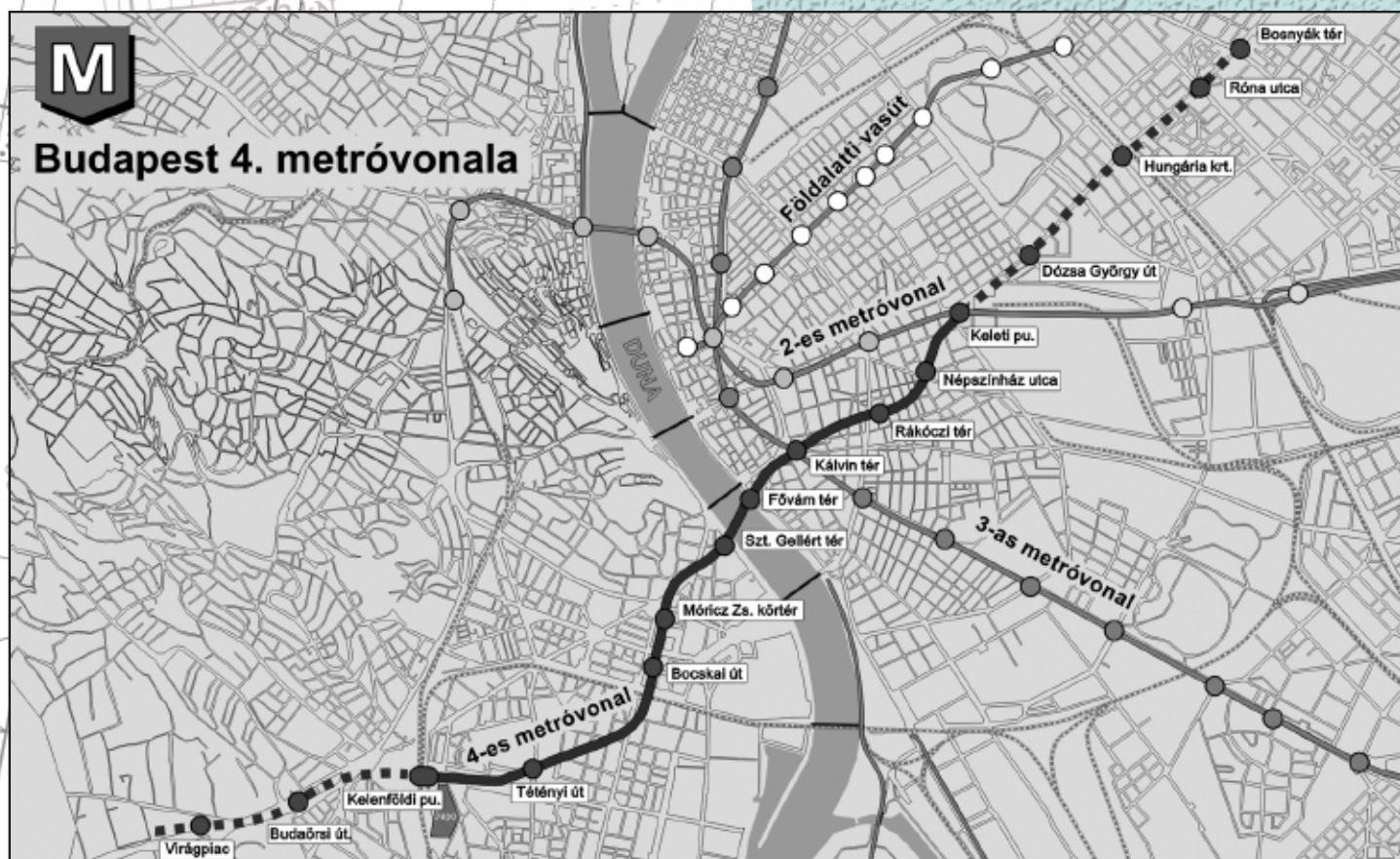


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Cikksorozat indul a budapesti négyes metróvonal építéséről



Schulek János

A budapesti négyes metróvonal építése

1. Budapest negyedik metróvonal
102

Fornay Csaba

Az M0 Körgyűrű északi Duna-hídja

2. A Szentendrei-Duna-híd tervezése
109

Lazányi István

A kőröshegyi völgyhíd építésének története

6. A völgyhíd süllyedésének előrejelzése, mérése és értelmezése
117

Dr. Balázs L. György -
Dr. Kausay Tibor

Betonok fagy- és olvasztósó-állóságának vizsgálata és követelmények

1. Értelmezés
127

4CCC — A vasbetonépítés közép-európai kongresszusa Opatijában a városfejlesztési szerkezetek témakörben

136

Személyi hírek

Wellner Péter 75 éves
Halász István 80 éves
138

fib bulletin 43:

Structural connections for precastconcrete buildings

fib bulletin 44:

Concrete structure management: Guide to ownership and good practice

139

2008/4

X. évfolyam, 4. 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, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

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: 190 000 Ft+áfa

belső borító: 150 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlap:

A budapesti négyes metró nyomvonala.

Főmterv Zrt.

TARTALOMJEGYZÉK

102 Schulek János

A budapesti négyes metróvonal építése

1. Budapest negyedik metróvonal

109 Fornay Csaba

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja

2. A Szentendrei-Duna-híd tervezése

117 Lazányi István

A kőröshegyi völgyhíd építésének története

6. A völgyhíd süllyedésének előrejelzése, mérése és értelmezése

127 Dr. Balázs L. György - Dr. Kausay Tibor

Betonok fagy- és olvasztósó-állóságának vizsgálata és követelmények

1. Értelmezés

136 4CCC – A vasbetonépítés közép-európai kongresszusa Opatijában a városfejlesztési szerkezetek témakörben

138 Személyi hírek

Wellner Péter 75 éves

Halász István 80 éves

139 *fib* bulletin 43:

Structural connections for precast concrete buildings

fib bulletin 44:

Concrete structure management: Guide to ownership and good practice

A folyóirat támogatói:

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

1. BUDAPEST NEGYEDIK METRÓVONALA



Schulek János

Budapest negyedik metróvonal hosszú előkészítési időszakon és számtalan politikai csatározáson jutott túl, mire a megvalósítás stádiumába léphetett, de még ma is viták kísérik, téveszmék lengik körül. Mindezek ellenére folyamatosan épül, s halad előre a megvalósítás nehéz útján, műszaki problémák halmazát leküzdve, nagyszámú mérnöki szakterület együttműködéseként, és még több közreműködő személy közös eredményeként. Jelen cikk a metróvonal előkészítési időszakáról szól, a legelső vonal tervektől a tervezés egymásra épülő lépcsőin keresztül a megvalósításig. Bevezető cikke egy több részes sorozatnak, mely a szinte kizárólag vasbetonból épülő metrószerkezetek részleteit, statikai és technológiai megoldásait fogja ismertetni.

Kulcsszavak: alagútépítés, fúrópajzs, túbbing, résfal, vasbeton födémek

1. A MEGLÉVŐ BUDAPESTI METRÓVONALAK ÉPÍTÉSE

1.1 A Millenniumi Földalatti Vasút

Az 1894-1896-ban, az egész kontinensen elsőként megépült földalatti vasutunkat – mely számos technikai újdonságot hozott – hazánk többet meg nem ismételt fellendülési időszakában, igazi európai országgént építettük (1. ábra). A felismerés, hogy a felszíni forgalom zavarásától független, gyors és megbízható közlekedés legjobban a föld alatt hozható létre, térben elkülönítve minden más akadályozó tényezőtől, már ekkor egyértelmű volt a mérnökök számára, pedig az akkori forgalom még elenyésző volt a maihoz képest.

Az „alagutat” a felszínről építették, közvetlenül a fakocka burkolatú kocsiút alá. Elektromos betonkeverőt, betonpumpát és mechanikus markológépet használtak az építésnél, ami

fantasztikus fejlődést jelentett. 138000 m³ földet ástak ki, 47000 m³ betont, és 3000 tonna acél- és vasszerkezetet használtak fel. A korszerű építés során azonban még alapvetően az emberi munka volt a meghatározó, sok ezer embernek – a kubikusoktól a legkülönbözőbb mesterekig – a kiváló munkáját őrzi a földalatti.

Bár a Millenniumi Földalattit nem nevezhetjük a mai értelemben vett metrónak, mert kapacitása kisebb, kialakítása egyszerűbb, de működésének, funkciójának lényege ugyanaz, mint a metróké. Az a tény pedig, hogy 110 éve hibátlanul szolgálja a várost, az elődök kiváló munkáját, előrelátását és nagyvonalú újító gondolkodását dicséri.

1.2 Földalatti vasút tervek a II. világháború előtt

A Millenniumi Földalattinak, s ezzel az igazán korszerű közlekedési fejlődésnek sajnos hosszú ideig nem lett folytatása. Az I. világháborúnak és az ország szétszakításának eredményeképp vegetáló gazdaságunk nem tett lehetővé nagyobb beruházást. A város fejlődésén gondolkodó közlekedési és építő mérnökök a terveikben azonban mindig számoltak azzal, hogy a forgalom növekedése, a város beépítettsége és szerkezete, szükségessé teszi újabb és újabb földalatti vonalak építését, és ezzel egy földalatti vasúti hálózat létrehozását. A kor természetes szemlélete szerint terveikben (2. ábra) együtt kezelték a vasúti vonalakat és a városi közlekedési hálózatot, hisz a rendszerek logikátlan szétválasztása csak a közlekedési társaságok feladatainak területhez kötésének, és a finanszírozás szétválasztásának a következménye. A tervekben rendszeresen ismétlődik a fejpályaudvarokban végződő nagyvasúti vonalaknak a földalatti összekötése a belvároson keresztül. A gondolat előre mutató nagyszerűségét mi sem bizonyítja jobban, hogy nálunk jóval fejlettebb és gazdagabb országok is csak az utóbbi évtizedekben jutottak odáig, hogy e célokat megvalósítsák.

