felvett C tényező esetére el kell végezni. Példánk esetén a felvett C tényezőkhöz az 5. táblázatban (y_{r²,i}) adatként feltüntetett r² korrelációs együttható négyzeteket kaptuk.

8. A meghatározott C-r² értékpárokat – az 5. táblázat jelölésével C-y_{r²,i} adatpontokat – (példánk esetén 22 darab) a 20. ábrán lineáris koordináta-rendszerben ábrázoltuk, és az ábrázolópontokra jól illeszkedő ötödfokú polinom alakú regressziós görbét fektettünk (20. ábra), amelynek egyenlete:

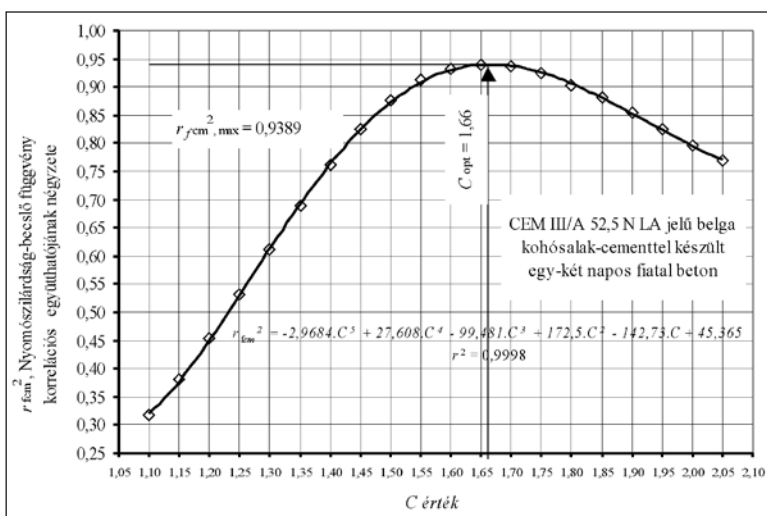
$$r_{fcm}^2 = -2,9684 \cdot C^5 + 27,608 \cdot C^4 - 99,481 \cdot C^3 + 172,5 \cdot C^2 - 142,73 \cdot C + 45,365$$

és korrelációs együtthatójának négyzete: $r^2 = 0,9998$.

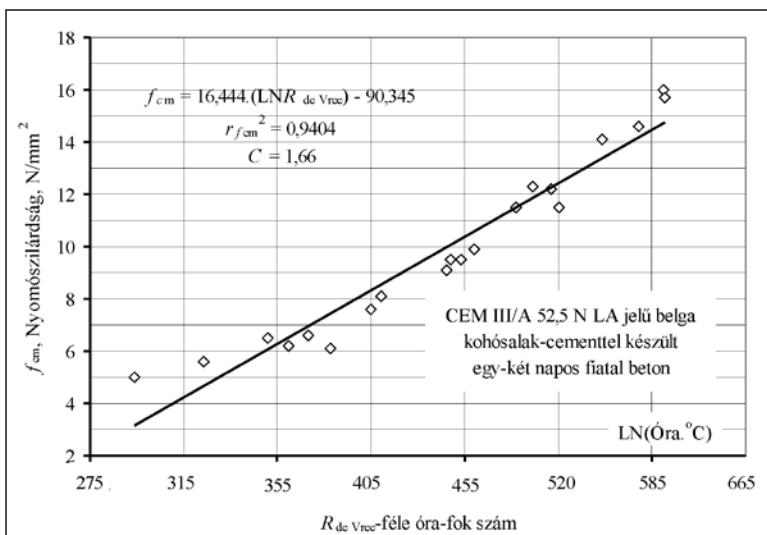
A regressziós ötödfokú polinom C abszcissa értékekhez tartozó r_{fcm}² ordináta értékeit az 5. táblázatban Y_{r²,i} függvény értéként jelöltük.

Megállapíthatjuk, hogy a regressziós ötödfokú polinom a legnagyobb, Y_{r²,max} = r_{fcm,max}² értéket (r_{fcm,max}² = 0,9389) a C_{opt} = 1,66 helyen veszi fel; és ezen a helyen van az R_{de Vree}-féle óra-fok szám és a beton f_{cm} nyomószilárdsága közötti összefüggések regressziós egyenesének korrelációs együtthatója négyzetének – mint a 20. ábra adatpontjának – is a legnagyobb értéke (y_{r²,max} = r_{fcm,max}² = 0,9404). (Lásd az 5. táblázatot, valamint a 14. és a 21. ábrát.)

9. *Példa esetén tehát* a beton átlagos nyomószilárdsága (f_{cm}) akkor becsülhető meg a legmegbízhatóbban a de Vree-féle óra-fok számból (R_{de Vree}), ha a számítást a C = 1,66 értékű C tényezővel végezzük. A C = 1,66 tényezőkhöz tartozó, a példa esetén érvényes (CEM III/A 52,5 N LA jelű belga kohósalakcementtel készült egy-két napos fiatal beton) R_{de Vree} - f_{cm} nyomószilárdság becslő függvény a 21. ábrán látható.



20. ábra: A belga CRIC-OCCN kísérleti eredmények értékelése a holland CEM III/A 52,5 N LA jelű belga kohósalak-cementtel készült egy-két napos fiatal beton. A példa szerinti C_{opt} érték meghatározása ötödfokú polinommal. Vermeersch (2005) diplomamunkája után



21. ábra: A C = 1,66 tényezőkhöz tartozó, a példa esetén érvényes R_{de Vree} - f_{cm} nyomószilárdság becslő függvény, mint a példa megoldása. Vermeersch (2005) diplomamunkája után

A cikk következő része az Arrhenius-féle betonszilárdulási modell tárgyalását, az Összefoglalást, a Jelöléseket és a Hivatkozásokat tartalmazza.

CÖLÖPALAPOK CPT-ALAPÚ MÉRETEZÉSE AZ EUROCODE 7 KÖVETELMÉNYEI SZERINT



Dr. Szepesházi Róbert

A cölöpalapozás aránya napjaink alapozási gyakorlatában mind nagyobb. Ezért a cölöppenállás pontos megállapításának és az alkalmazandó biztonságnak nagy a gazdasági jelentősége. A feladat szakszerűbb megoldását az Eurocode-ok kizárólagos alkalmazására való áttérés is szükségessé teszi. A cölöppenállás számítását mindinkább a statikus szondázásra (CPT-re) alapozzuk, ilyen módszerre ad a dolgozat a nemzetközi ajánlások értékelése alapján és 63 CFA-cölöp próbaterhelésével igazolva új javaslatot. A szükséges biztonságra a korábbi szabvány, az Eurocode 7-1 alapjavaslata, a 63 cölöp próbája és a megbízhatósági eljárással nyert adatok alapján tesz koherens javaslatokat. Az EC7-1 által felkinált biztonsági eszközök mellett eljárási szabályok bevezetését is javasolja, főleg a szemcsés talajbeli talpellenállás számításához.

Kulcsszavak: cölöpalapozás, CPT-alapú méretezés, Eurocode, megbízhatóság

1. BEVEZETŐ

Napjainkban az alapozási feladatok számottevő részét oldjuk meg cölöpözéssel, s az elmúlt 15 évben Magyarországon a cölöpözési technológiák között dominánssá vált a CFA-eljárás. A támasztófolydék vagy a bélésű védelmében fűrt cölöp csak a 120÷150 cm átmérőtartományban maradt meg. A hagyományos előregyártott vert cölöp is visszaszorult, megjelentek ugyan, de nehezen törnek át a korszerűbb (hengeres, kúpos, feszített, toldható) változatok. A talajkiszorításos cölöp veréssel, vibrálással lehajtott, helyben betonozott típusait is ritkán alkalmazzák, s időigényessége miatt itthon szinte el is tűnt az egykor oly népszerű Franki-módszer. Terjed ugyanakkor Magyarországon is a talajkiszorításos cölöp új típusa, a csavart cölöp (Screwpile, Omega, Atlas, TSD, CMC stb.). Sokan azt várják, hogy 10 éven belül a CFA-nál gyakoribb lesz, mivel ennek készítése is gyors, nem zavarja a környezetet, és nem produkál elszállítandó (gyakran veszélyes hulladékként kezelendő) talajt. Közismert, hogy a cölöpteherbírásban lényeges szerepe van a készítési technológiának, így az újabbak megjelenése, az alkalmazási arányok változása új feladatokat ró a cölöpalapokat méretező mérnökökre.

2011-től a tartó-, s ezen belül a geotechnikai szerkezeteket is az Eurocode-ok szerint kell tervezni (Szepesházi, 2008). A cölöptervezésekor elsősorban azt kell igazolni, hogy nem következik be sem az egyedi cölöp, sem a cölöp csoport nyomási ellenállásának kimerülésével GEO teherbírási határállapot. Vizsgálni kell továbbá, hogy a cölöpalap elmozdulása – a további igénybevételekkel együtt – nem okoz-e STR teherbírási vagy használhatósági határállapotot a felszerkezetben. A méretezés kulcskérdése az egyedi cölöp *nyomási ellenállása*, ha ez $2,0 \div 2,5$ biztonsággal meghaladja az igénybevételt, és a cölöpök tengelytávolsága eléri az átmérő $(2,5 \div 3,0)$ -szorosát, akkor a többi követelmény általában teljesül, azok vizsgálata persze továbbra sem mellőzhető.

A nyomási ellenállás megállapítására az EC7-1 (MSZ EN 1997-1, 2006) három módszert fogad el:

- statikus próbaterhelést,
- talajvizsgálaton alapuló számítást,
- dinamikus próbaterhelést.

A statikus és dinamikus próbaterhelést illetően az kevés új követelményt hoz, a technikai részleteiket szabályozó európai előírások kiadása a közeljövőben várható

A talajvizsgálaton alapuló számítás módját az EC7-1 pontosabban nem definiálja. Szondázások és laboratóriumi nyírószilárdsági vizsgálatok eredményeire épülő számítások jöhetnek szóba, de tételesen nincs kizárva az sem, hogy pusztán azonosító vizsgálatokra támaszkodva vegyünk fel a fajlagos cölöppenállásokat. A hazai gyakorlatban mindinkább a CPT-n, a statikus szondázáson alapuló számítási eljárás nyer teret (Szepesházi, 2001; Mahler, 2007; Káposztás, 2009), a jelen dolgozat is elsősorban ezzel foglalkozik. Fontos követelmény, hogy talajvizsgálaton alapuló számításként csak olyan eljárások jöhetnek szóba, melyek alkalmasságát hasonló talajok esetében hasonló típusú és méretű cölöpökre statikus próbaterheléssel már igazolták. E tekintetben vannak hiányaink, mert az eddig készült összehasonlító vizsgálatokat nem övezi szakmai közmegegyezés. A dolgozat részben ezt kívánja pótolni.

Az EC-ok a cölöptervezésbe többféle módon viszik be a *biztonságot*. Az igénybevételek oldalán a korábbi magyar szabványnál nagyobb parciális tényezők a hatások in-herens bizonytalansága mellett a meghatározásukra alkalmazott számítás bizonytalanságát is hivatottak kompenzálni. A teherkombinációkban figyelembe vett egynél kisebb egyidejűségi tényezők viszont a globális biztonságot némileg csökkentik, mert valószínűségi alapon kizárnak fizikailag egyidejűleg lehetséges hatásokat. Az ellenállások oldalán egynél nagyobb parciális tényezőkkel csökkentjük tervezési értéké a karakterisztikus értéket. Csökkentést kell alkalmazni azonban már a karakterisztikus érték meghatározásakor: a próbaterheléssel vagy számítással megállapított ellenállást a megállapítás módjától és a vizsgálatok számától függően felveendő korrelációs tényezőkkel kell osztani. Bevezethető még a számításos módszer alkalmazásakor az eljárás bizonytalanságainak kom-

penzálására egy további „biztonsági eszköz”, a modelltenyező.

E biztonsági eszközök értékének megadását az EC7-1 *nemzeti hatáskörbe* utalja. A 2007-ben készült magyar nemzeti melléklet adott is javaslatot rájuk, de az újabb elemzések és a most már élessé váló alkalmazás indokolja a felülvizsgálatot.

2. A CÖLÖPELLENÁLLÁS CPT-ALAPÚ SZÁMÍTÁSA

2.1 ALAPELVEK

A cölöpök nyomási ellenállását a *talpellenállás* és a rétegenként megállapítható *palástellenállások összegeként* a

$$R_c = R_b + R_s = A_b \cdot q_b + \sum_i A_{si} \cdot q_{si} \quad (1)$$

képlettel szokás számítani, ahol

- R_c a cölöp nyomási ellenállása (régén törőerő),
- R_b a talpellenállás,
- R_s a palástellenállás,
- A_b a cölöptalp keresztmetszeti területe,
- A_{si} a cölöppalást keresztmetszeti területe rétegenként,
- q_b a fajlagos talpellenállás,
- q_{si} a fajlagos palástellenállás rétegenkénti értéke.

A fajlagos ellenállások meghatározásában a múlt század középső harmadában az *elméleti megközelítés* volt a jellemző (Kézdi, 1975). A legkiválóbb tudósok földstatikai levezetésekkel nyert eredményei között azonban nagy eltérések mutatkoztak, s nagy különbségek adódtak a próbaterhelésekkel megállapított és a számított ellenállások között. Ezért a „tisztán” elméleti módszerek visszaszorultak, ma legfeljebb a teherbírás-számítás kiindulópontját jelentik. Maradandó értékük persze az is, hogy a cölöpteherbírás mechanizmusát, a két ellenálláskomponens létrejöttében közreműködő talajjellemzők szerepét tisztázták.

Az (1) képletet a próbaterhelési eredményeket s a technológiát is figyelembe véve régóta „alakítgatják”, az így megformáltakat nevezhetjük *szemiempirikus képleteknek*. Ilyen a Magyarországon korábban használt Caquot-Kerisel eljárás, vagy a külföldön közismert α - és β -módszer.

Gyakran használnak „tisztán” *empirikus képleteket* is. Ilyenek vannak például a német DIN 1054 (2005) vagy az osztrák ÖNORM 4420 (2001) szabványokban. A legutóbbi időkben pedig mindenütt terjed a CPT q_c csúcsteljesítményére alapozott képletek használata. Ezeknek egy változata – a DIN táblázataival mellett – az EC7-2-ben (MSZ EN 1997-2, 2008) is megjelent, s leginkább ezzel dolgozik ma a hazai gyakorlat is. Az EC7-2 a holland módszert (van Tol, 1993) vette át, de bizonyos részleteket elhagytak, illetve nem kellő alaposággal közöltek.

Az eddigi nemzeti szabványokban megjelent azonban több más módszer is (de Cock, Legrand, 1997). Fontosak továbbá a próbaterhelési eredményeket a számítottakkal összehasonlító elemzések (Briaud, 1991; 1997; Titi, Abu Farsakh, 1999; Fellenius, 2006; Pando et al., 2006).

A fellelt módszerek kritikai és összehasonlító elemzése szolgáltatott alapot a bemutatandó új javaslat megfogalmazásához is. Így nagy cölöpözési volument produkáló országok próbaterhelések ezerein alapuló, beválnak gondolható tervezési gyakorlatát tudjuk hasznosítani.

A CPT-alapú módszereket két csoportba lehet osztani:

- *közvetlen módszerek*: a q_b fajlagos talp- és a q_s palástellenállást a CPT q_c csúcsteljesítményéből, valamilyen, a talajtól

- és a technológiától függő szorzót alkalmazva adják meg,
- *közvetett módszerek*: a kötött talajok esetében használatos eljárásban a q_c csúcsteljesítményéből előbb a talaj c_u dré-nezetlen nyírószilárdságát számítják, s aztán abból a cölöpeljesítményeket.

A mechanikai paramétereket valójában helyesebb a mért pórúsvíznyomással és a számítható hatékony geozstatikai nyomással korrigált csúcsteljesítményéből számítani. Szemcsés talaj esetén ennek kisebb a jelentősége, mert az utóbbiak q_c -nek csak néhány %-át teszik ki. Kötött talaj esetén viszont a korrekció lényeges lehet. Tapasztalatunk szerint azonban az eddigi hazai CPT-vizsgálatok során a pórúsvíznyomást ritkán tudták pontosan mérni. Ezért idehaza inkább a korrigálatlan q_c értékre támaszkodunk.

2.2 A SZAKIRODALOM KRITIKAI ÉRTÉKELÉSE

A következőkben néhány olyan eljárásra térünk ki, melyet az összehasonlító vizsgálatok és az EC7-2 emeltek ki a többi közül, s azokra a részletekre hívjuk fel a figyelmet, melyekre eljárásunk megfogalmazásakor támaszkodtunk.

A szemcsés talajban ébredő talpellenállás számítására *Schmertmann*, a gyenge rétegek teherbírás-csökkentő hatását markánsan figyelembe vevő módszerét (Fellenius, 2006) sokak után most az EC7-2 is ajánlotta. *De Ruiter és Beringen* (Fellenius, 2006) szerint azonban az így kapott talpellenállást indokolt az előterheltségtől függően redukálni. Ők ajánlották egyébként elsőként, hogy a kötött talajokban ébredő talpellenállást Skempton (1959) szerint közvetett módszerrel számítsuk.

A *francia LCPC-féle módszer* 197 próbaterhelés alapján nagyon sokféle cölöp- és talajtípusra ajánl közvetlen eljárást (Bustamante és Ganeselli, 1982). Mind a talp-, mind a palástellenállást a q_c -értékek növekedésével csökkenő szorzóval számolja. Az előbbire különösen óvatosakat ad, és ráadásul kiszűri a talp körüli kiugró q_c -értékeket.

A *belga szabvány* (de Cock és Legrand, 1997) is közvetlen eljárást kínál, s ebből is a sokféle szorzót lehet hasznosítani, melyek a másokéhoz hasonló trendeket és értékeket képviselnek. Különlegessége még a réteghatáron jelentkező mérhető figyelembevétel.