1.3 A Kelet-Nyugat irányú metróvonal

A világháborúk, az ország szétszakításának és későbbi megszállásának következtében gazdaságunk csak több mint öt

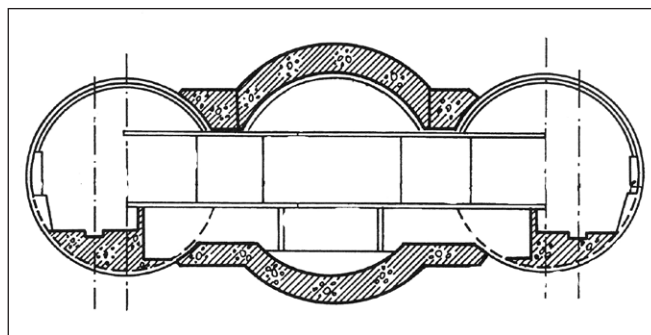
1. ábra: A Millenniumi Földalatti





2. ábra: Metróhálózat tervek az I. világháború után

Évtizeddel később jutott abba a helyzetbe, hogy első vonalunk megvalósítását követően folytatni lehetett a nagy elődök munkáját, és újra metróvonal építése kezdődhetett. Az 1950-ben megkezdett tervezés és építés céljaként még alapvetően nem csak közlekedési, hanem jelentős arányban politikai, katonai, légoltalmi célok is szerepeltek. A moszkvai, leningrádi metrók adták a mintát, s az építés kiemelt fontosságát az ötvenes évek hidegháborús viszonyai indokolták. Az akkori gazdaság teherbíró képességét igencsak próbára tevő beruházás 1954-ben hosszabb időre le is állt. A hatvanas évek megerősödő gazdasága indította újra az építést, de ez már egybeesett a motorizáció növekedésével, s mindenki számára egyértelművé vált, hogy a kétmillió város közlekedése metróvonalak létesítése nélkül nem kezelhető. Az 1964-ben újrakezdett építés



3. ábra: 2. metróvonal Deák téri állomás

révén, 1970-ben került átadásra az első szakasz az Őrs vezér tér és a Deák tér között, majd folyamatosan a további szakasz 1972-re a Déli pályaudvarig. A vonal hossza 10,3 km, melyből 8,9 km fut alagútban. A kelet-nyugati vonal hosszának döntő többségében mélyvezetésben halad, mivel a belváros alatti nyomvonal teljesen függetlenül halad a felszíni úthálózattól, s csak a Kerepesi út alá eső külső szakasza épülhetett felszínről, illetve az utolsó két állomása már teljesen a felszínen van. A vonalalagút körszelvényű, 5,1 m-es belső átmérővel, vegyes szerkezeti megoldásokkal. A legnagyobb hosszúságban öntöttvas tübbingek alkotják a szerkezetet, de szerepel előregyártott vasbeton tübbing is, és sok helyen monolit vasbeton szerkezet épült az egyedi geometriai igény miatt (3. ábra).

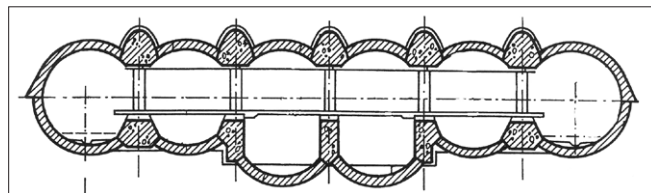
A főváros altalajviszonyai nehéz helyzet elé állították az építőket. A pesti területen általában a geológiai értelemben viszonylag fiatal miocén rétegekben halad az alagút, s bár jellemzően agyag alkotja ebben a mélységben a körülvevő talajt, számos helyi anomália, homokréteg, vető, folyóshomok stb. nehezítette a megvalósítást. A nyitott homlokú pajzs ezért általában csak túlnyomással haladhatott.

Az állomások építése, ha lehet ezt mondani még a vonalnál is nehezebb feladatot jelentett, hisz a nagyobb földalatti utasforgalmi tereket csak egyedi kézi bányászati módszerekkel lehetett kialakítani, rendkívül nehéz technológiai lépésekben és körülmények közt. Az állomásoknak szinte mindegyike eltérő szerkezeti rendszerű, a geometriai lehetőségek, a talajviszonyok, az építési technológia és az építés idejétől függően.

1.4 Az Észak-déli irányú metróvonal

1970-ben kezdődött és 20 éven át tartott a főváros legnagyobb utas-áramlási irányát szolgáló 3. metróvonal építése. Atadására öt szakaszban került sor 1976 és 1990 között. A 17,4 km hosszú vonal 15,5 km-en alagútban fut, 20 állomása van.

Az észak-déli metró is mélyvezetésben halad a belváros alatt, de mindkét vége sugárirányú főutunk alá esik (Üllői út, illetve Váci út), így itt jelentős hosszban felszínről épülhetett. Építésének körülményei hasonlóak voltak a 2. metróvonaléhoz, számos nehézséggel haladt a nyitott homlokú orosz fűrópajzs. A felszínüllyedések itt is jelentősek voltak, néhány helyen túlnyomással sem sikerült megakadályozni a talaj- vagy vízbetörést. A vonalszerkezet itt már jellemzően előregyártott vasbeton tübbingekből épült. Az állomásoknál már egységesebbek és tágasabbak a szerkezetek (4. ábra).



4. ábra: 3. metróvonal Kálvin téri állomás

2. A 4. METRÓVONAL ELŐKÉSZÍTÉSE 1970 ÉS 1996 KÖZÖTT

Bár sok korábbi elgondolás született, 1970-től számíthatjuk azt az előkészítést, ami már a 4. vonal konkrét meghatározását és megvalósíthatósági elemzését célozta meg, s ez az elkövetkező két évtizedben folyamatosan foglalkoztatta a tervezőket, kivitelezőket, beruházókat, fővárosi és országos döntéshozókat. Közeledett a 3. metróvonal befejezése és logikusnak vélte mindenki, hogy a metróépítés nem áll le, hiszen a kétmillió városnak még fontos területei voltak ellátatlanok gyors, kötőpályás közlekedéssel. A költségvetési források szűkös voltát ellensúlyozandó, újabb és újabb építési, megvalósítási konstrukciók is felmerültek. Jelentős törekvés volt a szovjet, majd később orosz államadósság terhére történő építés, a Matra francia cég kulcsrakész metróajánlata, illetve az 1980-as évektől datálható vilákiállítási gondolat, mely több formában kapcsolta a 4. metróvonalat a vilákiállításhoz. A rendszer-váltás, mely egyben az önkormányzati rendszer létrejöttét is eredményezte, nem hozott változást abból a szempontból, hogy konkrét megvalósulás nem indult meg.

A főváros 1990. októberében létrejött első önkormányzata újra kezdeményezte a metróépítést, és a kormány támogató döntése után újra kiírásra került egy finanszírozással egybekötött kulcsrakész építési pályázat. Hosszú, kétévi huzavona után, a pályázatot a korábbiakhoz hasonlóan most is eredménytelennek nyilvánították, mert a főváros a kereskedelmi hiteleknel kedvezőbb hitelkonstrukcióra kapott ajánlatot az Európai Befektetési Banktól, melyhez viszont állami garancia vállalása vált szükségessé.

3. AZ 1996-BAN KÉSZÜLT MEGVALÓSÍTHATÓSÁGI TANULMÁNY

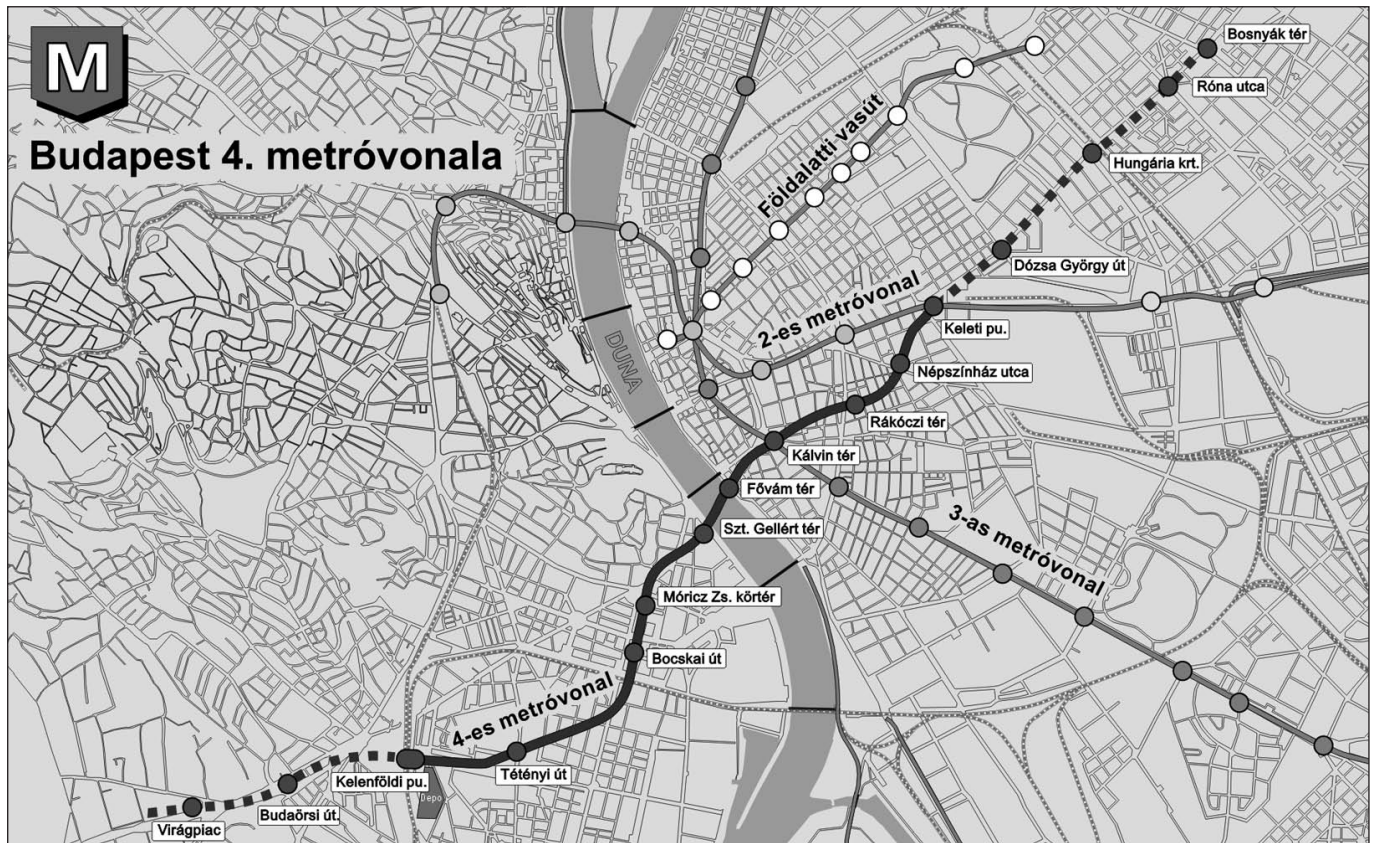
A banki hitelnújtás feltételeként el kellett készíteni egy megvalósíthatósági tanulmányt a vonalra, melynek fő feladata a

bank számára elfogadható megtérülés kimutatása, illetve a nyomvonal és a metró rendszerének véglegesítése volt. A PHARE támogatásból finanszírozott nemzetközi pályázatot az angol Symonds Travers-Morgan, a francia Systra és a Főmterv által megszervezett, kilenc magyar tervező szervezetből összeállt tervező csapat nyerte el. A tanulmány széles körűen elemezte a lehetséges változatokat a felszíni rendszerektől, a könnyű vasutakon (LRT) keresztül a metrókig. Kilenc metróváltozat, hat LRT változat, egy kombinált felszíni változat és egy, a 2-es metró meghosszabbításán alapuló változat közül több lépcsőben választották ki azt a megoldást, amely a mai napig az előkészítés alapja. A javasolt és elfogadott megoldás egy Budán Budafok, illetve Budaörs (Virágpiac) felé elágazó, míg Pesten Újpalotáig tartó metróvonal (5. ábra). Eldölt, hogy első ütemben az Etele tér és a Keleti pályaudvar közötti szakasz építhető meg, mert ezen a szakaszon érte el az utasforgalom azt az értéket, amelynél már a bank számára is elfogadható megtérülés volt kimutatható.

4. A KÖRNYEZETVÉDELMI HATÁSVIZSGÁLAT

Az előkészítési folyamat fontos lépése volt a környezetvédelmi engedély megszerzése, mely a metró körül kialakult politikai huzavonáknak, és érthetetlenül tiltakozó zöldmozgalmaknak is köszönhetően elbizonytalanodott hatósági munka eredményeképp, nagyon nehezen született meg. A vasúthatósági engedélyezési tervvel párhuzamosan készülő környezeti hatásvizsgálat kiterjedt mind az építés, mind a végleges üzemelés minden hatáselemére, s egyértelműen bizonyította, hogy a metró létesítésének eredményeképp jelentős javulás várható egy kiterjedt területen a környezeti hatások tekintetében. Természetesen az igen jelentős utas időmegtakarítás és a metró vonzereje révén a felszíni közlekedés terén előálló csökkenés a legfőbb nyereség.

5. ábra: A 4. metróvonal



Igen részletes vizsgálat készült a Duna keresztezése környezetében, a geológiai törésvonalak mentén feltörő hőforrások és a teljes karsztrendszer védelme érdekében. A Gellért-hegy triász dolomit tömbjéből a Duna medre alá előrenyúló sasbérc kikerülése érdekében a vonalvezetést meg kellett változtatni, hogy a szerkezetépítés ne érje el a termálvíz fő hordozójaként működő dolomitrétegeket. A vizsgálatok eredménye kihatott egyes állomások építési technológiájára, ezáltal a mélységi vezetésre is.

5. A VASÚTHATÓSÁGI ENGEDÉLYEZÉSI TERV

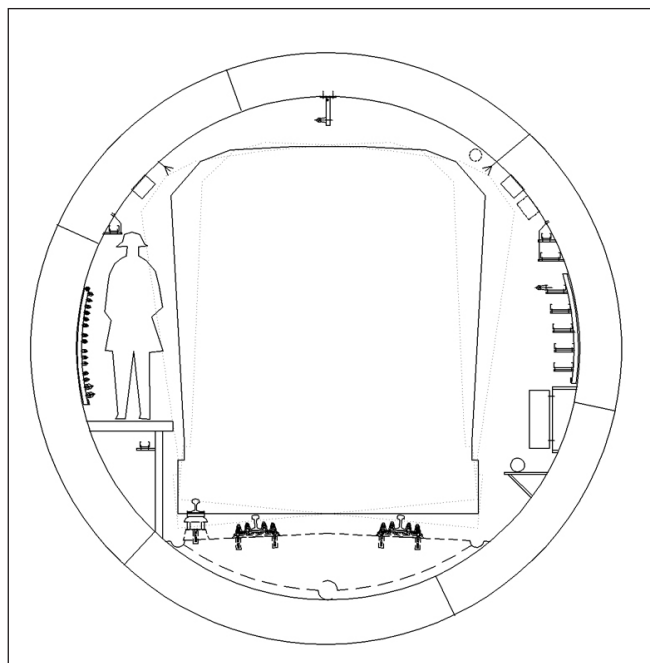
A metró alapengedélyét a vasúthatósági engedély jelenti. A többlépcsős tervezési és hatósági engedélyezési folyamatban ez ugyanis az a lépcső, amikor a metró egész rendszere, valamennyi létesítménye, összes berendezése, az üzemeltetés, karbantartás rendje stb. a maguk teljes komplexségükben mind meghatározásra és jóváhagyásra kerülnek. Itt kerül bemutatásra egybefüggően az egész metró, s az ezután következő tervezések már történhetnek részenként, egymástól függetlenül is, akár egyes rendszereket, akár egyes állomásokat értve ez alatt.

1998-ban kétlépcsős nemzetközi pályázaton 14 ajánlattevő közül nyerte el a tervezési feladatot a Főmterv Rt. vezette konzorcium, melynek tagjai a Főmterv Rt., az Uvaterv Rt., és az angol Mott-Macdonald Ltd. A konzorciumban a közreműködő magyar szervezetek révén egyesült a korábbi budapesti metróépítések szerzett tapasztalat, az általános helyismeret, és a magyar mérnöki tudás, az angol közreműködő által biztosított nemzetközi tapasztalattal és műszaki ismerettel.

A metróépítés sokat változott az utóbbi időszakban az alagútépítési technológia terén, elsősorban a korszerű homlok-megtámasztású pajszok fejlődése révén, de a nálunk még nem alkalmazott, ugyanakkor a világban már nagyon elterjedt lőtt betonos technológia révén is (NÖT, illetve NATM). A fejlődés másik természetes területe az elektronika rohamos fejlődése, elsősorban a járművek és a hozzájuk szorosan kapcsolódó vonatbefolyásoló rendszerek terén, de más területeken is.

A metrótervezésben résztvevő nagy létszámú tervező csapat fő célkitűzése volt, hogy olyan metró épüljön Budapesten, amely egyszerre veszi figyelembe az ország huszadik század végi anyagi lehetőségeit, de ugyanakkor a huszonegyedik századi Budapest részére készül. E furcsa kettősség – melyben sok ellentmondást kellett feloldani – kihat a metró minden részére, folyamatos megfontolásra készítve a beruházót, az üzemeltetőt, a tervezőt, s a jóváhagyó hatóságokat.

Az elvi rendszertervek készítése közben megkezdődött a felszíni térrendezések és az állomások szerkezeti tervezése is, s ezzel a vonal folyamatos korrekciókon keresztül közelített a végleges megoldások felé. A konzorcium által 1999-ben elkészített tervek, a környezetvédelmi engedélyezési folyamat eredményeképp, az azóta eltelt időben néhány helyen módosítani kellett, de a tervek alapját, a rendszer lényegét ez nem érintette. A sok szakágat képviselő, nagyszámú tervező által készített tervek a Fővárosi Közlekedési Felügyelet csak 2003-ra adott vasúthatósági engedélyt, mivel a környezetvédelmi engedélyezés rendkívül elhúzódtott a civil szervezetek érthetetlen ellenállása miatt. A vasúthatósági engedély is csak hosszú idő után, 2004-ben vált jogerőssé a fellebbezések miatt. A hatóság engedélyében meghatározta a további tervezési, engedélyezési feladatokat, s egyes esetekben a kivitelezői feladatokat is. Az engedély a vonalra, az állomások helyére és szerkezetére, valamint a járműtelep vágányképére vonatkozik, melyektől eltérni már csak az engedély módosításával lehet.