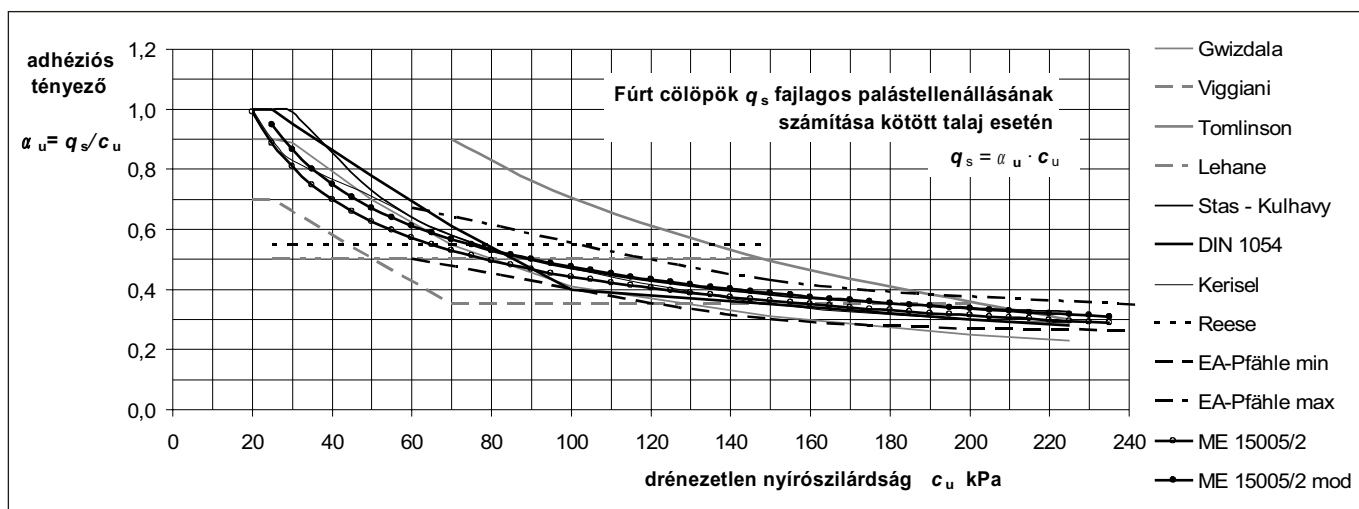
A *DIN 1054 (2005)* szemcsés talajban készült fűrt cölöpökre adott, az EC7-2-be is bekerült közvetlen módszere tapasztalatunk szerint nagyon óvatos. A talpellenállások esetében ez azt hivatott ellensúlyozni, hogy a talp körüli zóna átlagos q_c -értékeit veszi figyelembe. Az *EA-Pfähle* (2007) módosítja a DIN ajánlásait, illetve bővíti azokat más cölöpökre. Az átszámító szorzókat a q_c -értékek növekedésével mindkettő csökkenti. *Kötött talajokra* a DIN és az EA-Pfähle is a *közvetett* c_u -alapú módszert javasolja.

A *holland közvetlen módszer*, az EC7-2 alapja a talpellenállást illetően *Schmertmann* módszerét vette át, s alkalmazza *de Ruiter és Beringen* redukcióját is, amit viszont az EC7-2 „elfelejtett”. A palástellenálláshoz a szemcsés talajokra javasolt szorzók arányaikban jónak ítéltetők. A kötött talajokra csak a palástellenálláshoz közölnek irányszámokat, de saját gyakorlatunk ezeket nem igazolta.

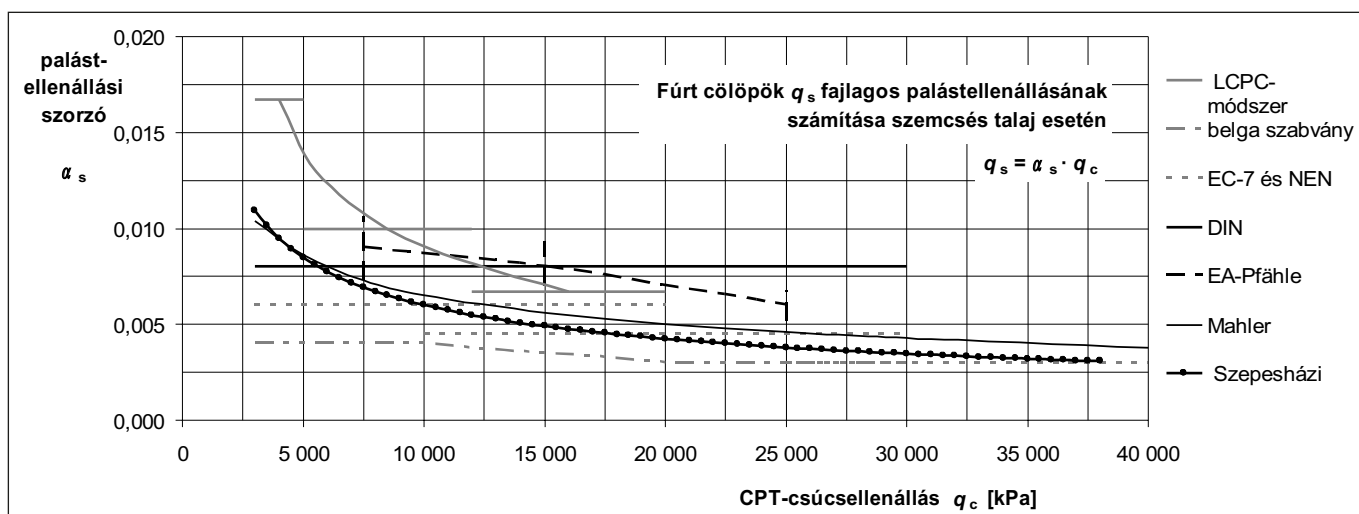
Mahler (2007) közvetlen módszere a pórúsvíznyomással csökkentett hatékony q_{ce} -értékből különböző kitevőjű *hatványfüggvényekkel* számítja a fajlagos cölöpeljesítményeket, s ezek az előbbiekhöz hasonló trendeket fejeznek ki.

A *szemcsés talajok fajlagos talpellenállását* illetően az előbbi munkákban tehát két megközelítés érzékelhető:

- nagy súllyal veszik számításba a talp alatti és feletti kis q_c -értékeket, de elég nagy, 0,6÷1,0 szorzót alkalmaznak,



1. ábra: A drénezetlen nyírószilárdsághoz rendelendő adhéziós tényező



2. ábra: A szemcsés talajok esetén alkalmazható palástellenállási szorzók összevetése

– a talp körüli zóna átlagos q_c -értékét veszik számításba, de ezt viszonylag kis, $0,2 \div 0,8$ szorzóval számítják át.

A kötött talajok fajlagos ellenállásainak számítására a legtöbb publikáció és szabvány Skemptonnak (1959) a c_u drénezetlen nyírószilárdságra épülő módszereit ajánlja.

A fajlagos talpellenállást eszerint a

$$q_b = N_c \cdot c_u = 9 \cdot c_u \quad (2)$$

képlettel lehet meghatározni, melyben az $N_c=9$ teherbírási tényező elméleti eredetű. Ehhez egyes források a technológiát figyelembe vevő szorzót rendelnek.

A fajlagos palástellenállás számítására Skempton az

$$q_s = \alpha_u \cdot c_u \quad (3)$$

képletet ajánlotta. Az azóta α -módszernek elnevezett eljárás α_u adhéziós tényezőjét próbaterhelésekből számították vissza, s azt észlelték, hogy α_u nem állandó, hanem a c_u növekedésével csökken. A szakirodalomban és a nemzeti szabványokban (Lancelotta, 1995; Poulos, 2001, de Cock és Legrand, 1997; Tomlinson, 2001; Smoltezyk ed., 2003; ME 15005/2, 1989; DIN 1054:2005; EA-Pfähle, 2007) sok $\alpha_u=f(c_u)$ összefüggés található, ezeket foglalja össze fűrt cölöpökre az 1. ábra. Ez jól mutatja, hogy a (3) képlet valójában „félrevezető”, hiszen tényleg nem lineáris az összefüggés q_s és c_u között. Ezért formailag helyesebb az a megoldás, melyet pl. a DIN 1054 (2005) vagy az EA-Pfähle (2007) alkalmaz: c_u -hoz táblázattal rendelnek q_s -

értékeket, vagy amelyet az ME 15005/2 kidolgozásakor Varga Lászlóval az 1. ábra és a (3) képlet értékeléseként a

$$q_s = q_{s0} \cdot \sqrt{\frac{c_u}{c_1}} \quad (4)$$

képlettel adunk meg, amelyben

- q_{s0} a cölöptípust jellemző konstans: 180 kPa vert és 140 kPa fűrt cölöp esetén,
- $c_1=1000$ kPa (a gyökjel alatti mennyiség dimenziótalanítására szolgál).

A (3) és a (4) képletből levezethető, hogy

$$\alpha_u = q_{s0} \cdot \sqrt{\frac{1}{c_1 \cdot c_u}} \quad (5)$$

és így korábbi ajánlásunk szintén ábrázolható volt az 1. ábrán (ME 15005/2).

Próbaterhelési tapasztalataink alapján az utóbbi időben a konstans $q_{s0}=150$ kPa értékre növeltük. Látható, hogy az így kapott ME 15005/2 mod görbe a sokféle ajánlás „átlagát”, illetve a EA-Pfähle-min görbét közelíti.

A vert cölöpökre készült ugyanilyen, itt nem közölt összehasonlító ábra azt mutatta, hogy indokolt azokra is a $q_{s0}=150$ kPa értéket alkalmazni.

A szemcsés talajok fajlagos palástellenállását az ajánlások – Mählert (2007) kivéve – a q_c -érték és az α_s palást-ellenállási szorzó szorzataként állapítják meg:

cölöptípus		talpellenállási szorzó	palástellenállási szorzó	palástellenállás maximuma
		α_b	α_{sq}	q_{smax} [kPa]
talajkiszorításos	vert (vibrált), előregyártott vasbeton elem	1,00	0,90	150
	vert (vibrált), zárt végű bennmaradó acélcső	1,00	0,75	120
	zárt véggel lehajtott s visszahúzott cső helyén betonozott	1,00	1,10	160
	csavart, helyben betonozott,	0,80	0,75	160
talajhelyettesítéses	CFA-cölöp	0,70	0,55	120
	fűrt, támasztófolyadék védelmében	0,50	0,50	100
	fűrt, béléscső védelmében	0,50	0,45	80

$$q_s = \alpha_s \cdot q_c \quad (6)$$

Az α_s -szorzó azonban a legtöbb ajánlás szerint q_c növekedésével csökken, amint azt a 2. ábra mutatja. Ennek alapján kézenfekvő volt, hogy a kapcsolatot a kötött talajokra vonatkozó (4) képlethez hasonló egy „gyökös” képlettel írjuk le:

$$q_s = \alpha_{sq} \cdot \sqrt{q_c} \quad (7)$$

Ebből is megállapítható volt az (5) képlethez hasonlóan a lineáris kapcsolatra vonatkozó α_s -szorzó, s azt is ábrázoltuk a 2. ábrán (Szepesházi). Látható, hogy ez kellő óvatossággal illeszkedik a többihez.

2.3 JAVASLAT A SZEMCSÉS TALAJBA KERÜLŐ CÖLÖPÖK ELLENÁLLÁSAINAK SZÁMÍTÁSÁRA

A talpellenállást alapvetően az EC7-2 szerinti

$$q_b = \lambda_b \cdot \alpha_b \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{q_{clm} + q_{clim}}{2} + q_{clim} \right) \quad (8)$$

képlettel lehet számítani, ahol

- λ_b redukciós tényező a de Ruiter és Beringen szerinti redukciót hivatott elvégezni, és Magyarországon készülő CFA-cölöpökre vonatkozóan a 3. fejezetbeli elemzés alapján 0,6 kiindulási értékkel, más cölöpökre a technológia mérlegelése alapján becsült értékkel lehet számolni,
- α_b a cölöp típusát veszi figyelembe az (1. táblázat),
- q_{clm} a cölöptalp alatti t zóna mért q_c -értékeinek az átlaga, mely t mélységet úgy kell $0,7 \times D$ és $4,0 \times D$ között felvenni, hogy a számított q_b a legkisebb legyen,
- q_{clim} a talp alatti t zóna legkisebb q_c -értékeinek átlaga, mely „legkisebb” értékeket úgy kell felvenni, hogy a t mélységtől a talpig felfelé haladva az előzőnél mindig csak kisebbet szabad számításba venni,
- q_{clim} a talp feletti $8,0 \times D$ zóna legkisebb q_c -értékeinek az átlaga, mely „legkisebb” értékeket a talptól $8,0 \times D$ -ig felfelé haladva az előbbi elv szerint kell felvenni, és a talptól a q_{clm} számításakor kapott utolsó értékből kell kiindulni.

Betartandók még a következő korlátok, intelmek:

- ha kb. 1,0 m-nél rövidebb szakaszokon mutatkoznak kiugróan nagy q_c -értékek, akkor azokat célszerű előzetesen megszüntetni, a szomszédos kisebb értékekhez igazítani,
- $q_b > 5$ MPa feletti értéket általában csak összehasonlítható próbaterhelési adatok alapján vegyünk figyelembe,
- a $q_{bmax} \leq 15$ MPa felső korlátot mindig be kell tartani,
- különös óvatosság indokolt a meszes kötésű vagy folyós homokba kerülő CFA- és csavart cölöpök esetén, mert készítésükkor a talp körüli talaj állapota leromolhat.

A szemcsés talajok esetében a palástellenállást a 2. ábrán bemutatott összehasonlítás alapján a kPa-ban behelyettesítendő q_c -ből

$$q_s = \alpha_{sq} \cdot \sqrt{q_c} \quad (9)$$

képlet szerint lehet számítani, amihez az α_{sq} -szorzókat az 1. táblázatban adtuk meg. Indokoltak továbbá a következő korlátozások:

- az 1,0 m-nél rövidebb szakaszokon mutatkozó kiugró nagy q_c értékeket célszerű előzetesen megszüntetni,
- az 1. táblázatban adott q_{smax} maximumokat csak összehasonlítható próbaterhelés alapján szabad meghaladni,
- a terepszint jelentős csökkenésekor indokolt a holland szabványban ajánlott, az EC7-1-ből kimaradt csökkentés.

2.4 JAVASLAT A KÖTÖTT TALAJBA KERÜLŐ CÖLÖPÖK ELLENÁLLÁSAINAK SZÁMÍTÁSÁRA

Először a c_u drénezetlen nyírószilárdságot kell számítani a

$$c_u = q_c / N_k \quad (10)$$

képlettel és 12 és 18 közötti, a kötöttségtől függő, a helyi tapasztalat alapján pontosítható N_k -tényezővel, de lehet a középértéket közelítő $N_k=15,5$ -tel is számolni. Kötött talajként kell kezelni a löszöket is.

A talpellenállás meghatározásához a talp alatti kb. $3,0 \cdot D$ és a talp feletti kb. $1,5 \cdot D$ vastagságú zóna egyedi „kissé” megszürt q_c -értékeiből szabad számítani az egyedi c_u értékeket, azokból a c_u átlagát, s abból a talpellenállást.

A fajlagos talpellenállás Skempton (1959) nyomán a

$$q_b = \mu_b \cdot N_c \cdot c_u = \mu_b \cdot 9 \cdot c_u \quad (11)$$

képlettel a 2. táblázatbeli μ_b technológiai szorzókkal és a következő korlátokkal számítható:

- az 1,0 m-nél rövidebb szakaszon mutatkozó kiugró q_c -értékeket célszerű előzetesen megszüntetni,
- $c_u > 500$ kPa drénezetlen nyírószilárdságot csak más, ezt igazoló talajvizsgálat esetén szabad számításba venni,
- $q_b > 2,5$ MPa értéket próbaterheléssel kell igazolni,
- a kemény állapotú agyagokra a $q_{bmax} \leq 4$ MPa, az erősen túlkonszolidált, kövesedett agyagokra a $q_{bmax} \leq 8$ MPa felső korlátot kell mindenképpen betartani.

A (11) képlet helyett az $N_k=15,5$ értéket alkalmazva jó közelítéssel lehet a

$$q_b = \mu_b \cdot \alpha_b \cdot q_c = \mu_b \cdot 0,60 \cdot q_c \quad (12)$$

Cölöptípus		talpellenállási szorzó	palástellenállási szorzó	palástellenállás maximuma
		μ_b	μ_s	q_{smax} [kPa]
talajkiszorításos	vert (vibrált), előregyártott vasbeton elem	1,00	1,05	85
	vert (vibrált), zárt végű bennmaradó acélcső	1,00	0,80	70
	zárt véggel lehajtott s visszahúzott cső helyén betonozott	1,00	1,10	90
	csavart, helyben betonozott	0,90	1,25	100
talajhelyettesítéses	CFA-cölöp	0,90	1,00	80
	fürt, támasztófolyadék védelmében	0,80	1,00	80
	fürt, béléscső védelmében	0,80	1,00	80

képlettel számolni, s ez esetben természetesen q_c a talp alatti kb. $3,0 \cdot D$ és a talp feletti kb. $1,5 \cdot D$ vastagságú zóna megszűrt q_c -értékeinek az átlaga legyen.

A kötött talajok palástellenállását a q_c -ből megállapított c_u értékből lehet kPa-ban a

$$q_s = \mu_s \cdot q_{s0} \cdot \sqrt{\frac{c_u}{c_1}} = \mu_s \cdot 150 \cdot \sqrt{\frac{c_u}{c_1}} \quad (13)$$

képlettel számítani, s ebbe c_u és c_1 azonos mértékegységgel helyettesítendő. A μ_s technológiai szorzók a 2. táblázatból vehetők, s betartandók a következő korlátok:

- ha kb. 1,0 m-nél rövidebb szakaszokon mutatkoznak kiugróan nagy q_c -értékek, akkor azokat célszerű előzetesen megszüntetni, a szomszédos kisebb értékekhez igazítani,
- $c_u > 500$ kPa drénezetlen nyírószilárdságot csak akkor szabad számításba venni, ha azt más talajvizsgálat (pl. egyirányú nyomóvizsgálat) is igazolja,
- a 2. táblázatbeli maximumokat csak akkor szabad túllépni, ha azt összehasonlítható próbaterhelés igazolja.

A (13) képlet helyett az $N_k=15,5$ értéket alkalmazva így is lehet számolni:

$$q_s = \mu_s \cdot q_{sq} \cdot \sqrt{q_c} = \mu_s \cdot 1,2 \cdot \sqrt{q_c} \quad (14)$$

3. AZ ELJÁRÁS PRÓBÁJA CFA-CÖLÖPÖKÖN

3.1 TEHERBÍRÁS-SZÁMÍTÓ EXCEL-PROGRAM

Az előbb ismertetett eljárásra egy Excel-programot készítettünk, s azt néhány részletben kibővítettük további lehetőségeket kínálva az alkalmazónak. Négy munkalapról álló program részletei Szepesházi (2011) munkájában megtekinthetők, itt csak rövid ismertetést adunk.

Az „Ada” című munkalap mutatja be a számítás kereteit, az alkalmazott összefüggéseket, a bemenő adatokat és a végeredményeket. 30 m mély CPT csúcscellenállási adatait lehet belevinni, s nyolc talajréteget lehet szemcsés vagy kötött talajként megkülönböztetni. Hét cölöptípusra ad a program technológiai szorzót, de mind a talajokhoz, mind a technológiához egy-egy további szorzót is be lehet vezetni, melyekkel a tervező figyelembe veheti saját tapasztalatait. A geometriai adatok bármikor változtathatók.

A „Palást” című munkalap a palástellenállást számítja a 2.3. és 2.4. fejezet szerint. Ebben alkalmaztunk egy szűrést, mely a kirívóan nagy értékeket a megelőző 10 és a követő 20 érték átlagával helyettesíti, ha az kisebb. Ezen túl a megadott értékekkel korlátozzuk is a fajlagos palástellenállást. Kötött talajra a (14) képletet használjuk.

A „Szemcsés talp” című munkalap számítja a talpellenállást a 2.3. fejezet szerint, ha a talp alapvetően szemcsés talajba kerül. Ebben is van szűrés, illetve a λ_b tényező ad egy végső korlátozási lehetőséget. A programnak ez volt a legnehezebben megalkotható része, mivel a (8) képlet három q_c -értékének képzése Excel-környezetben nehéz feladat. Éppen ezzel segíti azonban a program a legnagyobb mértékben a tervező mérnököt, mert a szemcsés talajbéli talpellenállást „gyalogosan” szinte lehetetlen számítani.

A „Kötött talp” című munkalapon számítja a program a 2.4. fejezet szerint a (12) képlettel a talpellenállást, ha a talp alapvetően kötött talajba kerül, az előbbiekhöz hasonló szűréssel és korrekciós lehetőséggel.

3.2 PRÓBATERHELÉSI ADATBÁZIS

A Széchenyi István Egyetem munkatársaival az elmúlt 15 évben kb. 140 statikus cölöppróbaterhelést hajtottunk végre. Ezekből 63 CFA-cölöpét tudtuk az új eljárás statisztikai próbájához hasznosítani. A többi cölöptípusról nem volt elég adat, a CFA-cölöpös terhelések egy részéhez nem készült CPT, vagy a nyomási ellenállás nem volt egyértelműen megállapítható, illetve néhányat technológiai hibának betudható kicsi teherbírása miatt hagyottunk ki. A vizsgálatba bevont esetek nagy része autópályákhoz készült, helyeik így elég jól lefedik az országot. A cölöpöket hat magyar cég készítette, de több mint 80%-ukat kettő, a Bohn Kft. (27 db) és a HBM Kft. (23 db). Nagy részük 0,8 m átmérőjű volt, a hosszuk 7,8 és 22,2 m között változott.

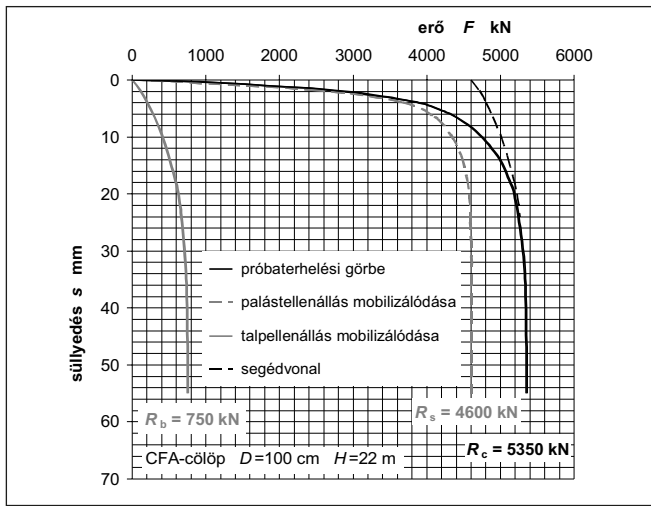
Az adatbázis tartalmazza mindazokat az adatokat, mely

- a próbaterhelést azonosítja, főbb ismérveit jelzi,
- a próbacölöpöt jellemzi,
- a talajkörnyezetet leírja,
- a próbaterhelés fő eredményeit tárolja,
- az utólagos számítások eredményeit ismerteti,
- összehasonlító értékeléseket tesz lehetővé.

A talajkörnyezetet a projektekhez készített geotechnikai szakvéleményekből, illetve a próbaterhelési tervekben vettük. Ezek nagy részét a Geo-Terra Kft. és a Geoplan Kft. készítette. A CPT-vizsgálatok túlnyomó részét a Geo-Engineering Kft. hajtotta végre.

A próbaterhelési jelentésekből vett erő-süllyedés adatok alapján a nyomási ellenállást azon erőként állapítottuk meg, mely vagy tényleges ($dF/ds=0$) törési állapotot, vagy $s=D/10$ süllyedést okozott. Azt elsősorban a próbaterhelési görbe alakjának 3. ábra szerinti értékelése alapján bontottuk komponenseire. Ehhez abból indultunk ki, hogy kb. $s > (0,02 \div 0,03) \cdot D$ esetén már csak a talpellenállás növekszik, a palástellenállás addigra teljesen mobilizálódott. A segédvonal az F-s-görbe $s > 0,03 \cdot D$ szakaszának „intuitív” visszavetítése, s ez jelöli ki a palástellenállás értékét.

A szétválasztáshoz figyelembe vettük még a süllyedés időbeli alakulásának a terhelés folyamán bekövetkező változásait is, így



3. ábra: Cölöp nyomási ellenállásának komponensekre bontása a próba-terhelési görbe alakja alapján

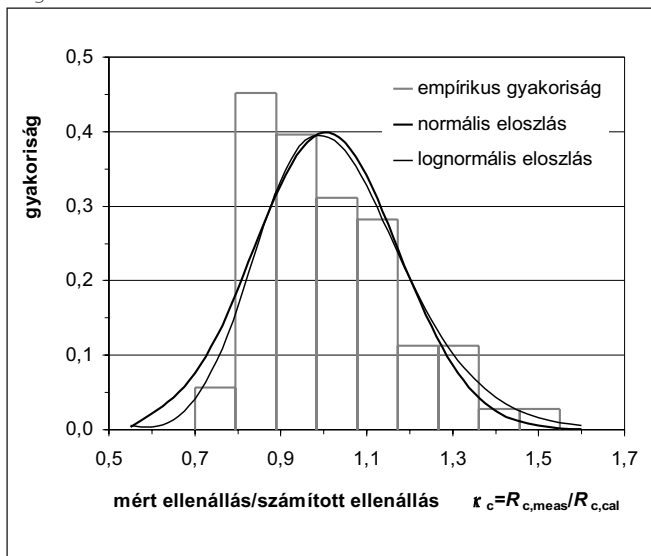
- a kezdeti és teljes süllyedések különbségének változását,
 - a konszolidációhoz szükséges időtartam növekedését,
 - a konszolidációs görbék alakjának módosulását.
- Ezek bemutatása azonban terjedelmi okok miatt lehetetlen, tanulmányozhatók Szepesházi (2011) munkájában.

3.3 A MÉRT ÉS SZÁMÍTOTT CÖLÖPELLENÁLLÁS ÖSSZEHA-SONLÍTÁSA

Képeztük a mért és számított ellenállások κ_c viszonyszámát, s ezek legfontosabb statisztika jellemzőit a 3. táblázatban adtuk meg. Értékelésük a 3.4. fejezet tárgya.

A 4. ábra a teljes nyomási ellenállások κ_c -értékének empirikus gyakoriságát, továbbá elméleti normális és log-normális eloszlású sűrűségfüggvényét mutatja. Az utóbbi paraméterei: átlag -0,079, szórás 0,163, s úgy tűnik, ennek illeszkedése jobb. Ez kedvező, mert az a kis κ_c -értékek tartományában kisebb valószínűségeket ad. (Egyébként az ellenállásokat általában lognormális eloszlás jellemzi.) Ennek alapján azt lehet 95% megbízhatósággal kijelenteni, hogy a számított ellenállás 0,78-szorosánál nem lesz kisebb a tényleges ellenállás. (A normális eloszlás szerint csak 0,73-szoros az ilyen megbízhatóságú korlát.)

4. ábra: A mért és számított nyomási ellenállások viszonyszámának gyakorisága



Vizsgáltuk a mért és számított ellenállások korrelációját is külön a teljes nyomási ellenállásokra, külön a fajlagos talp- és palástellenállásokra, s mindezeket külön a 63 db-os teljes mintára, s külön a szemcsés- és a kötött talajokra is. Az 5. ábra a teljes nyomási ellenállások korrelációját az összes adatra mutatja. A legjobban illeszkedő

$$R_{\text{meas}} = a_1 \cdot R_{\text{cal}} = 1,00 \cdot R_{\text{cal}} \quad (15)$$

alakú regressziós egyenest eredményvonal mutatja, s erre vonatkozik az r regressziós együttható. Az $a_1=1,00$ meredekség teljes átlagos egyezést fejez ki, az alkalmazott számítási módszer tehát átlagosan nagyon jónak minősíthető. A regressziós együttható is elfogadható, jelzi, hogy a lineáris kapcsolat a teljes adattartományra helyes.

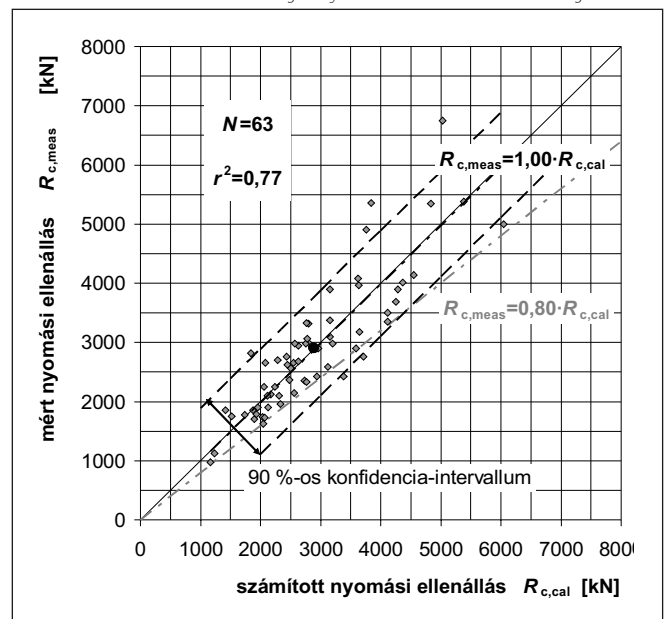
A szaggatott vonalak a regressziós egyenes 90% valószínűségű, kb. ± 900 kN szélességű konfidenciasávját jelölik (Rétváti, 1985). Ennek alsó határvonala megadja, hogy valamely számított érték esetén mekkora lehet az a tényleges (mért) ellenállás, melynél kisebb már csak az esetek 5%-ában várható. „Szerencsére” e vonal alatt alig van pont, nagyon durva hiba tehát a feldolgozott esetekben nem volt. A konfidenciasáv helyett alul ésszerűbb egy, az origóból induló egyenessel lehatárolni a halmazt, mert a regressziós egyenestől való eltérés a nyomási ellenállással nő. Látható, hogy a szabatosan meghatározott szaggatott- és az intuitíve berajzolt eredményvonal közel van egymáshoz, s lényegében ugyanazon pontokat minősítik 5% valószínűségi szinten tévesnek. Az eredményvonal egyenlete

$$R_{\text{meas}} = a_2 \cdot R_{\text{cal}} = 0,80 \cdot R_{\text{cal}} \quad (16)$$

s ez azt jelenti, hogy az alkalmazott CPT-alapú új módszerrel megállapított nyomási ellenállás 80%-ára (azaz 1,25 biztonsággal) tervezve felelünk meg – a szokásosan megengedett 5% hibahatárral – az EC7-1 azon követelményének, mely szerint próbaterheléssel igazolt talajvizsgálaton alapuló számítási eljárást szabad csak használni.

A további esetekre hasonló módon elvégzett vizsgálat eredményét grafikusan itt nem mutatjuk be, Szepesházi (2011) munkájában megtalálható. A jellemző a_1 , a_2 és r^2 számértékeket a 3. táblázat tartalmazza. (Ebben a teljes nyomási ellenállásra vonatkozó adatok esetében a szemcsés, illetve a kötött talaj sora olyan cölöpök adatait tartalmazza, melyek palástja vé-

5. ábra: A mért és számított teljes nyomási ellenállások korrelációja



gig, illetve a talpuk is az egyik, illetve a másik talajban volt. A fajlagos palástellenállásra vonatkozó adatok között pedig a szemcsés, illetve a kötött talaj sora az olyan cölöpök adatait mutatja, melyek palástja végig szemcsés, illetve végig kötött talajban volt.)

3. táblázat: Az ajánlott méretezési eljárás megbízhatóságának mutatói a CFA-cölöpök esetén

cölöp-ellenállás	talaj-fajta	darab-szám	mért/számított ellenállás viszonyyszáma		mért / számított ellenállások korrelációja		
			átlag-érték	relatív szórás	átlagos arány-szám	regresz. együtt-ható	alsó arány-szám
		N	κ_i	v_i	a_1	r^2	a_2
teljes nyomási ellenállás R_c	összes	63	1,01	0,17	1,00	0,77	0,80
	szemcsés	10	1,01	0,11	0,98	0,91	0,85
	kötött	14	1,01	0,15	1,05	0,85	0,85
fajlagos palást-ellenállás q_s	összes	63	0,98	0,13	0,99	0,67	0,80
	szemcsés	12	0,97	0,08	0,96	0,85	0,85
	kötött	18	1,02	0,13	1,03	0,72	0,85
fajlagos talp-ellenállás q_b	összes	63	1,07	0,32	0,96	0,71	0,70
	szemcsés	40	1,09	0,34	0,95	0,71	0,70
	kötött	23	1,03	0,27	0,99	0,63	0,75

3.4 A SZÁMÍTÁSI ELJÁRÁS ÉRTÉKE-LÉSE

A 3. táblázat mutatószámait értékelve megállapítható, hogy az új számítási eljárás a teljes nyomási ellenállást

- az adathalmaz egészére (melyben az 50%-ban egyes talajösszetételben levő cölöpök nyomási ellenállásának 60%-át a palástellenállás tette ki) átlagosan viszonylag pontosan és kis szórással, egészében eléggé megbízhatóan adta meg,
- a szemcsés talajokra vonatkozó kisszámú adatra (melyekben a két ellenállás-komponens 50÷50%-ot képviselt) szintén viszonylag pontosan és nagyon kis szórással, összességében nagyon megbízhatóan adta meg,
- a kötött talajokra vonatkozó ugyancsak kisszámú adatra (melyekben a palástellenállás a nyomási ellenállás 70%-át adta) kb. 3%-kal alulbecsülte és kedvezően kis szórással, összességében eléggé megbízhatóan adta meg.

A táblázatbeli mutatószámok alapján kitűnik továbbá, hogy a számítási eljárás a fajlagos palástellenállást

- az összes talajra kb. 1÷2%-kal túlbecsülte és csekély szórással, valamint alsó hibával adta meg,
- a szemcsés talajokra (a viszonylag kevés adat szerint) nagyon kis szórás mellett kb. 3%-kal túlbecsülte, kifejezve, hogy az alkalmazott képlet helyesebb, mint az EC7-2 által ajánlott $\alpha_s=0,006$ palástszorzóval végzett számítás, mert az 10%-os túlbecslést okozott $r^2=0,35$ mellett,
- a kötött talajokra kedvezően kis szórással kb. 2%-kal alulbecsüli, tehát elég pontosan adja meg.

A vonatkozó mutatószámok alapján megállapítható még, hogy a számítási eljárás a fajlagos talpellenállást

- a szemcsés talajokra a $\lambda_b=0,6$ redukációs tényezőt alkalmazva

átlagosan elég jól megadta, a szórást kifejező v_p , r^2 és a_2 paraméterek viszont azt mutatják, hogy ez a legbizonytalanabb paramétere a cölöpteherbírásnak,

- a kötött talajokra átlagosan elég pontosan adta meg a palástellenállásokra és a szemcsés talajbéli talpellenállásokra jellemzők közé eső szórásjellemzőkkel (a kisebb regressziós együtthatót egy-két kiugró értékpár okozza).

Külön ki kell emelni, hogy

- a teljes nyomási ellenállás mutatói jobbak a komponensekénél, aminek oka lehet, hogy a mért ellenállásnak a 3. ábra szerinti szétválasztása nem volt mindig hibátlan,
- a szétválasztás során a palástellenállást esetleg alul-, a talpellenállást pedig túlbecsülhették.