6. ábra: A vonali keresztmetszet

6. AZ ÁLLOMÁSOK ENGEDÉLYEZÉSI TERVEI

A vasúthatósági engedélyt követően építészeti pályázat került kiírásra az állomások arcultali kialakítására, melynek nyertese, a Palatium kft. jogot nyert az építészeti tervezés folytatására. Engedélyezési tervet az állomásokra és a felszíni kialakításra kellett készíteni, mivel a mélyben épülő részekre a vasúthatósági engedély már végleges építési engedélyt jelentett. Az állomások végleges formájukat az engedélyezési terv készítése kapcsán nyerték el, az építészeti tervezést a Palatium végezte, míg a mérnöki szakterületeket a Főmterv és az Uvaterv tervezte.

7. A VONAL TERVEZÉSE

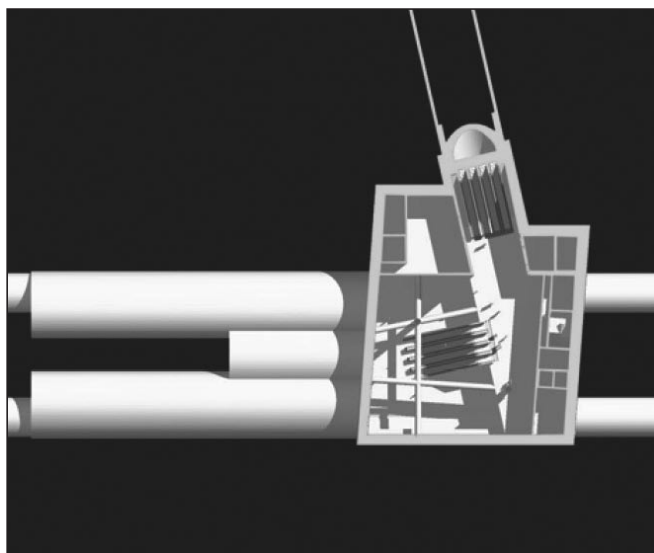
A vonal pontos vezetését természetesen elsősorban a közlekedési célok határozták meg, de emellett városrendezési, geotechnikai, környezeti, gazdasági és még sok egyéb szempont is egyformán mérlegelésre került (6. ábra). A vonal kijelölésénél alapvető volt, hogy olyan területet lát majd el, melynek ma is igen nagy a tömegközlekedési forgalma, ezzel szemben viszont nem rendelkezik gyors kötőpályás tömegközlekedéssel. A jelenlegi tömegközlekedés a Gellért-hegy tömbje miatt amúgy is beszűkülő túlterhelt úthálózaton, rendkívül zavart körülmények között, a felszínen bonyolódik le, több villamos és autóbusz járással. A nyomvonal kialakítására és ezen belül elsősorban a mélységi vezetés megválasztására igen nagy jelentőséggel voltak a geotechnikai körülmények, melyek az építési lehetőségeket alapvetően meghatározták. Az előzetesen készült geotechnikai feltárások és szakvélemények pontosítására volt szükség néhány kritikus helyen, így elsősorban a Duna medrében, mivel ezen a helyen a nehéz fúrési körülményekre való tekintettel csak kevés adat állt rendelkezésre. A vonal hossz-szelvényének kialakításánál egyik fő szempont volt, hogy minél magasabban épüljön meg, mivel így csökkenthető a mozgólépcsőkön elvesztett utazási idő, s a felülről épülő állomások is olcsóbban valósíthatók meg, de ezzel szemben álltak a geotechnikai viszonyok, melyek jelentősen eltértek a Duna két oldalán. A budai oldalon az oligocén talajokban magasabban haladhatnak a pajszok, míg a pesti oldalon a rosszabb miocén

talajok miatt mélyebben kell haladni. A számos lehetséges nyomvonal és közlekedési mód elemzése után rögzített vonal első ütemben építendő szakasza, végig beépített területen halad, ahol a meglévő utcahálózat rendszere nem tette lehetővé felszínről megvalósuló vonalépítési mód választását. A térség legfontosabb közlekedési pontjain elhelyezett állomásokat összekötő vonal, szinte a teljes hosszon ívekben fekszik, de az ívek paraméterei lehetővé teszik, hogy mindenhol ideális sebességgel közlekedjenek a járművek, s az utazáskényelmi szempontok is biztosítottak legyenek.

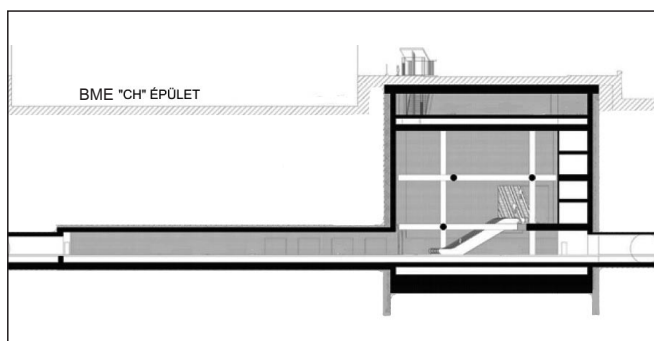
8. AZ ÁLLOMÁSOK TERVEZÉSE

A közlekedési csomópontokban – többségében tereken – elhelyezkedő állomások tervezésénél fontos szempont volt, hogy azok felülről építhetők legyenek, és ezzel elkerülhető legyen a bányászati építési módszer, mely az egyedi méretű állomásoknál még ma is sok kockázattal járt volna és jelentős méretű felszíni süllyedésekhez vezethetne. A felülről építés részfalal körülhatárolt doboz-szerkezeteket eredményezett, ahol a résfal az állomás határoló fala, de egyben a munkagödör megtámasztását is biztosítja. A határoló résfalakra támaszkodó monolit vasbeton födémszerkezetek egyben a falak végleges kitámasztó szerkezetei. Néhány állomáson, ahol a tér méretei azt szükségessé tették, az utastér feletti szabad légtérben kifejezetten a kitámasztást biztosító szerkezeti elemek épülnek (7. és 8. ábra).

Az állomások egy kisebb részében nincs lehetőség arra, hogy felülről történjen a teljes állomás megépítése, ezért ez esetekben kombinált szerkezetépítési módszer került javaslatra, vagyis a mozgólépcső lejtaknája és az állomás minél nagyobb része felülről épül, míg a peronok további részei bányászott módon, lött beton technikával.



7. ábra: A Szent Gellért téri állomás alaprajza



8. ábra: A Szent Gellért téri állomás hosszmetSZete

9. A METRÓVONAL MEGVALÓSÍTÁSA

9.1 Tenderdokumentációk, vállalatba adás

Hosszú, sok vitával és ellentmondással terhes év után 2005-ben elhárult minden akadály az építés elől, s a metró megvalósítása új lendületet kapott. A Főmterv vezette konzorcium nagy késéssel, de megkezdte a tendertervek készítését, s szakaszolva, több lépcsőben a tervek 2006 és 2007-ben elkészültek. A tenderezés a FIDIC úgynevezett „sárga” könyve szerint történik, vagyis a kivitelezők tenderdokumentációra tesznek ajánlatot, s a nyertes feladata a kiviteli terveknek az elkészítése. Ez a megoldás lehetővé teszi, hogy a kivitelezők a végső tervekkel saját technológiai lehetőségeikhez igazítva készíttessék el. Ez a tendertechnika az egyik oldali előnye mellett azonban számos problémát is felvet, ami elsősorban a különböző részfeladatok különböző vállalkozók kezében való kezelése miatt jelentkezik. A metró sokkal összetettebb mérnöki létesítmény annál, hogy részenként elkülönítve lehetne kezelni, s az összhang biztosítása rendkívül nehéz, az eltérő érdekek miatt. A kiviteli tervek egységes kezelésének hiánya pedig olyan kockázatot eredményez, amely megjelenik a kivitelezők áraiban is, s veszélyezteti a legjobb megoldás létrejöttét.

A kivitelezők kiválasztása nemzetközi közbeszerzési pályázat útján történt, melyen a hazai építési munkákban jelenlévő cégek mellett kifejezetten metróépítésre szakosodott szervezetek is jelentkeztek Európából, de Japánból is.

9.2 Alagútépítés

A 7,4 km hosszú alagútpár építését francia, osztrák és magyar cégek alkotta konzorcium nyerte. Az általuk üzemeltetett alagútépítő berendezéspár - a német Herrenknecht cég gyártmánya – úgynevezett földmegtámasztású zárthomlokú alagútfúró pajzs. A pajzsok a budai oldal talajviszonyai között nyílt homlokkal haladnak, illetve kisebb légnyomást fejtenek ki maguk előtt, míg a pesti szakaszon a tervek szerint habképző anyagoknak a talajhoz keverésével valódi megtámasztással fognak haladni. A zárt homloknak szükségessége a lényegesen fiatalabb és sok helyen vizet, folyós homokot, iszapot tartalmazó rétegeknek az előfordulása miatt áll elő. A két korábbi metróvonal építésekor használt nyitott pajzsok, a keszon jellemző használata ellenére igen nagymérvű felszíni süllyedéseket eredményeztek, s az épületekben keletkezett károk csak több évtized alatt voltak kijavíthatók, s néhol még ma is megmutatkoznak. A mai korszerű technológia révén mindezek megelőzhetők gondos munkavégzéssel, a technológia helyes megválasztásával, s a közreműködők fegyverzettségével. Természetesen a biztonságos haladás lassabb és költségesebb, s ez a biztonság rovására ösztönzi a vállalkozót.

Az alagútfúró berendezés helyezi el a végleges megtámasztást is adó vasbeton tübbingeket. Az előregyártott elemek öt szegmensből építik fel a teljes hengergyűrűt. Az elemek közötti vízzáró csatlakozást az előre felragasztott neoprén csíkok adják, melyek összenyomódását és ezzel a zárás tökéletességét az előrehaladó pajzs támaszkodó ereje, illetve keresztirányban a záró tübbing ékes volta biztosítja. A tübbingek szigorú mérettűréssel, acélsablonban és folyamatosan ellenőrzött betonminőséggel készülnek. A technológia fontos része az előre csúszó pajzs és a védelme alatt beépülő tübbingek közötti úgynevezett háttér folyamatos és gondos kiinjektálása, mivel elsősorban ennek hiánya, vagy rossz minősége a felszíni süllyedések okozója. Süllyedésre még gondos munkavégzés mellett is

kell számítani, de ez az érték jó munkavégzéssel kezelhetően alacsony értéken tartható.

A pajzsos építés különlegessége a pajzs kiszolgálásának igen bonyolult logisztikai feladata. Minden méter alagút előrehaladás 28 m³ tömör talaj kitermelésével jár pajzsoként, s a napi előrehaladás 15-20 m is lehet. A földszállítás tehát naponta elérheti az 1900 laza m³-t is. A 1,5 méteres túbbingekből pedig naponta akár 120 darabot is be kell szállítani, az egyéb anyagok mellett. A budai szakaszt az Etele térről szolgálja ki a kivitelező, míg a pesti szakasz tervezett kiszolgáló helye a Szent Gellért tér.

9.3 Az állomások építése

A cikk írásakor már minden állomás építése zajlik, s a pajzs haladási irányának megfelelően a budai állomások szerkezetépítése már a befejezéshez közeledik (9-12. ábrák). Az organizációs elképzelés minden esetben arra irányult, hogy a pajzs már szerkezetkész állomási műtárgyba érkezzen, és az állomáson szabadon haladjon át a másik végéig, s itt újra betörjön a talajba. A pajzsok az állomáson való átvontatása eredményezte azt a geometriai követelményt, hogy a vasúti úrszervénynél lényegesen nagyobb pajzs ideiglenes helyigénye miatt az állomási oldalfalak belső szigetelést is biztosító bélésfala csak később épül be. Az állomások végleges beépítésével meg kell várni azt az időpontot, amikor már a pajzskiszolgálás is megszűnik, mivel a ki-be szállító szerelvényeknek kisebb méretű rendező pályaudvarra van szükségük a félkész állomásokban.

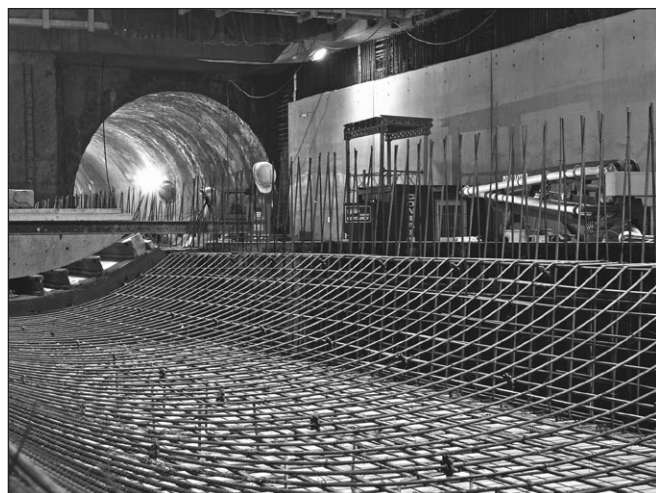
A közvetlen a házak tőszomszédságában épülő résfalas dobozszerkezetek statikai méretezésénél meghatározó volt a



11. ábra: A Móricz Zsigmond körtéri állomás



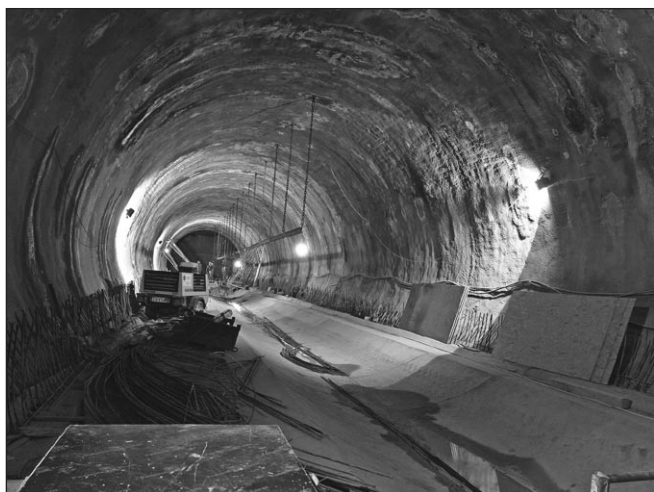
9. ábra: A Tétényi úti állomás



10. ábra: A Bocskai úti állomás

jelentős térszínreter, s az épületek süllyedésének az elkerülése. A célszerűen megválasztott, lesüllyesztett lavirsíkon elkészült részvetető gerendák között épültek meg a résfalak a kivitelező vállalkozó gépi felszereltségének megfelelő harapás kiosztással. A résfalak mélyen lenyúlnak az alaplemez alá annak érdekében, hogy a földkiemelés és alaplemez építés idején a befogás alul kellő mértékű legyen, de abból a célból is, hogy a felúszás elleni biztonság érdekében a résfalon fellépő talajsúrlódás is figyelembe vehető legyen. A földkiemelés folyamán minden köztes állapotra is ellenőrizni kellett a résfal állékonyságát, mivel az ideiglenes állapotok mértékadóak a szerkezeti elemekre. A helyi lehetőségek függvényében alakult ki helyenként az a megoldás, hogy ideiglenes támaszok épültek be a résfalak kitámasztására, folyamatosan, több sorban, a földkiemelésnek megfelelően. Az alaplemez elkészültéig ezek a támaszok hordják kizárólagosan a vízszintes terheket, s szerepük csak az alulról felfelé való beépítés, támasztó födémek, illetve végleges támaszgerendák elkészülte után szűnik meg. Míg azoknál az állomásoknál, ahol fontos szempont volt a felszíni forgalom mielőbbi visszahelyezése, ott az úgynevezett „milánói” módszert alkalmazták, vagyis a felső födém a földkiemelés első lépcsőjében elkészült talajra zsaluzták, s ennek a kitámasztó szerepet is betöltő födémnek a védelme alatt történt a további földkiemelés és támaszrendszer beépítés. A födémek döntően monolit vasbeton szerkezetek, s ugyancsak monolit szerkezetek a külső erőjátékban is helyenként szerepet vállaló belső födémek, falak, liftaknák és lépcsőházak

Az állomásokkal szembeni vízszigetelési követelmény igen magas, így a vízzáró résfalak építése önmagában még nem ad elegendő védelmet, szükséges egy belső szigetelő rendszer beépítése. A mélygarázsoknál általánosan alkalmazott vízlejtéses rendszer, amikor is a vízzárónak épített résfalon esetlegesen átjutó kisebb vízmennyiséget nem zárják ki, hanem



12. ábra: Lövelt beton technológiával épült alagútszakasz

belül összegyűjtve vezetik ki a műtárgyból, a metró 100 évesre tervezett élettartama miatt nem jöhetett szoba. A kivitelezők technikai lehetőségeik függvényében vagy belső fólia jellegű szigetelő anyagot, és a belső megtámasztást biztosító vasbeton bélésfalat, vagy tömegszigetelésként kialakított belső bélésfalat alkalmaztak. A belső bélések összetett feladatot is ellátnak, mivel ez a nagyméretű felület látszóbetonként készül, további burkolatot vagy festést már nem kap.

A teljesen körbe szigetelt szerkezeteket természetesen méretezni kellett felúszás szempontjából, mivel az üres dobozszerkezetek lényegesen könnyebbek, mint az eredeti termett talaj. A felúszás elleni megfelelő biztonság szükségessé tette, hogy a résfalakon fellépő súrlódáson túl az önsúlyt is növelni kellett, minek érdekében az alaplemezek nagy vastagsággal készülnek a szigetelés felett, és minden számbavehető szerkezeti elem összekapcsolásra került az egységes viselkedés érdekében.