4. A CÖLÖPMÉRETEZÉS BIZTON-SÁGA

4.1 A BIZTONSÁG A RÉGI MA-GYAR SZABVÁNY ÉS AZ EC7-1 ALAPJAVASLATA SZERINT

Egy korábbi kétrészes dolgozatban (Szepesházi, 2007, 2008) értékeltük a cölöpméretezés biztonságát. Az ott ismertetett elemzéseket bizonyos részletekben, elsősorban az előbbi fejezetekben bemutatott munkák alapján némileg módosítottuk. A vizsgáldások részleteit itt nem mutatjuk be, csak a legfontosabb eredményeket foglaljuk össze.

Az MSZ 15005/1 (1989), a korábbi magyar cölöpalapozási szabvány szerint az ellenálláshoz rendelt γ_R parciális (illetve biztonsági) tényezőt három, meglehetősen tág határok között s talán túlzottan is szubjektíven felvehető $\alpha_i \leq 1,0$ csökkentő tényező szorzataként kellett meghatározni. Evvel kellett szorozni a jellemzőnek gondolt R_{ck} cölöpellenállást, azaz annak mindkét komponensét azonos biztonság illetve. A szorzat próbaterhelés és átlagos építmények esetén $\alpha \approx 0,6$ körüli lett, számításra alapuló tervezés vagy kritikus építmények esetén $\alpha \approx 0,5$ -tel számoltunk, a legkevésbé kockázatos esetekben pedig a maximumként figyelembe vehető $\alpha=0,7$ -tel.

Az igénybevételek oldalán az állandók az épületek esetében az MSZ 15021 (2000) szerint $\gamma_G=1,2$, a hidak esetében az ÚT 2-3.412 (2000), a Közúti Hídszabályzat szerint $\gamma_G=1,1$ biztonsági tényezőt kaptak, az esetleges hatások általában $\gamma_Q=1,3$ értéket. A jellemző 30÷50%-os esetleges teherhányad mellett ezekből és az említett α csökkentő tényezőkből a 4. táblázatbeli parciális tényezők adódtak az igénybevételek és az ellenállások oldalán, azokból pedig az ugyanott látható γ_{RE} globális biztonságok.

Látható, hogy a γ_{RE} értékek 2,0 körül voltak, azaz megfeleltek a szokásos elvárásnak, s a változásuk mértéke is ésszerű volt, ha valóban a kockázattól függően változtak. Tapasztalunk szerint azonban a nagyobb biztonság gyakran inkább abból adódott, hogy a tervezők az ellenállások megállapításának bizonytalanságától tartva túlzottan alacsony α_i értéket vettek fel, a túlzottan kicsi biztonság pedig akkor jelent meg, ha a versenyben a vállalkozók csak a maximális $\alpha=0,7$ értékkel igazolták megoldásukat.

Az EC7-1 szerint a cölöpök nyomási ellenállásának megfelelőségét háromféle tervezési módszer szerint lehet igazolni. Közülük Magyarországra – német kezdeményezésre (Vogt és tsai, 2006) és a szomszédos országokkal egyetértésben (Workshop k Eurokody, 2006) – a 2. tervezési módszert választottuk. Ez a hatások (igénybevételek) oldalán vesz figyelembe nagyobb

4. táblázat: A cölöpök talajtöréssel szembeni globális biztonsága az eddigi magyar szabványok szerint

Igénybevételi oldal			Ellenállási oldal		
Szerkezet-típus	γ_E parciális tényező jellemző értéke		Az MSZ 15005:89 szerinti α csökkentő tényező jellemző értékei		
			0,5	0,6	0,7
			$\gamma_R = 1/\alpha$ parciális tényező jellemző értéke		
			2,00	1,67	1,43
Épületek	MSZ 15021:2000	1,225	2,45	2,04	1,75
Hidak	ÚT 2-3.412:2000	1,175	2,35	1,96	1,68

biztonságot, a talajszilárdsághoz nem rendel külön parciális tényezőt, míg a cölöp nyomási ellenállásának tervezési értékét, annak mindkét komponensét, a cölöp típusától és az ellenállás megállapításának módjától függetlenül egységesen $\gamma_R=1,1$ parciális tényezővel kell számítani. A magyar nemzeti mellékletben e tényezőt módosítottuk, mert már az idézett publikációban (Szepesházi, 2007, 2008) megjelent analízis szerint is indokolt volt, hogy az ellenállások két komponenséhez különböző, sőt a cölöptípustól is függő parciális tényezőket rendeljünk.

Az EC7-1 már a karakterisztikus érték meghatározásába bevisz egy biztonsági eszközt. A nyomási ellenállás próbaterheléssel mért, vagy talajvizsgálat alapján számított R_{cm} értékeiből az R_{ck} karakterisztikus értéket a ξ korrelációs tényezővel kell számítani. Ezeket illetően elfogadtuk Magyarországra is az EC7-1 alapjavaslatát, mely szerint ξ értéke a méretezési módszertől és a vizsgálatok számától függ. Eszerint viszont egy statikus próbaterhelés azonos értékű lenne egy talajvizsgálaton alapuló számítással, ami nyilván csak úgy lehet érvényes, ha olyan számítási módszert alkalmazunk, melynek helyességét statikus próbaterhelés igazolta. Ezt vagy eleve a számítási eljárásnak kell biztosítania, vagy az EC7-1 által kínált $\gamma_{R,d}$ modelltényezővel kell ezt elérni, melyre szintén a jelen munka első változata alapján adtunk a nemzeti mellékletben ajánlást.

Az EC7-1 alapjavaslata szerint tehát az ellenállás oldalán $\gamma_{R,E} = \xi \cdot \gamma_R$ összegzett biztonság adódik ki. Ezeket a legtöbb esetben, a hidak esetében szinte biztosan, 10%-kal lehet csökkenteni, mert általában merev a cölöpösszefogás.

Az igénybevételek tervezési értékének számításához az EC-ok alapesetben az állandó hatások $\gamma_G=1,35$, a hidak járműterhei $\gamma_Q=1,35$, az esetleges hatások $\gamma_Q=1,50$ parciális tényezőt kapnak, s az utóbbiakhoz $\psi_{0,i} \leq 1,0$ egyidejűségi tényezőt is rendelnek. Alapesetben a kiemelt hatáshoz $\psi_{0,i}=1,0$ tartozik, a többihez $\psi_{0,i}=0,6 \div 0,7$ közötti érték, illetve pl. a hidak esetében bizonyos hatások egyidejű figyelembevételét nem kívánják meg. Ha részletes erőteni számítást végzünk, akkor kisebb biztonság is elegendő. Az egyik alkombinációban a kiemelt hatás is $\psi_{0,i}=1,0$ egyidejűségi tényezőt kap, a másikban egy ξ tényező bevezetésével az állandó igénybevételek szorzója $\xi \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 \approx 1,15$ -re csökken. Az igénybevételi oldal biztonsága tehát a szerkezet jellegétől, az állandó és az esetleges hatások arányától, az utóbbiak típusától és egyidejűségétől függően változik, és lényeges, az erőteni számítás jellege is.

E dolgozat készítése idején a magyar statikusok hajlanak arra, hogy a részletes erőteni számítást, illetve az ahhoz kapcsolódó kisebb biztonságot preferálják (Farkas et al., 2010). A nemzetközi geotechnikai szakirodalomban ugyanakkor e lehetőséggel egyáltalán nem találkozunk. Jóllehet kimondják, hogy a hatások nem az EC7-1 kompetenciájába tartozik, de az ellenállási oldal biztonságát jól érzékelhetően annak feltételezésével határozták meg, hogy a hatás oldalán az alapszámítás szerint járnak el.

5. táblázat: A talajtöréssel szembeni globális biztonság az EC-ok szerint $\gamma_R=1,1$ ellenállásoldali parciális tényezővel

Igénybevételi oldal			Ellenállási oldal				
Szerkezet-típus	Számítási mód	γ_E parciális tényező jellemző értéke	statikus próbaterhelések száma				
			1		2		3
			talajszelvények (pl. CPT) száma				
			1	2	5	10	(20)
			ξ_{mean} korrelációs tényező				
			1,40	1,35	1,30	1,25	1,20
			$\gamma_{R,E} = \xi \cdot \gamma_R$ parciális tényező értéke				
			1,540	1,485	1,430	1,375	1,320
Épületek	alap	1,400	2,16	2,08	2,00	1,93	1,85
	részletes	1,275	1,96	1,89	1,82	1,75	1,68
Hidak	alap	1,350	2,08	2,00	1,93	1,86	1,78
	részletes	1,225	1,89	1,82	1,75	1,68	1,62

Az 5. táblázat mutatja az ellenállás- és az igénybevétel saját biztonságát és az azokból adódó globális biztonságot. 1,62 és 2,16 közötti, jellemzően 2,0 körüli értékeket láthatunk, de tegyük hozzá, ezeket csökkenteni lehetne a merev összefogás 1,1 osztójával. A vizsgálatok számával csökken a biztonság, ami ésszerű, hiszen csökken a talajadottságok korlátozott megismerhetőségéből eredő kockázat.

Az első oszlopban a részletes számításához kiadódó 2,0-nél kisebb számokhoz az tartozik, hogy ha csak egyetlen próbaterhelésre kerül sor, akkor annak a legkedvezőtlenebb helyre kell kerülnie, így valójában ezek az értékek nem az átlagos, hanem a legkisebb cölöppenálláshoz tartoznak. Ha az első oszlopban is az átlagos ellenálláshoz rendelendő parciális tényezőket „szerepnénk látni”, akkor az ott szereplők kb. 1,1-szeresét, 2,1 és 2,4 közötti értékeket lehet odaképzelné. Magyarországon eddig nem törekedtünk következetesen arra, hogy a többnyire jellemző egyetlen próbaterhelés (bizonyítottan) a legkedvezőtlenebb talajkörnyezetbe kerüljön, inkább talán az átlagosnál kissé gyengébb helyre telepítettük a vizsgálatot. Ezért a jellemző „egy-próbaterheléses” esetben nehéz közvetlenül összevetni az EC7-1 szerinti tervezés biztonságát az eddigiével.

4.2 A CÖLÖPMÉRETEZÉS BIZTONSÁGA A MEGBÍZHATÓSÁGI ELJÁRÁS SZERINT

Az idézett dolgozatokban (Szepesházi, 2006 és 2007) részletesen bemutatuk a megbízhatósági eljárásnak a cölöpalapozásra következetesen végigvitt alkalmazását. Ennek azóta némileg módosított végrehajtását itt nem közöljük, csak a számítás tartalmát és eredményeit mutatjuk be.

A számítás szemempirikus képletekre támaszkodik, mert az azokban szereplő talajparaméterek (φ és c_u) relatív szórására lehet becslést adni. Figyelembe vettük, hogy az egyes talajparaméterektől és cölöpjellemzőktől miként függ az ellenállás. Megkülönböztettük a cölöpözési technológiákat, a talajfajtákat és a méretezési módszereket. Ezek kombinációira számítottuk a nyomási ellenállás relatív szórását tisztán lebegő, tisztán álló és 50%-ban kombinált teherviselésű cölöpökre. Az igénybevételeket illetően a bemenő adatok és a számítási modell bizonytalanságától függően három esetet különböztettünk meg. Ezekre a Szalai (1998) által ajánlott szórásokkal számolva kaptuk meg az igénybevételekre jellemző relatív szórást.

A két oldal relatív szórásaiból a megbízhatósági eljárás képleteivel az ellenállásra lognormális, az igénybevételekre normális eloszlást feltételezve számítottuk a γ_E és γ_R parciális, illetve szorzatukként a γ_{RE} globális biztonsági tényezőket a 6. táblázatban. Kiemelésre méltó, hogy

6. táblázat: Az osztott és a globális biztonsági tényezők szükséges értékei a megbízhatósági eljárás szerint különböző cölöptervezési esetekre

megbízhatósági eljárás szerinti globális biztonsági tényező γ_{RE}			statikus próbaterhelés		az igénybevétel bizonytalansága			CPT-alapú képletek		az igénybevétel bizonytalansága			dinamikus próbaterhelés		az igénybevétel bizonytalansága			szemiempirikus képletek		az igénybevétel bizonytalansága		
					nagy	átlagos	kicsi			nagy	átlagos	kicsi			nagy	átlagos	kicsi					
az ellenállás jellemzői			γ_R		γ_E			γ_R		γ_E			γ_R		γ_E			γ_R		γ_E		
					0,200	0,150	0,100			0,200	0,150	0,100			0,200	0,150	0,100			0,200	0,150	0,100
cölöp-típus	talaj-típus	cölöp-ellenállás	γ_R	γ_R	γ_E			γ_R	γ_R	γ_E			γ_R	γ_R	γ_E			γ_R	γ_R	γ_E		
					1,53	1,40	1,27			1,53	1,40	1,27			1,53	1,40	1,27			1,53	1,40	1,27
vert	kötött	lebegő	0,13	1,46	2,24	2,05	1,85	0,15	1,59	2,43	2,22	2,01	0,17	1,67	2,57	2,34	2,12	0,19	1,77	2,72	2,48	2,25
		álló	0,21	1,91	2,92	2,67	2,41	0,23	2,01	3,07	2,81	2,54	0,24	2,08	3,19	2,91	2,63	0,25	2,17	3,33	3,04	2,75
		kombinált	0,16	1,65	2,53	2,31	2,09	0,19	1,76	2,70	2,46	2,23	0,20	1,84	2,82	2,57	2,33	0,22	1,93	2,96	2,70	2,45
	szemcsés	lebegő	0,11	1,42	2,17	1,98	1,79	0,14	1,55	2,37	2,16	1,96	0,16	1,64	2,51	2,29	2,07	0,18	1,74	2,66	2,43	2,20
		álló	0,31	2,58	3,96	3,61	3,27	0,32	2,68	4,10	3,75	3,39	0,33	2,75	4,21	3,84	3,48	0,34	2,83	4,34	3,97	3,59
		kombinált	0,18	1,72	2,64	2,41	2,18	0,20	1,83	2,80	2,56	2,32	0,21	1,91	2,92	2,67	2,42	0,23	2,00	3,06	2,80	2,53
CFA	kötött	lebegő	0,13	1,51	2,31	2,11	1,91	0,16	1,63	2,49	2,28	2,06	0,18	1,71	2,62	2,39	2,17	0,20	1,81	2,77	2,53	2,29
		álló	0,23	1,98	3,04	2,77	2,51	0,24	2,08	3,19	2,91	2,63	0,25	2,15	3,30	3,01	2,73	0,27	2,24	3,44	3,14	2,84
		kombinált	0,17	1,68	2,57	2,35	2,13	0,19	1,79	2,74	2,50	2,26	0,21	1,87	2,86	2,61	2,36	0,22	1,96	3,00	2,74	2,48
	szemcsés	lebegő	0,13	1,46	2,24	2,05	1,85	0,15	1,59	2,43	2,22	2,01	0,17	1,67	2,57	2,34	2,12	0,19	1,77	2,72	2,48	2,25
		álló	0,35	2,87	4,39	4,01	3,63	0,36	2,96	4,54	4,14	3,75	0,36	3,03	4,64	4,24	3,84	0,37	3,12	4,78	4,36	3,95
		kombinált	0,20	1,81	2,78	2,54	2,29	0,21	1,92	2,94	2,68	2,43	0,23	1,99	3,05	2,79	2,52	0,24	2,08	3,19	2,91	2,64
fűrt	kötött	lebegő	0,13	1,51	2,31	2,11	1,91	0,16	1,63	2,49	2,28	2,06	0,18	1,71	2,62	2,39	2,17	0,20	1,81	2,77	2,53	2,29
		álló	0,23	2,04	3,13	2,85	2,58	0,25	2,14	3,28	2,99	2,71	0,26	2,21	3,39	3,09	2,80	0,27	2,30	3,52	3,22	2,91
		kombinált	0,17	1,70	2,60	2,37	2,15	0,19	1,80	2,76	2,52	2,28	0,21	1,88	2,88	2,63	2,38	0,22	1,98	3,03	2,76	2,50
	szemcsés	lebegő	0,13	1,46	2,24	2,05	1,85	0,15	1,59	2,43	2,22	2,01	0,17	1,67	2,57	2,34	2,12	0,19	1,77	2,72	2,48	2,25
		álló	0,35	2,87	4,39	4,01	3,63	0,36	2,96	4,54	4,14	3,75	0,36	3,03	4,64	4,24	3,84	0,37	3,12	4,78	4,36	3,95
		kombinált	0,20	1,81	2,78	2,54	2,29	0,21	1,92	2,94	2,68	2,43	0,23	1,99	3,05	2,79	2,52	0,24	2,08	3,19	2,91	2,64

- 1,8 és 4,8 között változnak az értékek, s ha nem „nagy” az igénybevételek γ_E szórása, akkor 3,0 feletti érték ritkán, csak szemcsés talajban „álló” cölöp esetén kell,
- a cölöptípus 0,05÷0,45 különbséget indokol, a lebegő vert cölöphöz kell a legkisebb, a szemcsés talajban álló fűrt cölöphöz a legnagyobb γ_{RE} ,
- a méretezési módszerek különböző megbízhatósága 0,15÷0,50 különbséget kíván, s a szükséges globális biztonságok aránya a táblázatbeli sorrendben átlagosan 1,05,
- a talajfajta szerepe a „tisztán” lebegő és a kombinált teherviselésű cölöp esetén kisebb, γ_{RE} jellemző különbsége 0,1, a „tisztán” álló cölöp esetében viszont 1,0 körüli,
- a talpellenálláshoz – a cölöptípustól és méretezési módszertől csaknem függetlenül – a palástellenálláshoz rendelendő biztonsági tényező 1,25-szörösét kell rendelni a kötött, s 1,85-szörösét a szemcsés talajok esetén,
- az igénybevétel bizonytalansága minden mástól függetlenül 10% különbséget okoz,
- a legjellemzőbb kombinált teherviselésű CFA-cölöp átlagos bizonytalanságú igénybevételre való CPT-alapú méretezéséhez 2,6 körüli globális biztonság kell.

4.3 A CÖLÖPTERVEZÉS BIZTONSÁGI KÉRDÉSEINEK ÖSSZE- GYZÉSE, JAVASLATOK

4.3.1 A biztonság összetevőinek áttekintése

A méretezés biztonságával kapcsolatos kérdésekre

- a javasolt CPT-alapú számítás próbája (3. fejezet),
- a korábbi magyar szabványok javaslatai (4.1. fejezet),
- az EC-dokumentumok alapjavaslatai (4.1. fejezet),
- a megbízhatósági eljárással nyert adatok (4.2. fejezet) alapján lehet/kell javaslatot kidolgozni.

Nyilvánvalóan az EC7-1 keretei közt kell maradnunk, annak eszközrendszerét alkalmazva kell az elvárt arányos biztonságot szolgáltatni. A 7. táblázat foglalja össze azokat az elemeket, melyeket a szükséges biztonság megállapításakor figyelembe kell venni, valamint azokat az eszközöket, melyekkel a biz-

tonság alakítható. Az árnyékolt cellák jelölik, hogy a kettő miként célszerű összekapcsolni.

4.3.2 A parciális tényezők elvárt értékei

A parciális tényezőkkel a technológia és az ellenállás-komponensek eltérő bizonytalanságait kezeljük, a talajtípustól nem, ami megfelel az EC7-1 alapjavaslatának. A technológia bizonytalanságát az eddigi szabványok általában nem vették figyelembe, s az EC7-1 alapjavaslatában a 2. tervezési módszer sem. Az 1. tervezési módszerben viszont a talp-, illetve a teljes ellenálláshoz a technológiától függő 1,3÷1,6 értékeket javasoltak, s 0,1÷0,4 különbség a megbízhatósági módszer szerint is indokolt. Ésszerű tehát különbséget tenni a cölöp típusa szerint az EC7-1 2. tervezési módszerében is. Ehhez az előbbi 1,3÷1,6 értékeket 1,1/1,4 arányban kell csökkenteni, mivel az 1. tervezési módszerben az igénybevételek oldalán az összegzett parciális tényező $\gamma_E \approx 1,1$, míg a 2-dikban $\gamma_E \approx 1,4$. Így a parciális tényezőkre 1,02÷1,26, kerekítve 1,00÷1,25 adódik. Az EC7-1 nemzeti mellékletének készítésekor ezekből és a megbízhatósági számítások első változatából (Szepesházi, 2007, 2008) indultunk ki, de a kiadódott legkisebb értéket felvittük az EC7-1 alapjavaslatában a 2. tervezési módszerhez ajánlott $\gamma_R=1,1$ -re. Ezek szerepelnek a 8. táblázat középső oszlopaiban.

A 3. és a 6. táblázatbeli értékek azonban kissé más parciális tényezőket indokolnának. A CFA- és a fűrt cölöpök palástellenállására vonatkozóan elegendőnek látszik a $\gamma_s=1,10$ érték, a vert cölöpökre pedig ezt még csökkenthetnénk is $\gamma_s=1,05$ -re, a talpellenállást illetően azonban növelés indokolt. Úgy tűnik, az EC7-1 alapjavaslatában az 1. tervezési módszerhez a vert cölöpökre ajánlott 1,00 parciális tényező túlzottan optimisták. Mint láttuk, a 6. táblázat szerint a palást-, illetve a talpellenálláshoz szükséges γ_{RE} értékeinek viszonya kötött talajok esetében kb. 1,25 lett, tehát a vert cölöpök talpellenállására is indokolt $\gamma_b=1,05 \cdot 1,25 \approx 1,30$ értéket alkalmazni. A CFA- és a fűrt cölöpökre vonatkozóan a $\gamma_b=1,10 \cdot 1,25=1,375$ értékből indulhatunk ki, s így az előbbire $\gamma_b=1,35$, az utóbbira $\gamma_b=1,40$ értéket vehetünk fel. Ezekkel valamivel kisebb globális biztonság adódik, mint a 6. táblázat „átlagos” oszlopaiban

7. táblázat: A méretezési rendszer bizonytalanságai és kompenzálásuk eszközei

a cölöpméretezés bizonytalanságának elemei		a biztonsági rendszer eszközei				
elemek	változatok	parciális tényezők	korrelációs tényezők	modell-tényező	kockázati tényező	eljárási szabály
cölöptípus	vert – CFA – fűrt	EC 7-1 nemzeti melléklet				
ellenállástípus	palást – talp – teljes					szemcsés talpellenállás óvatos kezelése
talajfajta	kötött – szemcsés					
méretezési módszer	statikus próbaterhelés – CPT – szemiempirikus – dinamikus próbaterhelés		EC 7 követése	EC 7-1 nemz. mell.		min. 3 CPT
kockázat	nagy – átlagos – kis				EC 0 javaslatai	a fentiek alkalmazása
erőtani számítás típusa	alap – részletes	részletes is elfogadható	1,1 redukció alkalmazása			részletes = szaksterű

levők. A szemcsés talajokban ébredő talpellenállások viszont nagy szórásuk miatt a palástellenállások kb. 1,85-szorosát, vagyis a kötött talajokra adott értékek 1,5-szörösét követelik. Ám ha ezt alkalmaznánk, akkor megváltoztatnánk az EC7-1 parciális tényezőinek rendszerét, abba a technológia és az ellenállás-komponensek mellett változóként még a talajfajta is bevinnénk. Ezért előnyösebb, ha a szemcsés talajban ébredő talpellenállásokra is azokat a parciális tényezőket alkalmazzuk, mint a kötött talajbeliekre, és az 1,5-szörös különbséget másként kompenzáljuk, amire rögtön kitérünk.

Az előbbieken alapján adtuk meg ellenállás komponenseihez a 8. táblázat második részében látható új parciális tényezőket. A teljes ellenállásokhoz rendelt értékeket a két komponenshez rendelt értékből azzal az óvatos megfontolással „vezettük le”, hogy a középértéktől inkább a talpellenállás nagyobb értékeihez közelítettünk. Vegyük észre, hogy a CFA-cölöpök esetében az új javaslat szerinti értékek a régiéknél kb. 1,1-szeresei. (A palástellenállás nemzeti melléklet szerinti cellájában valójában 1,0 állhatna!)

8. táblázat: Javaslatok az EC7-1 parciális tényezőire

cölöp-ellenállás	parciális tényező jele	EC7-1 nemzeti melléklet			az új eljárás szerint szükséges értékek		
		cölöptípus			cölöptípus		
		vert	CFA	fűrt	vert	CFA	fűrt
palást-ellenállás	γ_s	1,10	1,10	1,10	1,05	1,10	1,10
talp-ellenállás	γ_b	1,10	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40
teljes ellenállás	γ_t	1,10	1,15	1,20	1,20	1,25	1,30

4.3.3 A szemcsés talajban ébredő talpellenállások bizonytalanságának kezelése

A szemcsés talajban ébredő talpellenállások kirívóan nagy szórása már többször előkerült. Ennek a technológiai okai köztudottak, s a talajmechanikai okát is jól ismerjük: a fajlagos talpellenállás rohamosan nő a belső súrlódási szöggel. Markánsan csökkentik viszont az előforduló gyenge zónák, amit a CPT-alapú számítás figyelembe vesz. A megbízhatósági számítás szerint (6. táblázat) e hatások még „átlagos terhelési” esetben is $\gamma_{RE} \approx 4,0$ globális biztonsági tényezőt kívánnának. Az EC7-1 2.4.2 fejezet (2) bekezdésének és az MSZ EN 1990 (2005) alapszabvány B mellékletének a szellemében azonban e kedvezőtlen hatásokat nem a parciális tényezők növelésével, hanem különösen gondos, szaksterű mérnöki eljárásokkal kell

elhárítani, hogy ne tegyük általában is gazdaságtalanná a tervet. Ennek megfelelően ahol a talp szemcsés talajba kerülhet,

- nagyon gondos, részletes talajfeltárást kell végeznünk, nagy figyelmet fordítva a gyenge zónákra,
- alapos mérlegeléssel kell kijelölni a cölöptalp szintjét,
- ajánlatos próbaterhelésre alapozni a tervet, ha az ellenállás meghatározó része a szemcsés talajbeli talpellenállás,
- meg kell keresni a tervezési terület leggyengébb helyét, s ott kell végrehajtani – ha arra alapozunk – a próbaterhelést, s legyen mindig e helyen CPT,
- a leggyengébbnek gondolható helyeken legyen CPT vagy más talajvizsgálat – ha arra alapozunk – s ezek kerüljenek a számítás alapuló méretezés talajszelvényei közé,
- óvatosan kell megállapítani a CPT-alapú méretezéskor a CFA- (és a csavart) cölöpök talpellenállását, helyes alkalmazni a $\lambda_b = 0,6$ redukciós tényezőjét (mellékesen: a 0,6 éppen kompenzálja az 1,5-szeres biztonságihiányt),
- mérlegelni kell, hogy mennyiben terjeszthetők ki a próbaterheléssel vagy számítással megállapított ellenállások a teljes tervezési területre,
- nagy figyelmet kell fordítani a technológiai utasításokra, pl. meg kell adni a megfelelő talpszint munkaközi megállapításának kritériumait (abszolút szint, mélység, elvárt behatolási ellenállás stb.),
- következetes minőségellenőrzési rendszert kell működtetni, melynek kulcseleme a cölöpözési jegyzőkönyv és annak gyors értékelése,
- szigorúan ellenőrizni kell, hogy a szerkezeti cölöpök minősége nem rosszabb a próbacölöpénél.

4.3.4 A korrelációs- és modell-tényezők felvétele

A korrelációs tényezőkkel veszi figyelembe az EC7-1 a méretezési módszerek különböző megbízhatóságát, beleértve a vizsgálatok számát is, amely valójában a talajkörnyezet térbeli változásaiból származó bizonytalanságot hivatott kezelni. A módszerek egymáshoz viszonyított értékét éppen azért nehéz értelmezni, mert belépett a vizsgálatok szám, s egyéb szabályok is nehezítik az összevetést. Összességében azonban mégis azt lehet gondolni, hogy az egyes méretezési módszerekre a 6. táblázatban kiadott γ_{RE} globális biztonsági tényezők arányai összhangban vannak az EC7-1 ξ_{mean} korrelációs tényezőinek arányával. Ezért nincs ok arra, hogy ez utóbbiaktól, melyek egy jól átgondolt rendszert alkotnak, eltérjünk.

E rendszernek azonban van egy látszólag gyenge pontja: azonos $\xi_{mean} = \xi_{min} = 1,40$ korrelációs tényezőt rendel a nyomási ellenálláshoz, akkor is, ha azt egyetlen próbaterhelés, illetve ha egyetlen talajvizsgálat (valójában egy talajszelvény) alapján

határozzuk meg. E nagyon ellentmondásosnak gondolható helyzetet valójában feloldja az a követelmény, mely szerint csak olyan talajvizsgálaton alapuló számítás alkalmazható, melyet próbaterhelés igazolt. Félő azonban, hogy ezt szigorúan nem tartják majd be, s így visszaélve az azonos értékű korrelációs tényező által nyújtott lehetőséggel, egy próbaterhelést egyetlen, nyilván sokkal olcsóbb talajvizsgálattal (pl. CPT-vel) helyettesítenek, anélkül, hogy ahhoz valóban kalibrált számítási módszert társítanának. E veszélyt a modelltényezők alkalmazásával és alkalmas eljárási szabályokkal célszerű kivédeni.

A $\gamma_{R,d}$ modelltényezővel lehet az EC7-1 szerint a talajvizsgálaton alapuló számítás bizonytalanságait kezelni, s nem kell ez a statikus próbaterheléshez. A nemzeti melléklet szerint akkor alkalmazandók, ha egyszerre igaz, hogy

- az alkalmazott eljárás kidolgozásakor a talajjellemzőket igazolhatóan átlag-, s nem karakterisztikus értékekkel vették figyelembe,
- a tervező is a talajjellemzők átlag-, s nem a karakterisztikus értékeit alkalmazza.

A modelltényező 1,1 lehet, ha CPT-, 1,2, ha laboratóriumi nyírószilárdsági, 1,3, ha azonosító talajvizsgálatok alapján felvett fajlagos cölöppenállásokkal dolgozunk.

A 2. fejezetben bemutatott CPT-alapú eljárás a CPT-csúcscellenállásokat mért értékükkel használja fel, ami az előbbi definíció tekintetében átlagértéknek számít. A számított ellenállásokat a próbaterheléssel mért ellenállásokkal közvetlenül összevetve kalibráltuk az eljárást, ami szintén indokolja a modelltényező alkalmazását. A 3. táblázatban szereplő a_1 meredekségek jellemzik az átlagértékek megfeleltetését, az a_2 meredekség pedig azt fejezi ki, hogy a számított érték hányadrésznél lehet 5% valószínűséggel kisebb a mért érték. Az a_1/a_2 viszonyszám 1,13 és 1,37 között változik, az átlaga 1,25, s éppen ez az 1,25, illetve ennek reciproka adódott ki a 63 CFA-cölöp teljes nyomási ellenállására a 3.3. ábrán is. Az átlagosnál nagyobb arányokat a talpellenállásokra kaptunk, s főleg a szemcsés talajokra, de azok bizonytalanságát az előbbieket szerint gondos eljárásokkal kell kompenzálni.

A 8. táblázatbeli új javaslat a CFA-cölöpök teljes nyomási ellenállásához éppen $\gamma_i=1,25$ parciális tényezőt rendel, ez tehát általában önmagában is éppen biztosítaná, hogy legfeljebb az esetek 5%-ában legyen kisebb a mért ellenállás a számítottnál. Ezekkel dolgozva a CFA-cölöpök és az alkalmazott CPT-alapú eljárás esetében *modelltényezőre már nem lenne szükség.*

Egy másik lehetőség azonban két okból is jobb megoldásnak látszik. A számértékek szerencsés egybeesését kihasználva megtehetjük azt is, hogy a nemzeti mellékletben korábban elfogadott $\gamma_s=1,10$ $\gamma_b=1,20$ és $\gamma_r=1,15$ parciális tényezőknél maradunk, és alkalmazzuk a nemzeti mellékletben a CPT-alapú számításhoz ajánlott $\gamma_{R,d}=1,1$ modelltényezőt is. Amint a 8. táblázat kapcsán ugyanis már rámutattam, ezek szorzata kb. éppen a javasolt új parciális tényezőket eredményezi, tehát az eljárás megfelel a most megállapított biztonságigénynek.

E megoldással járó *előnyök* egyike praktikus: így nincs szükség az EC7-1 nemzeti mellékletének módosítására. A másik előnyt az adja, hogy így a CPT-alapú számítás a statikus próbaterheléshez képest kap egy 1,10 többszorzót, s ezzel talán elhárul a korrelációs tényezők kapcsán említett veszély. Az 1,10 modelltényezővel egy egyetlen CPT-n alapuló cölöpalapozási terv 10%-kal drágább lesz annál, mint amely egyetlen próbaterhelésen nyugszik, ha a kettő (lényegében) azonos nyomási ellenállást mutat ki.

A korrelációs- és modelltényezőhöz kapcsolódóan indokolt még egy *eljárási szabály bevezetése*. Célszerű kikötni, hogy a CPT-alapú számítást csak azzal a feltétellel lehessen alkalmazni, hogy az egyben kezelt tervezési területen legalább 3

CPT készül. Azt is indokolt rögzíteni, hogy ha statikus próbaterhelés alapján kívánunk tervezni, akkor előtte legalább 4 talajszelvényt kelljen felvenni annak megállapításához, hogy hol a geotechnikai szempontból legkedvezőtlenebb hely.

4.3.5 Az igénybevételi oldal hatása

A globális biztonság az igénybevételi oldalon figyelembe vett γ_E összegzett parciális tényezőtől is függ. A 6. táblázatban az egyes méretezési eljárásra vonatkozó blokkok középső oszlopában szerepelnek az igénybevételek „átlagosnak” minősített bizonytalansága esetén szükséges γ_{RE} értékek. Ezekhez a megbízhatósági eljárás szerint $\gamma_E=1,40$ összegzett parciális tényezőt kellett alkalmazni, mely éppen azonos a magasépítési szerkezetek EC szerinti alapszámítására jellemző értékkel (5. táblázat). Ha tehát az igénybevételeket az *alapszámítás* $\gamma_G=1,35$ és $\gamma_G=1,50$ parciális tényezőivel számítjuk, akkor átlagos bizonytalanságú terhekre *megfelelő biztonságot* kapunk.

A 6. táblázat blokkjainak jobb oldali oszlopai a részletes számításra jellemző $\gamma_E=1,27$ összegzett parciális tényezőre vonatkoznak, így az ebben kiadódó γ_{RE} globális biztonsági tényezők a középső oszlopbelieknek a 90%-a. Ennyire csökkenne tehát a biztonság, ha a részletes számítás esetén megengedett kisebb biztonsággal számolnánk az igénybevételeket. Feltételezhetjük azonban, hogy egy részletes számítás fedezi ezt a csökkenést, tehát a valódi biztonság ugyanakkora lehet, mint az alapszámítás esetén. A jobb oldali oszlopban szereplő γ_{RE} értékek egyébként talán még önmagukban is elfogadhatók, hiszen a kombinált teherviselésű cölöpre vonatkozóan a 2,0 értéket szinte mindig meghaladják. Összességében tehát kijelenthető, hogy a cölöpalapokat a *részletes számítással meghatározott kisebb biztonságú igénybevételekre is szabad méretezni.*

A blokkok bal oldali oszlopai az igénybevételek nagyobb bizonytalansága esetén szükséges γ_{RE} értékeket mutatják. Az igénybevételek összegzett $\gamma_E=1,53$ parciális tényezője tényező túlzottan nagy, ilyent az EC-ok közvetlenül nem ajánlanak. A $K_{FI}=1,1$ kockázati tényezővel az átlagos eset $\gamma_E=1,40$ értékéből viszont lényegében ez következne. Ezekkel a globális biztonság is 1,1-szeres lenne, s azzal a költségek hasonlóan nőnének. Az MSZ EN 1990 (2005) szerint azonban helyesebb *gondos, szakszerű munkával* elkerülni az igénybevételek ilyen nagy bizonytalanságát, amire még visszatérünk.