9.4 Az állomások belső beépítése, az üzemelő rendszerek

A metró működéséhez a közlekedő területeken túl jelentős üzemi területre is szükség van, melyek jellemzően az állomások végeiben különböző szinteken voltak elhelyezhetők. Az üzemi terek egy része igen jelentős statikai terhet is jelentő gépek céljára épül, így a statikai méretezésnek különösen kellett foglalkoznia a mozgólépcsőkkel, a liftekkel, az áramátalakító transzformátorokkal, az igen nagyméretű szellőző gépekkel. A tervezés kitért mindezen gépeknek a beszállítási útvonalára is, hiszen mind statikai, mind geometriai szempontból ez helyenként mértékadó állapot. A belső vasbeton szerkezetek geometriáját sok esetben a belső gépészet helyigénye határozta meg, de még helyenként az igen nagyszámú elektromos ellátó

kábel is mértékadó a kialakításban. A belső födémenek és falakon számtalan helyen kellett áttörést, védőcső átvezetést kialakítani a gépészet és az elektromos hálózat céljára.

A metróvonal végleges forgalomba helyezéséhez a szerkezetek befejezésén túl, még nagyon sok berendezést kell beépíteni, beüzemelni, s a többi berendezéssel az összhangot meg kell teremteni. Az utasforgalmi területeken nagy kopás-állóságú és igényes burkolatok kerülnek a járófelületekre, hiszen hosszú ideig kell az igen nagy forgalomnak megfelelniük. Korszerű világítás, hangosítás, térfigyelő rendszer, beesés elleni érzékelő rendszer, vízködoltó stb. teszi teljessé a metrót, melynek vezérlését egy központi diszpécser szolgálat látja el.

10. KÖVETKEZTETÉSEK

Budapest negyedik metróvonalának építése rendkívül összetett mérnöki feladat, melynek megvalósítása hosszú előkészítés és politikai csatározás után, végre megkezdődött, és mára már jelentősen előre is haladt. A hatalmas földalatti vasbeton műtárgyak alkotják a metró gerincét, biztosítják a működés, az üzemeltetés terét, helyiségeit, melybe a társ mérnöki szakterületek építik be a technikai eszközeiket.

A jelen cikk egy, több részből álló ismertetés első része. A következőkben részletesen foglalkozunk a metró vasbeton szerkezeteivel.

11. HIVATKOZÁSOK

Symonds Travers Morgan – Systra – Főmterv vezette konzorcium: Budapesti 4. Metróvonal megvalósíthatósági tanulmánya
 Főmterv – Úvaterv – Mott MacDonald konzorcium: A Budapesti 4. metróvonal vasúthatósági engedélyezési terve
 Palatium – Főmterv – Úvaterv: A Budapesti 4. metróvonal állomásainak engedélyezési terve
 Schulek J.: Budapest negyedik metróvonal – előzmények, előkészítés. Közúti és Mélyépítési Szemle 2005/10

Schulek János (1947) okl. szerkezetépítő mérnök BME Építőmérnöki Kar 1972, vasbetonépítési szakmérnök 1983. 1972-től a Főmterv tervező mérnöke, 1990-től műszaki igazgató, 2006-tól elnök-vezérigazgató. Tevékenység: városi műtárgyak tervezése, generáltervezés, a 300 fős tervező szervezet műszaki irányítása.

CONSTRUCTION OF BUDAPEST METRO LINE 4

1. The fourth metro line in Budapest

János Schulek

The fourth metro line in Budapest had gone through a long preparatory period and many political skirmish before it entered the implementation phase, but there are still debates and misapprehensions surrounding it. In spite of all these, it is being built continuously, and it is trudging along the difficult path of implementation, overcoming heaps of technical problems, as a result of cooperation between numerous civil engineering design areas and even more persons. This article concerns the preparation period of the metro line, from the very first alignment plans through several phases until implementation. It is the first part of a report. A later publication will outline the details of the structural and technological solutions of the metro structures, made almost entirely out of reinforced concrete.

2. A SZENTENDREI-DUNA-HÍD TERVEZÉSE



Fornay Csaba

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídjának tervezését bemutató cikksorozat második részeként jelenik meg a Szentendrei-Duna-hídat ismertető írás. A cikk tervezői szemmel kíséri végig a tervezés és a kivitelezés lépéseit, a megrendelői igények, az elméleti háttér és a gyakorlati megoldások összehangolását. A tervezett ortotrop pályalemezes gerendahíd szerkezeti kialakítása, előszerelése, úsztatása és helyszíni szerelése mind-mind megannyi érdekes és izgalmas kérdést vet fel, megoldandó feladatot jelent tervezőnek és kivitelezőnek egyaránt. Többek között az ő együttműködésük és összehangolt munkájuk eredménye, hogy a tervezőasztalon elképzelt híd megvalósul.

Kulcsszavak: ortotrop szerkezet, szereléstechológia, előszerelés, beúsztatás, beállítás

1. KIINDULÁSI ADATOK

A Budapest körül épülő M0 körgyűrű Északi Duna-hídja több önálló, különböző szerkezetű hídból áll. A 331,20 m hosszú Szentendrei-Duna híd (1. ábra) felszerkezetének és alépítményeinek építési terveit Pont-TERV Zrt. készítette. A híd a Szentendrei-Dunát a 2,915 fkm szelvényben keresztezi, és dilatációs szerkezettel kapcsolódik a budai felhajtó, illetve a Szentendrei-sziget feszített vasbeton hídjához. A hídszerkezet statikai rendszere, támaszközei, szerkezeti magassága, valamint az átvezetendő autópálya vízszintes és függőleges irányú vonalvezetése, illetve keresztmetszeti kialakítása a tervezés kiinduló feltételeit képezték. A támaszok cölöpalapozású, tömör vasbeton pillérek. A statikai rendszerét tekintve folytatódagost többszámú, ortotrop pályalemezes, acél szekrénytartós gerendahíd szerkezeti magassága, tekintettel a hajózási úrszelvényre is, ~4,50 m. A támaszközök: 93,00 + 144,00 + 93,00 m (2. ábra), tehát ez a szerkezet az ország legnagyobb feszítávú párhuzamos övű gerendahídja (A kiélt szegedi Bertalan Tisza-híd legnagyobb támaszköze is 144,00 m.). Az út és a híd tengelye a Szentendrei-Duna hídon egyenes, és 80°-

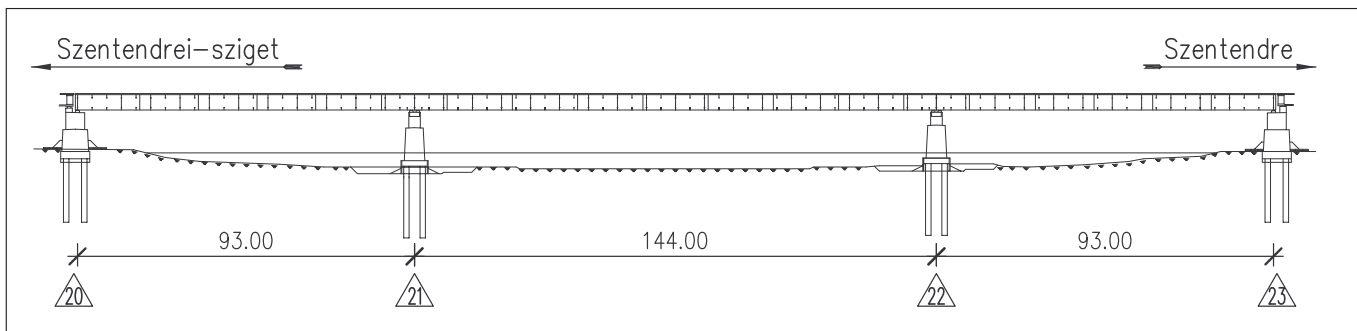
os szöget zár be a folyó, illetve a pillérek tengelyével. Az út hosszúsága a híd teljes szakaszán 0,50%. A hídon irányonként három, 3,50 m szélességű forgalmi sávot kellett átvezetni. Az oldalakadály távolságok 1,00 és 1,25 m, vagyis egy irányban a pálya teljes szélessége 12,75 m. A gyalogos és kerékpáros közlekedés részére az autópályát mindkét oldalán 1,80 m széles járdát is ki kellett alakítani 2 x 0,30 m biztonsági sávval. A híd terhelési osztálya az ÚT 2-3.401:2002 sz. „Közúti hidak tervezése. Általános előírások” című Útügyi Műszaki előírás szerinti „A” osztályú. A hajózó út előírt szélessége a hídnál 80,00 m, magassága a legnagyobb hajózási vízszint (LNHV) felett 7,00 m. A híd környezetében ~600 m hosszon a hajózó útban mederkotrás volt szükséges.