Ide tartozik, hogy az EC7-1 megengedi a ξ korrelációs tényezők 1,1-szeres csökkentését, ha merev a cölöpösszefogás. Ilyen kialakítás esetén ugyanis a leginkább terhelt cölöptől a szomszédosak átveszik a teher egy részét, ha annak süllyedése a törési állapotot közelítve aránytalanul nő. A csökkentésről alapszámítás esetén általában egyedileg kell döntenet, s valószínűleg az esetek nagy részében szabad vele élni, de ilyenkor indokolt a cölöp csoportok teherbírásának fokozott ellenőrzése. A részletes számítás esetén viszont, ha a „részletesség” kiterjed a merevségek figyelembevételére és a pontos teherelosztás meghatározására is, akkor a csökkentés már nem alkalmazható.

4.3.6 További megfontolások

Az *építmények rendeltetéséből eredő kockázat* kérdése az EC7-1 szerinti tervezésben nem jelenik meg olyan közvetlen módon, amiként eddig az MSZ 15005 szerinti tervezésnek az α_2 csökkentő tényezőről szóló döntéssel része volt. Olyan mértékben talán nem is volt helyes a tervezőre bízni a gazdasági kárnak és az emberélet veszélyeztetésének a megítélését, mert az túlzott szubjektivitáshoz, lényegesen eltérő biztonsághoz és gazdaságossághoz vezetett. 2004 óta az autópályahidak cölöpalapozásának tervezésében már alkalmaztunk is egy általunk kidolgozott és a hidtervezők, valamint a geotechnikusok által

elfogadott rendszert az α_2 -tényező felvételére. Az EC7-1 ilyen nem kínál, látszólag minden szerkezet esetében ugyanazt a biztonságot kell alkalmazni, függetlenül a rendeltetéstől. Az MSZ EN 1990 (2005) viszont lehetővé teszi, hogy kockázatot a hatások oldalán figyelembe vegyünk, s az átlagosnál kisebb kockázat esetén $K_{FI}=0,9$, az átlagosnál nagyobb esetén pedig $K_{FI}=1,1$ szorzóval módosítsuk a hatásokat. Az előbbi cölöptervezésbeli alkalmazása ellen – felelős tervezői döntést feltételezve – nincs nyomós érv, hiszen láttuk, hogy az átlagos esetre kiadódó globális biztonság 90%-át még megfelelőnek lehet gondolni. Az 1,1 szorzó alkalmazását illetően viszont azt javasolja az MSZ EN 1990 (2005), hogy inkább a tervezés és a kivitelezés minőségének ellenőrzésével csökkentsük a kockázatot. A cölöpalapozás területén ilyen megközelítés eszközei lehetnek az előbb javasolt eljárási szabályok.

Ki kell térni arra, hogy a nemzeti mellékletben a további cölöptípusokra ajánlott parciális tényezők, valamint a további számítási módszerekre (és a dinamikus próbaterhelésre) vonatkozó modelltényezők megalapozására nem készült még az itt bemutatotthoz hasonló elemzés. E tényezőket, valamint a CPT-alapú és a „további módszerek” tekinthető szemiempirikus eljárásokban szereplő technológiától függő paramétereket a nemzetközi szakirodalom analízise alapján vettük fel. Ezek általában próbaterhelésekkel való összevetésekből származnak, ekként alapvetően megfelelnek az EC7-1 ilyen irányú követelményének, de mégsem tekinthetők annyira megalapozottnak, mint a CFA-cölöpök CPT-alapú számítására vonatkozóak.

Végül nézzünk egy példát a biztonsági rendszerre: a teljes nyomási ellenállás parciális tényezője: $\gamma_t=1,20$, az átlag korrelációs tényezője 3 CPT-esetén: $\xi_{\text{mean}}=1,33$ a CPT-alapú tervezés modelltényezője: $\gamma_{R,d}=1,10$, az igénybevétel összegzett parciális tényezője: $\gamma_E=1,40$. – a globális biztonsági tényező:

$$\gamma_{RE} = \gamma_R \cdot \gamma_E = (\gamma_t \cdot \xi_{\text{mean}} \cdot \gamma_{R,d}) \cdot \gamma_E = (1,20 \cdot 1,33 \cdot 1,10) \cdot 1,40 = 1,756 \cdot 1,40 = 2,46$$

Ez valamivel kisebb a 6. táblázat szerint szükségesnél, s azonos a magasépítési szerkezetekre az eddigi magyar szabványok szerinti számításban alapuló cölöptervezéskor alkalmazott (4. táblázatbeli) 2,46-tal. (A hidak esetében a biztonság kissé növekedett.) Ha merev cölöpösszefogást figyelembe vevő 1,1-es csökkentéssel is élünk, akkor γ_{RE} 2,24-re csökken. Elegendő lehet ugyanazt kimutatni, ha az igénybevételek oldalán, részletes számítást végezve, kisebb parciális tényezővel dolgozunk, ám ekkor az 1,1-szeres csökkentés általában már nem helyes.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A dolgozat a 2011-től kizárólagosan alkalmazandó európai geotechnikai alapszabvány, az EC7-1 követelményeinek megfelelő korszerű CPT-alapú cölöpméretezést tárgyalja.

Az 1. fejezetben ismertettük a cölöpözés fejlődési trendjeit. Kitűnt, hogy a hazai gyakorlatban a CFA-cölöpözés vált dominánssá, de más új eljárások is megjelentek. Váztuk az EC-ok bevezetésével ránk váró kihívásokat: egyrészt ama követelménynek a teljesítését, miszerint csak próbaterhelésekkel igazolt számítási eljárásokat szabad használni, másrészt a hazai tervezés és kivitelezés minőségének és megbízhatóságának megfelelő biztonsági elemek nemzeti mellékletben való rögzítésének kötelezettségét.

A 2. fejezetben áttekintettük, összehasonlító és saját tapasztalatokon nyugvó kritikai elemzés alá vettük a cölöpök nyomási ellenállásának meghatározására szolgáló, a nemzetközi szak-

irodalomban és szabványokban fellelhető CPT-alapú számítási módszereket. Ennek alapján egy új CPT-alapú méretezési rendszert állítottunk össze, melynek új elemeként kiemelhetők a fajlagos palástellenállások számítására szolgáló „gyökös” képletek, valamint a szemcsés talajbeli talpellenállásnak a redukciója. Fontos részei a rendszernek a technológia hatását figyelembe vevő, a különböző külföldi javaslatok szintetizálása alapján megadott technológiai szorzók.

A 3. fejezetben röviden bemutattuk a kidolgozott méretezési rendszert alkalmazó Excel cölöpméretező programot, s az ennek próbájához készített adatbázist. Ez 63 CFA-próbacölöp CPT-adatainak és méreteinek, valamint a Széchenyi István Egyetem által rajtuk végzett próbaterhelésének eredményét tartalmazza. Ismertettük azt is, hogy miként választottuk szét két komponensre a próbaterheléssel megállapított teljes nyomási ellenállást. A méretezési módszer próbáját a mért és a számított nyomási ellenállások viszonyszámának és korrelációjának statisztikai értékelésével végeztük el. Ennek alapján meg lehetett állapítani, hogy a kidolgozott számítási eljárás átlagosan és az ellenállások teljes tartományára nagyon jól megadja a nyomási ellenállást és annak összetevőit. Kitűnt, hogy a legnagyobb bizonytalanság az alkalmazott 0,6-os redukció ellenére is a szemcsés talajbeli talpellenállásban van.

A 4. fejezetben a cölöpméretezés biztonságát vizsgáltuk. Az eddigi szabványok és az EC7-1 alapjavaslatában kidolgozott rendszerek áttekintése és értékelése után bemutattuk a megbízhatósági eljárásnak a cölöptervezésre való alkalmazásával nyert eredményeket. Végül mindezek, valamint a 4. fejezetbeli statisztikai analízis alapján koherens rendszert javasoltunk arra, hogy az EC7-1 által felkínált biztonsági elemeket miként használjuk a magyar nemzeti mellékletben. Ez utóbbi e munka első változata alapján készült, s azt a jelen végleges változattal – néhány eljárási szabályt hozzátéve – meg lehetett erősíteni.

6. IRODALOMJEGYZÉK

- Briaud, J. I. (1991), „Evaluation of cone penetration test methods using 98 pile load tests”, *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, 1991, Orlando*
- Bustamante, M. R., Gianceselli, L. (1982), „Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT”, *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam*
- de Cock, F., Legrand, C. ed. (1997), „Design of axially loaded pile, European practice”, *Proceedings of ERTC3 Semina, 1997, Brussels, Balkema*
- DIN 1054 (2005) „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“, *Deutsche Normungsinstitut, Beuth Verlag, Berlin*
- EA-Pfähle (2007), „Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, *Ernst und Sohn, Berlin*
- Farkas Gy., Kovács T., Szalai K. (2010), „A tartószerkezeti Eurocode-ok bevezetése Magyarországon. Javaslat a hazai alkalmazás legfontosabb paramétereire. 1. és 2. rész.” *Beton, XVIII évf. 5. és 6. szám, Budapest*
- Frank, R., Baudruin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. (2004), „Designer’s Guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules”, *Thomas Telford, London*
- Fellenius, B.H. (2006), „Basic of Foundation design”, *Electronic Edition. www.Fellenius.net*
- Gwizdala, K. (1997), „Polish design methods for single axially loaded piles”, *Proceedings of ERTC3 Seminar in Brussels, 1997, Balkema*
- Káposztás Z. (2009), „Nagyszámú próbaterhelés értékelése a közelmúlt magyar autópályaépítésekben”, *Geotechnika 09 Konferencia, Ráckeve*
- Kézdí Á. (1975), „Talajmechanika II.” *Tankönyvkiadó, Budapest*
- Lancelotta, R. (1995), „Geotechnical Engineering”, *Balkema*
- Lehane, B. (1997)m, „Design of axially loaded piles – Irish practice”, *Proceedings of ERTC3 Seminar, 1997, Brussels, Balkema*
- Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. (1997), „Cone penetration testing in geotechnical practice”, *E and FN Spon/Routledge*
- Mahler A. (2007), „Statikus szondázási eredmények hasznosítása. PhD-értekezés”, *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Budapest*
- Mandorlini, A., Russo, G., Viggiani, C. (2005), „Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design”, *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Millpress*
- ME 15005-2 (1989), „Alapozások tervezése. A cölöpalapozás erőtani tervezésének becslési módszerei”, *Magyar Szabványügyi Testület, Budapest*

- MSZ 15005-1 (1989), „Alapozások tervezése. A cölöpalapozás tervezési előírásai”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- MSZ 15021/1 (2000), „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Magasépítési szerkezetek terhei”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- MSZ EN 1990 (2005), „A tervezés alapjai”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- MSZ EN 1991 (2005), „Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- MSZ EN 1997-1 (2006), „Eurocode 7-1: Geotechnikai tervezés. 1. rész. Általános szabályok”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- MSZ EN 1997-2 (2008), „Eurocode 7-1: Geotechnikai tervezés. 2. rész. Geotechnikai vizsgálatok”, *Magyar Szabványügyi Testület*, Budapest
- Orr, T., Farrel, E. (1999), „Geotechnical Design according to Eurocode 7”, *Springer Verlag*
- ÖNORM B 1997-1-3 (2008), „Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997 - 1 und nationale Ergänzungen”, Wien
- Pando, M. A., Ealy, C. D., Filz, G. M., Lesko, J. J., Hoppe, E. J. (2006), „A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures”. *U.S. Department of Transportation, FHWA*, Washington
- Poulos, H. G., (1989), „Pile behaviour – Theory and applications, 29th Rankine Lecture”, *Geotechnique*, 39, No. 3. London
- Poulos, H.G., Carter, J., Small, J. (2001), „Foundation and retaining structures – Research and practice”, *Proceedings of the 15th International Conference on Geotechnical and Foundations Engineering*, Istanbul
- Rétháti L., (1989), „Valószínűségelméleti megoldások a geotechnikában”, *Akadémiai Kiadó, Budapest*
- Skempton, R. (1959), „Cast in situ bored piles in London clay”. *Geotechnique*, (9), London
- Szalai K. (1998), „Vasbetonszerkezetek”, *Műegyetemi Kiadó, Budapest*
- Szepesházi R. (2001), „A CFA-cölöpök hazai bevezetésének módszerei és tapasztalatai”, *Közlekedési és Mélyépítési Szemle*, 51. évf. 5. szám, Budapest
- Szepesházi R. (2006), „Hidak cölöpalapozásának biztonsága. 1. rész.”, *Közlekedési és Mélyépítési Szemle*, 56. évf. 12. szám, Budapest
- Szepesházi R. (2007), „Hidak cölöpalapozásának biztonsága. 2. rész.” *Közlekedési és Mélyépítési Szemle*, 57. évf. 1. szám, Budapest
- Szepesházi R. (2008), „Tervezés az Eurocode 7 és a kapcsolódó európai geotechnikai szabványok alapján”, *Business Média Magyarország, Budaörs*
- Szepesházi R. (2011), „Cölöpalapok méretezése az Eurocode 7 követelményei szerint. PhD-értekezés”, *Miskolci Egyetem*, Miskolc
- Titi, H., Abu Farsakh, M. (1999), „Evaluation of bearing capacity of piles from cone penetration test data”, *Louisiana Transportation Research Center*, Baton Rouge
- Tomlinson, M. (2001), „Foundation design and construction”, *Pearson Education*, Harlow
- Tumay, M., Fakhroo, M. (1982), „Friction pile capacity prediction in cohesive soils using electric quasi-static penetration tests”, *Louisiana Department of Transportation and Development Section*, Baton Rouge
- ÚT 2-3.412 (2000), „Közúti hidak tervezési előírásai II. Erőtani számítás”, *Magyar Útügyi Társaság*, Budapest
- van Tol, A. F. (1993), „Funderingstechnieken”, *TU Delft*, Delft
- Varga L. (1965), „A biztonság síkalapok teherbírásának számításában”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, XV. évf. 7. szám, Budapest
- Viggiani, C. ed. (1993), „Fondazioni”, *CUEN*
- Vogt, N., Schuppener, B., Weißenbach, A. (2006), „Az Eurocode 7-1 Németországban használatos tervezési módszerei a geotechnikai vizsgálatokban”, *Mélyépítés*, 2006/3, Budapest
- Workshop k Eurokody EC7 konány v rámci Pražských geotechnických dní 23. květen (2006), www.cgts.cz

Pile design according to the requirements of the Eurocode 7 Dr. Róbert Szepesházi

The proportion of the piling is growing in the foundation practice. That is why the economical importance of the exact establishment of the pile resistance and the safety to be used is high. The professional solution of the task is needed by the going to the solely use of the Eurocodes, as well. The calculation of the pile resistance is more and more based on the methods using CPT data. The paper gives a new procedure based on analysis of methods from international literature and verified by a proof on 63 pile load tests on CFA-piles. For the safety needed, coherent proposals are given based on the old Hungarian standard, the original suggestions of the EC7-1, the proof mentioned and the data produced by the calculation according to reliability method. Besides of the safety tools suggested by the EC7-1, operation rules are proposed, especially for the treatment of the most critical pile design element the base resistance in course-grained soils.

Szepesházi Róbert (1951) okl. építőmérnök (1976), geotechnikai szakmérnök (1981), dr. univ. (1992), PhD (2011); egyetemi docens a győri Széchenyi István Egyetemen, a geotechnikai munkacsoport irányítója (1992), a Szerkezetépítési Tanszék megbízott vezetője (2011); a Magyar Szabványügyi Testület Különlleges alapozások műszaki bizottságának vezetője (2000); főbb szakterületei: speciális laborvizsgálatok, földstatika, cölöpméretezés, földműtervezés, geotechnikai szabványosítás, kárvizsgálatok; publikációinak száma kb. 120; Zielinski- (2006), Széchy- (2007), Vásárhelyi- (2007) és Eötvös- (2010) díjjal tüntették ki.

BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI SZAKMAI 7

„SZAKMA, AMI NEKÜNK VALÓ”

A 2011/2012-es tanév őszi félévében sem maradhat el az Építőmérnöki Szakmai Hét. A hatodik oktatási héten, 2011. október 10-13 között rendezzük meg karunk legkiemelkedőbb szakmai és tudományos programsorozatát a Vásárhelyi Pál Kollégiumban.

A Kari Hallgatói Tanács és az Építőmérnöki Szakkollégium által koordinált rendezvény fő célja, hogy szorosabbá fűzze a szakmában tevékenykedő cégek, a hallgatók és az oktatók kapcsolatát. Kiemelten fontos még, hogy a szakma leendő művelői első kézből ismerhessék meg az iparban használt korszerű technológiákat, kiegészíthessék egyetemi éveik alatt megszerzett elméleti és gyakorlati tudásukat, ezáltal később a munkaadók magasan képzett szakembereket alkalmazhassanak, ezzel is elősegítve az iparág fejlődését.

Idén ismét újabb programokkal várjuk a rendezvény során a szakma iránt elkötelezetteket. Ez évben az érdeklődők a Várostervezési napokon, valamint a Szakmai vetélkedőn is megmutathatják tudásukat.

A **XII. Hídépítő versenyen** az idelátogatók számos kreatívan megtervezett és kivitelezett hídmodell terhelését tekinthetik meg. A modelleket a hatályos hídszabvány szerinti követelmények alapján vizsgáljuk. A szakmában jártas mérnökök segítségével kerülnek elbírálásra a szerkezetek. A terhelés során a hidak lehajlásának egy megadott értékhez kell tartania. Az első hét helyezést elérő versenyzőket pénztalomban is részesítjük.

A **III. Beton próbakocka készítő verseny** során a résztvevőknek három darab saját receptúrájú szabvány élhosszúságú próbatestet kell létrehozniuk, a szervezők által biztosított anyagokból. A tavalyitól eltérően idén ismét a teherbíráson lesz a hangsúly. A kockákat három napos korukban vizsgáljuk. Az értékelés a kockaszilárdságon túl a versenyzők elméleti teszt eredményén és a beton receptúráján is alapul. Ezúton is köszönjük az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék segítségét a próbatestek elkészítéséhez valamint terheléséhez.

A Fővárosi Önkormányzat és az Építőmérnöki Szakkollégium Kör-Vas-Út közlekedésépítő tagozata szervezésében kerülnek idén először megrendezésre a **Várostervezési napok**. Ezen többnapos projektversenyen a résztvevő építőmérnök hallgatók csapatmunkában készítik fel fejlesztési koncepciót egy előre kijelölt városrészre. A verseny folyamán a csapatok egy valós problémát dolgoznak fel, szűk határidő szorításában. Az elkészült megoldásokat egy prezentáció formájában kell bemutatniuk a Szakmai héten, amely az elbírálás alapjául szolgál.

A vállalkozó szellemű hallgatók 3 fős csapatokban versengenek a **Szakmai vetélkedőn**. A versenyzőknek öt részfelada-

tot kell teljesíteniük, amelyeket az építőmérnöki tanulmányok során sajátítottak el. Az első megmérés a pontraállítás, amelyen a lehető leggyorsabban kell egy megadott pontra állítani egy teodolitot. Ezek után a csapatoknak egy sínleerősítést kell összeszerelni a kapott alkatrészekből a lehető legrövidebb idő alatt. A következő versenyszám során az építőiparban használandó közetek felismerését és a hozzájuk kapcsolódó szaktudást értékelik. Az építmény felismerési feladatrészen projektossal kivetített híres építmények képeit kell beazonosítani. Végül a csapatoknak teszt jelleggel kell egy rövid kvízt megoldaniuk.

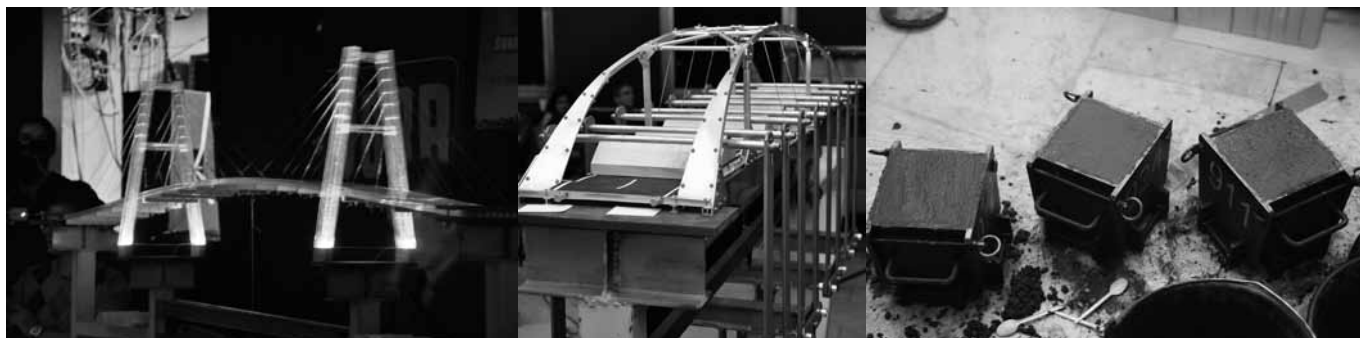


A hét folyamán a tavalyi hagyományokhoz híven számos szakmai kirándulással készülünk. Az AKA Zrt. az **M5 autópálya** Szeged-Budapest szakaszának főbb létesítményein vezeti végig az érdeklődőket. Az aszfaltozási munkák mellett megtekinthetők a felújított pihenőhelyek is. A KÉSZ Építő Zrt. a kecskeméti **acélszerkezet-gyártó központ**ba szervezi kirándulását. A 25000 négyzetméter alapterületű, speciális berendezésekkel felszerelt gyár Magyarország és Európa egyik legmodernebb ilyen jellegű létesítménye. A 2010-ben Ürömnön megnyílt **Köcentrum** a Reneszánsz Zrt. közreműködésével kerül bemutatásra. A Köcentrum megépítésével egy olyan különleges és egyedileg tervezett és megalkotott teret hoztak létre, amely korszerű multimédiás berendezések segítségével, a szakmai és az érdeklődő vásárlóközönség részére is látványosan, innovatív módon mutatja be a természetes kőben rejlő építészeti lehetőségeket. A kirándulásokra előzetes jelentkezés szükséges az Építőmérnöki Szakkollégium honlapján: <http://szakkollegium.vpk.bme.hu>.

Támogatóink jóvoltából számos szakmai előadásra kerül sor. Többek között a passzív házakról, a bitumenes szigetelésekről, a Megyeri híd építéséről, a csúszózsalsal technológiáról, a Széll Kálmán tér kiviteli terveiről lesz szó.

A program lezárása hagyományosan állófogadás keretei között zajlik, melyen köszönetet mondunk támogatóinknak, sor kerül a díjátadásokra, valamint lehetőség nyílik arra, hogy egy pohár pezsgő mellett kötetlenül beszélgessen hallgató, oktató, valamint a szakmában tevékenykedő mérnök.

Minderről és az elmúlt évek eseményeiről bővebb információt olvashatok az Építőmérnöki Szakmai Hét weboldalán: www.sz7.epito.bme.hu. Minden érdeklődőt szeretettel várunk!



DR. GILYÉN JENŐ – 1918-2011



Gilyén Jenő, a műszaki tudományok kandidátusa, címzetes egyetemi tanár, Kossuth-díjas, háromszoros Alpár-díjas építészmérnök, sok évtizeden keresztül egyik meghatározó személyisége volt a magyar tartószerkezeti szakmának. 1918-ban, Komáromban született. A trianoni békeszerződés nyomán a családot azonnal kitoloncolták, Budapestre kerültek, és jó ideig meg-

lehetős nyomorúságban éltek. Utóbb saját maga teremtette elő egyetemi tanulmányainak költségeit is. Mesterei között olyan kiemelkedő tudós professzorok voltak, mint Csonka Pál, Mihailich Győző, és Kotsis Iván. Kiváló egyetemi munkája, professzorainak közbenjárása sem tudta megakadályozni, hogy 1943-ban, miután megszerezte diplomáját, őt is elvigyék katonának. Utána évekig ő tartotta el testvéreit, szüleit, volt idő, hogy nyolc főt, folyamatosan két-három ember munkáját végezve: tanársegédként tanított a Műegyetemen, Csonka professzor tanszékén, építésvezetőként a háborúban megsérült épületek helyreállítását vezette, s közben tervezéseket is vállalt. Kiemelkedő szellemi képességei, kötelességtudó, áldozatos hozzáállása, tiszta hite tették lehetővé, hogy képes volt erre a rendkívüli teljesítményre. Ilyen körülmények között néhány év alatt hatalmas gyakorlati szakmai tapasztalattal egészült ki alapos elméleti tudása. Sok bonyolult helyreállítási, illetve átépítési feladata közül kiemelendő a ma a Képviselői Irodaháznak otthont adó épület, mely négy súlyosan lebombázott ház teljes átépítése és egyesítése révén jött létre. Egész későbbi szakmai munkájában eredményesen hasznosította azt a sok különleges tapasztalatot, amit a háborús pusztítások által összetört, megrongált tartószerkezetek elemző vizsgálata során szerzett. Talán utolsó tagja volt annak a mérnök-generációnak, amelyik a borzalmas világháború által „szolgáltatott” valóságos nagyméretű „törő-kísérletek” tömegével még találkozhatott, és azok tanulságait közvetlenül a magáévá tehette.

1950-ben már széles körben emlegették különleges statikai érzékét és alapos kivitelezési rutinját, anyagismeretét. Mindezlegendő volt ahhoz, hogy őt kérjék fel 1950-ben a Népstadion tartószerkezeteinek megtervezésére. A már a felkérés idején is elcsúszott időzítésű építést csak jelentős előregyártás bevonásával lehetett elképzelni. Gilyén Jenő nagy nehézségek árán tudta csak kierőszakolni, hogy legalább egy kisebb terjedelmű próba-falazat teherbírási törőkísérlete megtörténhessen – miközben már az építés javában tartott, a kényszerűségből adódó, erre nem alkalmas kiselemes előregyártásra támaszkodva. A törőkísérlet eredménye drámai volt: A 20x40x20 cm méretű üreges (valamelyest a mai zsalukő-rendszerhez hasonló elvű) elemek kötésbe rakásával és utólagos szakaszos kibetonozásával létrehozott falazat teherbírása még a fele sem volt a szükségesnek! Amikor felemelte szavát a rossz minőségű cement és betonacél, a rosszul fizetett és túlhajszolt, sokszor képzetlen építőmunkások tökéletlen munkája ellen, természetesen a kor politikai szokásai szerint azonnal őt is „szabotázs”-zsal vádolták meg, aki akadályozza a nép nagy projektjének időben való elkészülését. Így az internálás fenyegető rémével a feje felett kellett, lehetett megtalálnia azt a merőben új tartószerkezeti megoldást, mely a rendelkezésre álló építéstechnológiával, a legkevesebb visszabontással, a jóváhagyott alapvető építészeti feltételekkel lehetővé teszi a projekt folytatását és határidőre

való befejezését. Olyan térben összekötött gigantikus méretű, a falazatba rejtett keret-párokot alkalmazott, melyek kiváltották a hitvány minőségű óriási falazatok terheinek zömét. A ma Puskás Ferenc nevét viselő stadion tehát – sokak hősiességét magában foglalóan – mégis csak elkészült 1953 augusztus 20-ára, és vezető szerepű alkotóit, Dávid Károly építész és Gilyén Jenőt, mint a tartószerkezetek tervezőjét Kossuth-díjjal jutalmazták. Ez az elismerés a továbbiakban sokszor megkönnyítette, hogy keményen és határozottan szót emelhesen a szakmai elkötelezettsége által diktált, de az aktuálpolitika által nem szívesen hallott olyan kérdésekben, amelyek a társadalom jogos igényét veszélyeztették az épületek tartós és megbízható, jó minőségű kialakítását illetően.

Lehetetlen lenne felsorolni azt a temérdek épületet, melyek tervezésében, illetve megerősítésében, kijavításában munkája meghatározó volt. Közel ezer iskolai tanterem, melyek az akkori szóhasználattal élve típustervek alapján épültek, valamint egységesített szerkezetű mezőgazdasági épületek százai épültek meg terveik alapján. A tömeges, iparosított megoldásokkal készülő építmények mellett igen sok régi, műemléki épület, templom szerkezeti megerősítését, kijavítását is megtervezte, egyedi, ötletes megoldások tucatjait hozva létre.

A politikailag is egyre nyomasztóbb országos lakáshiányhelyzet felszámolására született meg a hatvanas évek közepén egy nagyívű lakásépítési program, aminek keretében fél millió teljesen új lakás gyors felépítését kellett megoldani. A hagyományos technológiákkal való építés ilyen mérvű „felpörgetése-felbővítése” nyilvánvalóan lehetetlen volt, ehhez sem szakemberek, sem az építőipari kapacitások nem voltak előteremthetőek. Így kezdődött a magyarországi paneles lakásépítési program, melynek alternatívája nem volt, nem lehetett, és alapvető eredménye az a több mint félmillió lakás, melyek lakói annak idején zömmel rossz komfortfokozatú, esetenként düledező házacsakából, illetve a társbérletek nyomorúságából érkezhettek. Gilyén Jenő ismét vállalta a kihívást, és a Típustervező Intézet frissen kinevezett statikus főmérnökeként vezette a paneles lakásépítés magyarországi honosítását. Ebben benne foglaltatott a teljes műszaki szabályozási rendszer ugyanúgy, mint a szerkezettervezés, gyártás-technológia napi kérdései. Saját szerkezetelemzési és számítási munkáival – egyebek mellett – úgy korszerűsítette ezen épületek szerkezeti rendszerét, hogy az épületek szél és földrengés elleni biztonsága jelentősen megnőtt az eredetihez képest, miközben egyúttal nagy mértékben csökkent a beépített betonacél-mennyiség. A tervezésben, gyártásban és építésben áldozatosan dolgozó sok becsületes szakember védelmében szükségesnek látjuk itt is kimondani, hogy a paneles épületek ellen ma általában – és joggal – felhozott kifogások nem eleve a paneles építési mód velejárói! A kisméretű lakások, az elhanyagolt közösségi területek, a szűk zöldfelületek, a monoton hatalmas épületek mind a politikai diktátumoknak, és elvtelen közigazgatási kiszolgálók mulasztásainak, hibáinak következményei. De ezek a lakások legalább léteznek, és még sokáig képesek biztonságos otthont adni jó másfélmillió embernek! Ha az elmúlt 20-25 év összesített hazai lakásépítési produktumát tekintjük, akkor az átlag magyar állampolgárnak száznál is több esztendő után lesz statisztikai esélye régi lakását újonnan építtetre cserélni!

Fiatalon tanársegédként a nappali tagozatos egyetemi képzésben, később a mérnöktovábbképzés keretében ezeket

oktatott szakmájának titkaira. A rendszerváltozásig kizárólagosan létező szakmai közéleti szervezet, az Építéstudományi Egyesület statikus szakosztályának egyik alapítója, és sok cikluson át főtítkára volt. E tisztében több sikeres hazai és nemzetközi konferenciát szervezett, sok előadást tartott. Egyik létrehozója volt a Tartószerkezet-tervezők Mesteriskolájának is. A műszaki szabályozás, szabványosítás fontos korszakaiban vett részt tevékenyen. Életpályájának vége felé elsősorban szakirodalmi tevékenységet folytatott, leköszölt szakkikkeinek száma jóval 200 fölött van. Emellett több könyv, egyetemi jegyzet szerzője vagy társszerzője. Az utókornak szánt szakmai üzenetként néhány fontos kérdést hangsúlyozott: a beton képlékeny viselkedésébe vetett (és hosszasan tanított) tévhit elleni küzdelmet; a kis alakváltozások (főleg inhomogén szerkezeteknél jelentkező) hatalmas hatását a statikai viselkedésre. Azért is fontos mindkét kérdés, mert a mai építési gyakorlatban meghatározó az előre gyártott elemek alkalmazása, és ezek összekapcsolása az építés helyszínén olyan lokális erőjátékot eredményez, ami drasztikusan eltér a klasszikus monolitikus szemlélet által elképzelhetőtől – és sokkal kedvezőtlenebb, veszélyesebb lehet! Sokszor kifejtette, hogy az épületek tartóságának biztosítása erkölcsi kötelességünk a következő generációk felé. Az elmúlt években a világ fokozatosan szembesül a válság kapcsán a jövővel felelőtlenül bánó, pazarló hozzá-

állás tarthatatlanságával. A mérnök, gondosan végzett munkája esetén néhány százaléknyi „létesítési felár” fejében legalább kétszeres várható élettartamot „adhat” létesítményeinek, nem is beszélve a funkcionális rugalmasság és a katasztrófa elleni biztonság mellékesen adódó megjavításáról. Csaknem hetven éves szakmai tevékenysége során mindvégig megalkuvás nélkül, fáradhatatlanul szolgálta munkájával a társadalmat, meghatározó módon hozzájárulva ahhoz, hogy ma több millió embernek legyen biztonságos és tartósan állékony lakása. Emberi, szakmai, családi kapcsolataiban mindig szerény, áldozatos példát mutatott, töretlenül képviselte erkölcsiségét és magyarságát. Akik közelebről ismerhették, a szakmai értékeken túl a hitet, tisztességet, helyállást, a többi emberre való szeretetteljes odafigyelést is megtanulhatták tőle, első sorban a saját hiteles példája nyomán. A mérnöktovábbképzésben, szakirodalmi munkájában mindig jövőnk felelős szolgálata vezérelte. Fokozatosan romló fizikai állapota ellenére utolsó heteiben is még cikkek vázlatán gondolkodott, és publikációkat készített elő. Valóban élete legvégéig erőtartálékaival is csak a többi ember javán kívánt fáradozni, amint egész tevékeny életében, rövid szenvedés után 2011. július 13-án bekövetkezett haláláig tette. Szeretettel őrizzük emlékét!

Dr. Dalmy Dénes

DR. VÉGH LAJOS PROFESSZOR 90. SZÜLETÉSNAJÁRA



A Kassán, 1921. augusztus 26-án született Végħ Lajos szülővárosában végezte iskoláit. A II. világháború éveit alatt Magyarországon és Szlovákiában részt vett az ellenállási mozgalomban. A viláégégés után Prágában folytatta tanulmányait. A kelet-középeurópai országok és az Amerikai Egyesült Államok között akkor még jó kapcsolata tette lehetővé,

hogy amerikai ösztöndíjjal egyetemi éveinek egy részét a Massachusetts Institute of Technology padjaiban tölthette. Építómérnöki oklevelét a prágai Cseh Műszaki Egyetemen (ČVUT) szerezte. Mérnöki pályafutását nagy cseh kohászati létesítmények építésével kezdte. Munkája során magas vezető beosztásokba került.

Konrad Hruban professzor hívta meg az immár tapasztalt mérnököt a prágai egyetem Betonszerkezetek Tanszékére. Oktató munkája mellett számos tudományos témával foglalkozott. Héjszerkezeti kutatási eredményei révén elnyert tudományos fokozatok és a tanszék szinte valamennyi tárgyának színvonalas oktatása révén lett egyetemi docens. Alma Materében végzett munkáját több alkalommal szakította meg nemzetközi tevékenységgel. Egy időszakot Japánban töltött külszolgálatban. Több évig volt vendégprofesszor Indiában majd Törökországban, vezető UNESCO tisztségben.

A műszaki tudományok doktora tudományos fokozat megszerzése után nevezték ki a ČVUT professzorává.

Kutató munkája a héjszerkezeteken kívül is a vasbetonépítés sok területére terjedt ki. Munkásságát nehéz lenne e szűk helyen összefoglalni. Széles körű tevékenységét számos

recenzió, méltatás ismerteti Csehországban és nemzetközi kiadványokban. Végħ professzor szakmai közéleti tevékenysége jelentős. A csehszlovák műszaki-természettudományi társaság számos beton-vasbeton témájú rendezvényét szervezte. Több külföldi és nemzetközi szakmai szervezetben fejtette ki tevékenységét. A *fib* és jogelődjei számos fórumán szerepelt, több alkalommal Magyarországon is. Sok betonnal-vasbetonnal foglalkozó szervezetben dolgozott világszerte. Legjelentősebbnek tekinthetjük azt az évtizedes munkáját, amelyet az IASS környezetbarát szerkezetekkel foglalkozó munkacsoportjának vezetőjeként fejtett ki.