2. A SZERKEZETEK KIALAKÍTÁSA

A fenti peremfeltételek alapján alakult ki, hogy a különböző forgalmi irányok külön szerkezetekre kerültek, melyek párhuzamos övű, ferde gerincű, egycellás szekrénytartók. A két önálló felszerkezet támaszai közösek. A két-két parti és medertámasz a sodorvonallal párhuzamos (hídtengellyel

1. ábra: Szentendrei Dunaág-híd (készítette: Domanovszky Sándor)





2. ábra: A támaszok jelölése (készítette: Fornay Csaba)



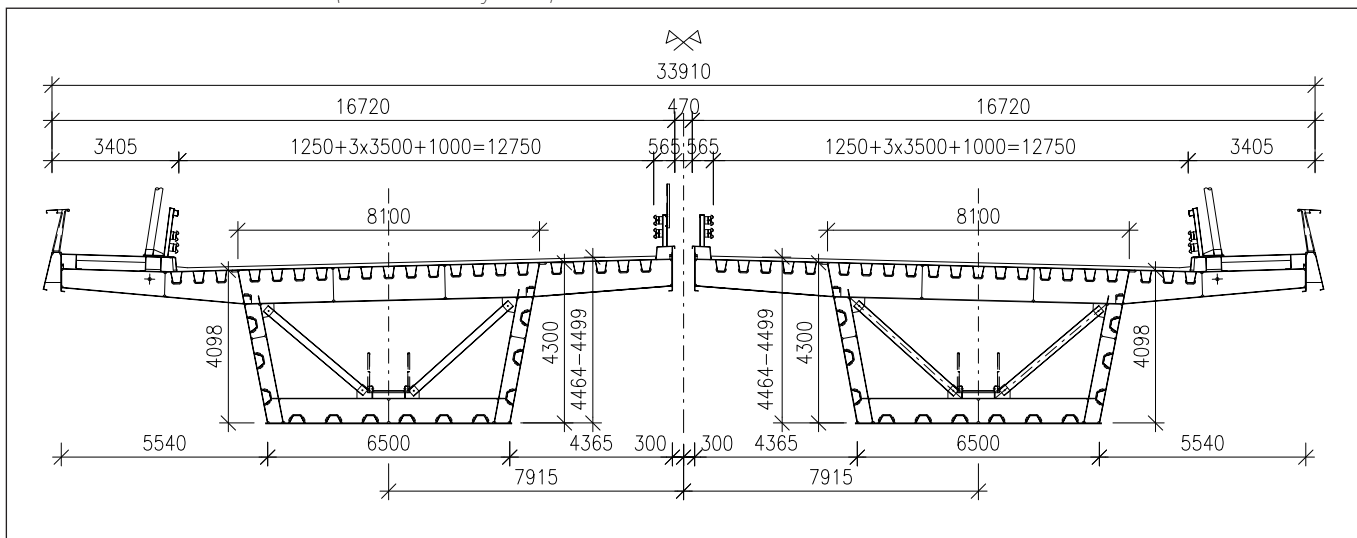
3. ábra: Vasbeton meder- és parti pillér (készítette: Fornay Csaba)

bezárt szög 80°) vasbeton szerkezetek (3. ábra). Az alapozás a parti, vasbeton ártéri hidakkal közös pilléreknél 16 db 17,50 m hosszú, a mederpilléreknél 14 db 19,80 m hosszú, két sorban elhelyezett, a kiscelli márgába befogott, $\varnothing 1,50$ m-es fűrt vasbeton cölöpökkel készült. A cölöpösszefogó gerendák vasbeton szerkezetűek, a mederpilléreknél íves lekerekítéssel, alkalmazkodva a kéregelemes építési módhoz. A felmenő falazatok tömör vasbeton szerkezetek csúcsíves lezárással, gránit orrkövekkel. Az oldalfelületek 1:20 dőlésűek. A vasbeton szerkezeti gerendák látszóbeton felülettel készültek. Az autópálya-tengellyel párhuzamos oldallapjai 1:4 hajlásúak, követve ezzel a ferdekábeles híd pilonjának dőlését. A mederpilléreknél a saruk vizsgálatához a gerendába mélyített szerelőteret kellett kialakítani. A parti pilléreknél az acél és vasbeton hidak szerkezeti magasságának különbségét szem előtt tartva az egységes és esztétikus megjelenés érdekében a szerkezeti gerenda végeire, a pillér hossz tengely irányában is

befordított 25 cm vastag, 1:4 hajlású takarófal épült. Szintén esztétikai okokból a parti pillérek vasbeton hidak felőli oldalán végig 1,20 m magas takarófal készült. A kör keresztmetszetű, kosárvasalású vasbeton saruzsámolyok ~ 50 cm magasak. A pillérek köré a mederben 1,50 m vastag vízépítési terméskő, a közös pilléreknél 60 cm vastag kőaplanon 2,00 m magas kőszórásos védelem került.

Az alátámasztások tengelyei merőlegesek a híd tengelyre, így a jobb- és balpálya szerkezetek az elméleti támasz-keresztmetszetekhez képest hosszirányban eltolva helyezkednek el. A két hídpálya közötti légrés 0,47 m, így a híd teljes szélessége $16,72 + 0,47 + 16,72 = 33,91$ m. A híd keresztmetszeti kialakítását a 4. ábra szemlélteti. A jobb- és balpálya (északi és déli) szerkezet tengelye (a szekrénytartó fenéklemezének középvonala) az úttengelytől 7,915–7,915 m-re helyezkedik el. A szekrénytartós keresztmetszet felső öve az ortotrop pályaszerkezet. A párhuzamos övű tartó gerinclemezének magassága a belső (magas) oldalon, függőleges vetületben mérve 4300 mm, a külső (alacsony) oldalon a pálya keresztirányú esésének megfelelően ennél kisebb: 4098 mm. A szekrény alsó felülete az állandó gerinc magasságra tekintettel követi a hossz-szelvény vonalát, keresztirányú alkotói vízszintesen. A ferde gerinclemezek távolsága az acél pályalemez alsó síkjában 8100 mm, az alsó öv vonalában 6500 mm. Az ortotrop acél pályalemez trapéz keresztmetszetű hosszbordák, valamint $\sim 4,00$ m-enként keresztartók támasztják alá. Az alsó fenéklemez legkisebb vastagsága 10 mm, amely a közbenső támaszok felett fokozatosan 45 mm-re növekszik. A gerinclemezeket és a szekrény fenéklemezét kétirányú, hossz- és arra merőleges elemek merevítik. A hosszirányú merevítések trapéz, illetve „L” keresztmetszetűek, a keresztirányúak „T” szelvényűek és követik a pályakeresztartók $\sim 4,00$ m-es osztását (5. ábra). A megfelelő csavarási merevség biztosítására a két fő tartót minden második keresztartónál, vagyis $\sim 8,00$ m-enként rácsos keresztkötések kapcsolják össze. A támaszok fölé merevített

4. ábra: A keresztmetszet kialakítása (készítette: Fornay Csaba)





5. ábra: Csepelen összeállított keresztmetszet (készítette: Fornay Csaba)



6. ábra: Támaszkereszttartó emelési és a saruzási helyekkel (készítette: Fornay Csaba)



7. ábra: Kocsipálya a híttartozékokkal (készítette: Domanovszky Sándor)

tömör kereszttartók kerültek (6. ábra), melyek segítségével a szerkezet esetleges sarucserénél megemelhető. A kétoldali, változó magasságú konzol a belső oldalon a kocsipálya sáv egy részének, a külső oldalon a kocsipálya sáv egy részének, valamint a járdának a terheit viseli. Mindkét konzolvéget acélszerkezetű szegély hossztartó zárja le, amely a belső oldalon 1200 mm, a külső oldalon 1000 mm magas. A járdák is hossz- és keresztirányban merevített szerkezetek.

A szerkezeti elemek acélminősége: S355. A gyári és helyszíni illesztések teljes egészében hegesztettek. Így a kapcsolatok elkészítése egyszerre gyors és gazdaságos.

A Pont-TERV Zrt. szilárdsági és stabilitási vizsgálat során ellenőrizte a szerkezet méreteit. A számításokat a TDV–Graz „RM7” végelesemes rúdszerkezeti programjával, illetve acélhidak számításához kidolgozott keresztmetszet- és feszültség-számító kiegészítő moduljával végezte el. Egyes helyi hatások vizsgálatára (erőbevezetés, lámpaoszlop bekötés stb.) az „Axis” végelesemes program héjelemeit használta.

3. TARTOZÉKOK

A kocsipályát határoló vezetőkorlát a belső oldalon H2, a járda felőli oldalon H3 feltartóztatási fokozatú. Az elválasztó sávnál vakítás ellen netlonhálót kellett felszerelni. A teljes hídon egységesen a járda külső oldalára 1,20 m magas, egyedi tervezésű korlátot helyeztek el (7. ábra).

A felszerkezet fix, egy, ill. minden irányban mozgó gömb-süveg sarukra támaszkodik, a mozgó saruknál teflonlemez betéttel. A fix saruk a 21 jelű pilléren, a belső (magas) gerincek alatt vannak. A többi belső saru a híd hosszirányában mozgó, a 21 jelű pilléren, a külső (alacsony) gerincek alatti saru a híd keresztirányában mozgó, míg a többi külső saru minden irányban mozgó. A belső és külső oldalon lévő saruk egymástól 5,50 m távolságra helyezkednek el.

A híd végein az ártéri hidakhoz csatlakozva a hosszirányú mozgások követésére dilatációs szerkezeteket építettek be. Az alkalmazott vízzáró dilatációs szerkezet gumibetétes rendszerű, a 20 jelű pillérnél ± 280 mm, míg a 23 jelű pillérnél ± 320 mm mozgástartománnyal.

A járda belső oldalánál elhelyezett víznyelők vezetik el a szerkezetre kerülő csapadékvizet. A függőleges beömlésű víznyelők 16,00 ÷ 17,132 m távolságban vannak egymástól, és a csapadékvizet a külső konzolokra függesztett gyűjtőcsőbe vezetik. A burkolatrendszeren átjutó kis mennyiségű vizet a hidak teljes hosszában a szigetelés mélyvonalában beépített burkolatszívárgók vezetik a víznyelőkbe.

A szigetelési- és a kétrétegű burkolatrendszer összvastagsága a kocsipályán 9,0 cm. A járdán alkalmazott érdesített bevonat egyben kopásálló és csúszásmentes is.