Magyar anyanyelve – sokszoros nyelvtudásán kívül – a hazánkban tartott előadások mellett predesztinálta arra, hogy értékes összekötő szerepet töltsön be a magyar és cseh, ill. szlovák betonnal foglalkozó szakemberei között. Szervezett és vezetett kölcsönös csoportos tanulmányutakat, tapasztalatcserére küldte Budapestre prágai munkatársait és nagy számban hívta meg Csehországba a magyar szakembereket. Magyar mérnököknek jelentős szerepet szánt az említett, IASS keretében folyó, szerkezetekkel és építőanyagokkal foglalkozó környezetvédelmi munkában.

A *fib* MT elismerését fejezi ki Végħ Lajos (Prof. Ing. Ludevít Végħ, DrSc) tevékenységéért, amivel előbbre vitte a beton és vasbeton fejlődését otthon és nemzetközi szinten. Külön köszönet illeti az ünnepeltet a csehszlovák- ill. cseh-magyar szakmai kapcsolatok fejlesztéséért.

Jubileumi ünneplése alkalmából jó egészséget, családja körében nyugodt életet, szeretett szakmánkban kedve szerint folytatott tevékenységet kívánunk, szívből gratulálunk.

T. G.

DR. BÉRES LAJOS 75 ÉVES



A **fib** Magyar Tagozatának köztiszteltben álló tagja 1936. június 18-án született. Egyetemi tanulmányait az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Karán 1959-ben végezte. Mihailich Győző professzor már korábban demonstrátorként alkalmazta a tehetséges fiatalembert, s ez meghatározta Béres Lajos teljes pályafutását.

A fiatal mérnök oklevelének megszerzése után az Építéstudományi Intezetben helyezkedett el, ahol nyugállányba vonulásáig dolgozott. Tevékenységének középpontjában a szerkezeti anyagok kutatása és fejlesztése állt. Ezen belül is fő kutatási területe a betonok szilárdsági és alakváltozási állapotaihoz kapcsolódott. Az anyagvizsgálatok fejlesztésére új laboratóriumi eszközöket hozott létre, és korszerű eljárásokat alkalmazott. Értékes eredményekre jutott a betonok makrostrukturális változásainak, tartós alakváltozásának és tönkremenetelének kutatásában. Tudományos munkásságának eredményeit ÉTI tanulmányokban, hazai és nemzetközi szakfolyóiratokban tette közzé. A betonok ismételt terhelésének tárgykörében írt kandidátusi értekezését 1988-ban védte meg.

Az alap kutatásban végzett széleskörű munkája mellett nagyszámú munkája kapcsolódott újszerű építési rendszerek fejlesztéséhez.

Ezek közül egyesületünk szakterülete szempontjából különösen jelentősek az előregyártott vasbeton szerkezetekkel kapcsolatos komplex tervezési-kísérleti vizsgálatait.

Az ÉTI osztályvezetői, majd ügyvezető és műszaki igazgatói posztján jelentős részt vállalt a kutatási-fejlesztési eredmények ipari alkalmazása terén. Tapasztalatait a BME-n, ill. a Mérnöktovábbképző Intézet előadójaként adta át a fiatalabb nemzedéknek. Részt vett az MTA, az OMFB munkájában, hazai és nemzetközi szabványok alkotásában. Béres Lajos feladatokat vállalt a CEB, CIB, RILEM keretében, aktív tagja az ÉTE-nek, az MMK-nak és a **fib** Magyar Tagozatának, továbbá az Igazságügyi Szakértői Kamara tagjaként is értékes munkát végzett.

Az 1990 utáni években vállalatok átalakításában kamatoztatta szervező készségét, közgazdasági ismereteit egy részvételével alapított cég vezető munkatársaként. Évtizedeken át dolgozott szakmai, ill. igazságügyi szakértőként. Azok közé a szakemberek közé tartozik, akik szakterületük művelése mellett állandóan képezték magukat a kapcsolódó tudományágakban. Három nyelvvizsga, szakközgazdász diploma, vállalatvezetői ismeretek megszerzése, ingatlanforgalmi képzés, pszichológiai ismeretek szélesítették tudását.

Dr. Béres Lajosnak sokrétű értékes tevékenységéhez további sok sikert, jó egészséget, családjá körében sok örömet kívánunk.

T. G.

DR. GYÖRGY PÁL 65 ÉVES



Rendkívül széles szakmai tapasztalattal és gazdag műszaki eredményekkel ünnepelheti jubiláris születésnapját egyesületünk megbecsült, aktív tagja. Amikor lapunk hasábjain köszöntjük az ünnepeltet, és megpróbáljuk összefoglalni eddigi eredményeit, a bőség zavarával kell megküzdőnk. Csak felsorolásokat tudunk e helyen leírni.

György Pál 1946. szeptember 7-én született Budapesten. Mérnöki oklevelét a Budapesti Műszaki Egyetemen szerezte 1971-ben. Tudását rendszeresen fejlesztette, 1981-ben tett szert szakmérnöki képesítésre, és 1983-ban avatta az egyetem műszaki doktorrá, 1992 óta az euromérnöki cím tulajdonosa. Sok más területen is részt vett szervezett képzésben, s közben felkészült állandóan megújuló feladatai megoldására.

Munkahelyei mind igényes mérnöki létesítmények megvalósításához kötöttek. Mindig ott volt, ahol a legnagyobb szükség volt a szak tudására. Itt csak felsoroljuk a munkahelyeit: KÉV-METRÓ, Hídépítő V., Soletanche Hungária, Strabag Hungária, MOTA Hungária, Consultant Kft., AP-Consult Kft. Beosztásaira jellemző, hogy a munkahelyi ranglétra valamennyi fokát bejárta. Ugyancsak felsorolásszerűen: volt műszakvezető mérnök, építésvezető, technológus, tervezési csoportvezető, főépítésvezető, létesítményi főmérnök, vállalati főmérnök, műszaki igazgató, jelenleg ügyvezető igazgató. Különböző fontos megbízatásai során volt projektigazgató, beruházási, kivitelezési itthoni és nemzetközi szakértő, műszaki szakértő, FIDIC döntnök szintén itthon és nemzetközi szinten, felelős beruházás-vezető, felelős tervező és sok más.

Számtalan létesítmény megvalósításában vállalt jelentős

szerepet. Ezek közül néhány példa: a budapesti 2., 3., 4. metróvonal létesítményei, HÉV végállomás, középületek alapozása, újszerű hidépítési technológiai eljárások bevezetése, talajszilárdítás, résfalak, kihorgonyzások és más mélyépítési tevékenységek hosszú sorával.

Műszaki tapasztalatai mellett négy idegen nyelv ismerete is hozzásegítette ahhoz, hogy számtalan építési, beruházási, szakértői munkát végzett külföldön. Már csak az országok felsorolása is képet ad György Pál sokoldalú tevékenységéről: Ausztria, Bulgária, Csehország, Egyesült Arab Emírátságok, Finnország, Franciaország, India, Lengyelország, Németország, Oroszország, Szlovákia, Ukrajna.

Szakirodalmi munkássága is értékes. 41 cikke jelent meg hazai és nemzetközi folyóiratokban, ill. konferenciakiadványokban. Tervezési segédletek, műszaki előírások, szabványok kidolgozása fűződik nevéhez.

Sokat dolgozott magyar és nemzetközi szakmai szervezetekben. Az ÉTE, KTE, MMK, ISSMGE (nemzetközi talajmechanikai társaság), ITA (nemzetközi alagút szövetség), tagja. Közreműködött a **fib** jogelődei munkájában, s a **fib** MT támogató és tanácsadó testületét is erősítette közreműködésével.

Dr. György Pál azok közé a kiváló mérnökök közé tartozik, akik az építési tevékenység – nem utolsó sorban vasbeton szerkezetek létesítése – széles körű feladataihoz alapos szakértelemmel, kiváló mérnöki intuícióval nyúlnak. Ezért is értékes, hogy tapasztalatait készséggel adja át az őt követő mérnök nemzedékeknek.

A **fib** Magyar Tagozata további fiatalos lendülettel végzett alkotó munkát, családjá körében hosszú, örömteli életet kíván egyesületünk ünnepelt tagjának.

T. G.

KÖSZÖNTÉS DR. BALÁZS GYÖRGY PROF. EMERITUS, SZÉCHENYI-DÍJAS 85. SZÜLETÉSNAJÁN



Öt évvel ezelőtt ugyanitt, a BME Dísztermében ünnepeltük Balázs György professzor úr 80 éves születésnapját, életét és munkásságát összefoglaltuk egy kis kiadványban. Az életmű azóta is gazdagodott és néhány dolog ki is maradt belőle, így díjak, oklevelek: több szakszervezeti munkáért kapott elismerés, törzsgárda oklevél, sok TDK emléklap, és a TDK Emléklap

és Emlékérem 2000-ból. Professzor úr tevékenységét az elmúlt öt évben is díjazták, így megkapta a Kerkápoly Endre díjat a Közlekedéstudományi Egyesülettől 2007. jan. 23-án, a BME Gyémántoklevelét 2010. május 27-én és a Közúti Szakemberekért Alapítvány Életmű-díját 2011. jan. 29-én.

Életének legfontosabb eseményei dióhéjban: 1926. június 24-én született Rábaszentandrás kisparaszti családban. A Pápai Református Kollégiumban 1946-ban érettségizett, majd a Budapesti Műszaki Egyetemen 1950-ben szerzett jeles minősítésű híd- és szerkezetépítő mérnöki oklevelet.

1950-ben a II. sz. Hídépítési Tanszéken tanársegédként kezdett dolgozni. A tanszék 1963-ban kettéosztották, ő az Építőanyagok Tanszékre került. 1963-ban lett kandidátus, 1965-ben nevezték ki docensnek. 1976-ban tanszékvezetőnek választották, amit 65 éves korában, 1991-ben adott át. 1982-ben *A betonstruktúra elemzése* c. értekezésével megszerezte a műszaki tudomány doktora fokozatot. 1984-ben kinevezték egyetemi tanárnak. 70 éves korában ment nyugállományba, de tanszéki és szakirodalmi munkáját azóta is folytatja.

Az oktatókkal szemben támasztott hármas követelményt – legyen jó oktató, jó kutató és jó közéleti ember – Balázs professzor úr élete során mindig teljesítette.

A II. Hídépítéstani Tanszéken az esti és levelező graduális képzésben tartott előadásokat 1956-tól az alábbi tantárgyak keretében:

- Vasbetonépítéstan 3.,
- Vasbeton- és kőhidak,
- Vasbeton szerkezetek építése,
- Válogatott fejezetek a vasbeton építés köréből,
- Vasbetonépítéstan,
- Építőanyagok.

Az Építőanyagok Tanszéken az Építőmérnöki Kar nappali tagozatán 1963-tól adta elő a

- Kémia és építőanyagok,
- Építőanyagok, kémia,
- Műanyag szerkezetek,
- Szerkezeti műanyagok,
- Ipari hulladékok hasznosítása,
- Szerkezetek védelme és javítása,
- Építmények diagnosztikája

című tárgyakat.

Az Építészmérnöki Kar nappali tagozatán 1964-től pedig az alábbi tárgyakat adta elő

- Építőanyagok,
- Építőanyagok, geológia,
- Építőanyagok, kémia, geológia,
- Műanyag szerkezetek,
- Szerkezeti műanyagok,
- Ipari hulladékok hasznosítása,
- Szerkezetek védelme és javítása,
- Építmények diagnosztikája.



A szakmérnökképzésben 1961-től a következőket adta elő:

- Építőanyagok,
- Betontechnológia,
- Különleges betonok és habarcsok,
- Elemtervezés,
- Betonok és habarcsok,
- Szigetelő anyagok és szigetelési technológiák,
- Építőanyagok minősítése,
- Szerkezetek építése,
- Különleges betontechnológiák a mélyépítésben,
- Műanyagok a vízépítésben,
- Technológia és anyagismeret,
- Építőanyagok, korrózióvédelem,
- Betonstruktúra-tartósság,
- Diagnosztika, javítás,
- Védelem, javítás.

Oktatóként mindig korszerű ismereteket adott át, a kutatni vágyó hallgatókat bevezette a TDK-munkába, ezt hosszú időn át kari és egyetemi szinten is irányította.

Kutatóként több pályázaton nyert, így vezette az MTA által gondozott szilárdtestek kutatásán belül a beton makro- és mikroszerkezetére vonatkozó témát, OTKA kutatásokat (betontartósság, kloridion-szennyezés, kloridion megkötő képesség), OMFB pályázaton elnyert kutatásokat (pl. vasbetonszerkezetek légszennyezés okozta korróziója) és az építőipari vállalatokat is rávette arra, hogy a kutatást finanszírozzanak. Közéleti emberként igen sok testületnek volt aktív tagja, így pl. az MTA Építéstudományi Bizottságának, a MTESZ tagegyesületeinek (ÉTE, KTE, SZTE).

Kiemelkedő szakirodalmi tevékenysége, eddigi élete során 18 egyetemi jegyzetet, 11 könyvrészletet, 13 Mérnöktovábbképző Intézeti jegyzetet és 28 szakkönyvet írt, ezek közül nyolcat az elmúlt öt évben. Könyvei közül világviszonylatban is első volt a *Betonszilárdítás* (1968) és a *Vasbetonelemek kapcsolatai* (1977). A Palotás Lászlóval együtt szerkesztett *Mérnöki szerkezetek anyagtana 3.* (1980) könyvben 30 ív az ő munkája. Az *Építőanyagok praktikumot* (1983) ma is sok mérnök használja, mivel az anyagokra vonatkozó vizsgálati és gyakorlati tudnivalókat is tartalmazza.

A *Beton és vasbeton* c. könyvsorozatban összefoglalta a beton és vasbeton történetét:

- I. Alapismeretek története (1994),
- II. Mélyépítési beton- és vasbeton szerkezetek története (1995),
- III. Magasépítési beton- és vasbeton szerkezetek története (1996),
- IV. Az oktatás története (2001),
- V. A kutatás története I. (2004),
- VI. A kutatás története II. (2005),
- VII. Mit tettek a magyarok külföldön (2008).

50 éves betonkutatásainak új eredményeit *Barangolásaim a betonkutatás területén* c. könyvben (2001) foglalta össze. Dr. Tóth Ernővel szerkesztette a *Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája I.* (1997), *II.* (1998) c. könyveket. Társ szerzőkkel (dr. Kovács Károly, dr. Balázs L. György és dr. Farkas György) írta a *Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése* c. könyvet (1999) és szerkesztette a *II.* kötetet (2002). E négy könyv egyben tankönyv is.

Könyvet írt nagy elődokról, *Mihailich Győzőről* és *Palotás Lászlóról*, immáron négy kötetben tett halhatatlanná sok építőmérnököt a *Műegyetemen végzett építőmérnökök és munkásságuk* könyvsorozatban, akik 1943-1951, 1952-1956, 1957-1961 és 1962-1966 között végeztek. Mindegyik kötet az utóbbi öt évben jelent meg.

A *Különleges betonok és betontechnológiák* sorozat három kötete 2007-ben, 2009-ben és 2010-ben jelent meg, ezekben a különböző betonokat és betontechnológiákat és a beton tartósságával kapcsolatos ismereteket foglalta össze.

Balázs tanár úr a könyvírás ma is rendületlenül folytatja, ezt tartja ma élete legfontosabb céljának. Kedves Professzor úr, további tevékeny éveket és jó egészséget kívánunk, Isten éltesse sokáig!

Dr. Józsa Zsuzsanna

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék nevében



Dr. Balázs György 28 megjelent könyvének címlapja

„válassza az intelligens megoldást
a laborvizsgálatokban”



Kérje ingyenes katalógusunkat és árajánlatunkat.

MINŐSÉG EGY KÉZBŐL

www.formtest.de • www.zyklus.de • www.pemat.de

FORM+TEST PRÜFSYSTEM HUNGARY KFT.

1056 Budapest, Havas utca 2.

Fax: + 36-1/2404-449 • Tel.: +36-30/3373-091

E-mail: becseyco@hu.inter.net



HÍDTECHNIKA

1138 Budapest, Karikás F. u. 20.

Tel.: 465-2329 Fax.: 465-2335

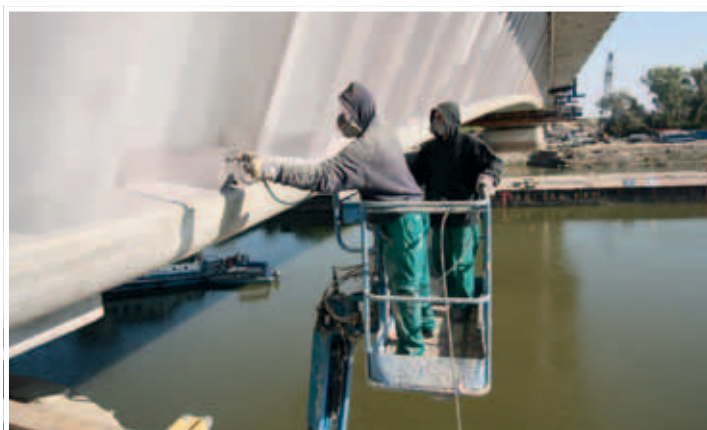
Web: www.hidtechnika.hu



A  **HÍDTECHNIKA** Hídépítő, Karbantartó és Szigetelő Kft. 1991-ben alakult.

Tevékenysége napjainkban:

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni)
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák,
- ipari padlóburkolatok készítése.





SPECIÁLTERV

tervezés | design
tanácsadás | consultancies
szakértés | expertising

www.specialterv.hu