A biztonságos közlekedést és a híd éjszakai látványát szolgálja a híd teljes hosszán kiépített közvilágítás. A lámpatestek a járda belső oldalán, egymástól ~28,00 m-re helyezkednek el. Mind a lámpaoszlopok, mind a járdakorlátok és külső szegélyek dőlése egységesen követi a nagy dunai híd pilonjának hajlásszögét.

A fenntartáshoz és üzemeltetéshez szükséges biztonságos és kényelmes belső közlekedés biztosítására a szekrények belsejében vizsgálójárdát vezettek végig, valamint a belső világítás mellett a kisebb fenntartási munkákhoz szükséges munkagépek üzemeltetéséhez elektromos energiavételi helyeket alakítottak ki. A szekrénytartók megfelelő szellőzését a gerinc- és fenéklemeken elhelyezett nyílások biztosítják. Az illetéktelen behatolások ellen a teljes hídszakaszon működtetett riasztó rendszer nyújt védelmet. A szerkezet zárt részeit különféle hálók védik a madarak bejutásától.

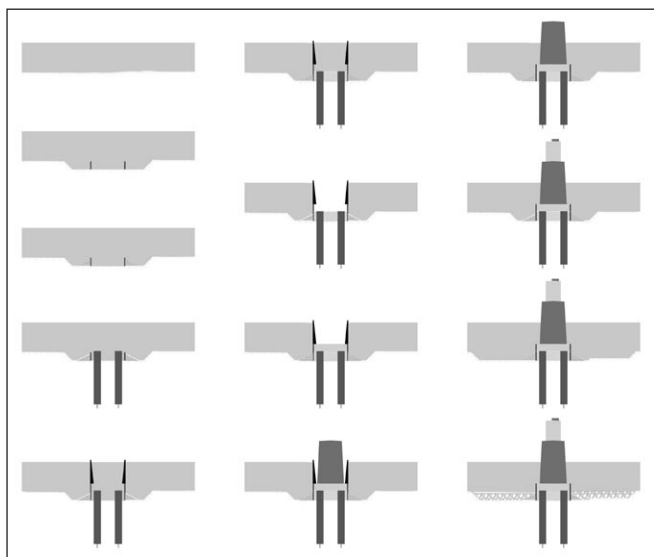
Az acélszerkezet belső részeinek vizsgálata a szekrénytartó belsejében közvetlenül megoldható. A külső részek a pályán mozgó kosaras járműről vizsgálhatók. A szekrénytartóból a pillérek tetejére a fenéklemezen létesített zárható nyíláson lehet kijutni.

4. A PILLÉREK ÉPÍTÉSE

A Szentendrei-szigeten és a mederben lévő pilléreket a Hídépítő Zrt., míg a budai parti pillért a Strabag Zrt. építette. A parti pillérek hagyományos építési móddal, szádfalaskörülhatárolással, vízalatti beton védelemmel készültek. A mederpillérek a Hídépítő vállalat szabadalma alapján vasbeton kéregelem és acél őrfal védelmével, vízalatti beton fenékbiztosítással épültek. Az acél dúcolattal merevített kéregelemeket a dunajvárosi Pentele híd mellett kialakított szerelőterületen készítették (8. ábra), majd vízi úton juttatták a helyszínre. Az alsó elemet mederrendezés után úszódaruval emelték pontosan a helyére. A belső acél merevítéshez erősített köpenycső-vezető



8. ábra: Kéregelem gyártás Dunaújvárosban (készítette: Fornay Csaba)



9. ábra: Mederpillér építési folyamata (készítette: Fornay Csaba)

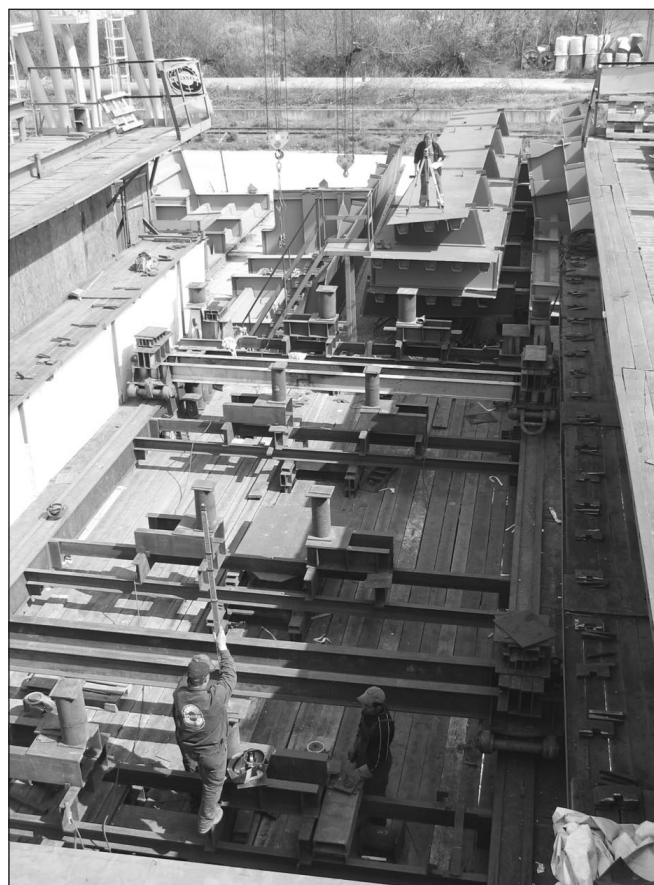


10. ábra: Csepeli előszerelő telep (készítette: Fornay Csaba)

segítségével úszóműről elkészítették a fűrt cölöpöket, majd beemelték a felső kéregelemet az acél őrfallal. A vízalatti fenékbetonozás, majd vízleszívás után száraz munkaterületen elkészítették a cölöpösszefogó gerendát, ezt követően pedig a felmenő falazatot. Elárasztás után az acél őrfalat leszerelték, majd a mederpillér további szerkezeti részeit már hagyományos betonozási technológiával készítették. Az építés egyes lépéseit a 9. ábra szemlélteti.

5. A FELSZERKEZET ELŐSZERELÉSE

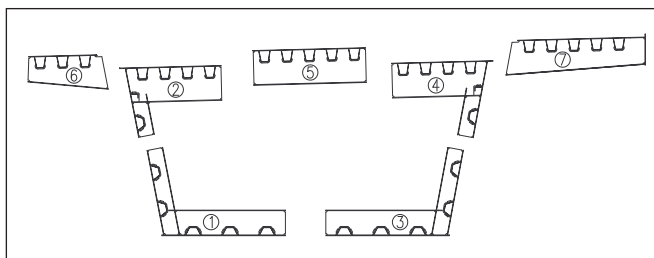
A tervezőasztal felett is természetesen tekintettel kellett lenni a gyártás és a szerelés adottságaira, lehetőségeire. Kiemelten igaz



11. ábra: Összeállító pad (készítette: Fornay Csaba)

ez a kiviteli tervek készítésekor, amikor már ismert a kivitelező és körvonalazódott a gyártás- és szereléstechnológia is. A szerkezet tervezésénél a beszerezhető lemezméretek, a helyigény, a szállítási és emelési kapacitások mellett meghatározó tényező az alkalmazni kívánt szereléstechnológia, melynek tervezését a Pont-TERV Zrt. a kivitelezés igényei szerint végezte. A híd-szerkezeteket a Közgép Zrt. gyártotta és szerelte. Figyelembe véve a vízi szállítás adottságait, a csepeli előszerelő telepet, a szállítási és a tárolási lehetőségeket, a helyszíni munkák szervezését, a kivitelező a nagyelemes úsztatásos technológiát választotta. A hat darab 84,5-126,1 m hosszú úsztatási egységet a csepeli előszerelő-telepen állították össze, majd behajózás után vízi úton szállították a helyszínre, ahol úszó-emelőművek segítségével emelték a helyükre. A gyártás és szerelés a beúsztatási sorrendnek megfelelően az északi szerkezet 23 jelű pilléرنél lévő elemeivel kezdődött és folyamatosan haladt a 20 jelű közös pilléرنél lévők felé. Ezután következhetett a déli szerkezet készítése hasonló sorrendben.

A csepeli szerelőterületet (10. ábra) úgy rendezték be, hogy minden munkafolyamatot külön helyen, azonos időben végez-hessenek, így biztosítva az ütemes haladást. Ez a manufaktúra-szerű munkaszervezés tette lehetővé, hogy a szerelési egységek egyhetes ciklusokban készüljenek. A szerelőterületet a Dunára merőlegesen alakították ki, hossza a szerelési terület határát jelentő útig ~137 m. Szélessége az előszerelést kiszolgáló 2x16 t teherbírású bakdaru tengelytávolsága: 20,00 m. Az úttól a Duna felé ~60 m-re készültek a kereszttillesztések az aktuális hídvég és a következő szerelési egység között. E mögött, az út felé helyezkedett el az összeállító pad (11. ábra), ahol bakdaruk segítségével a ~16-18 m hosszú szerelési egységeket állították össze. A tervezés során a híd keresztmetszetét úgy alakították ki, hogy az egyes gyártási egységeket alkotó lemezek beszerezhető méretűek legyenek. A gyártási egységekből (síklemez hosszbordákkal és keresztirányú merevítésekkel) épültek fel a szállítási egységek, melyeket a gyárból közúton juttattak a



12. ábra: Keresztmetszet összeállítása a szállítási egységekből (készítette: Fornay Csaba)

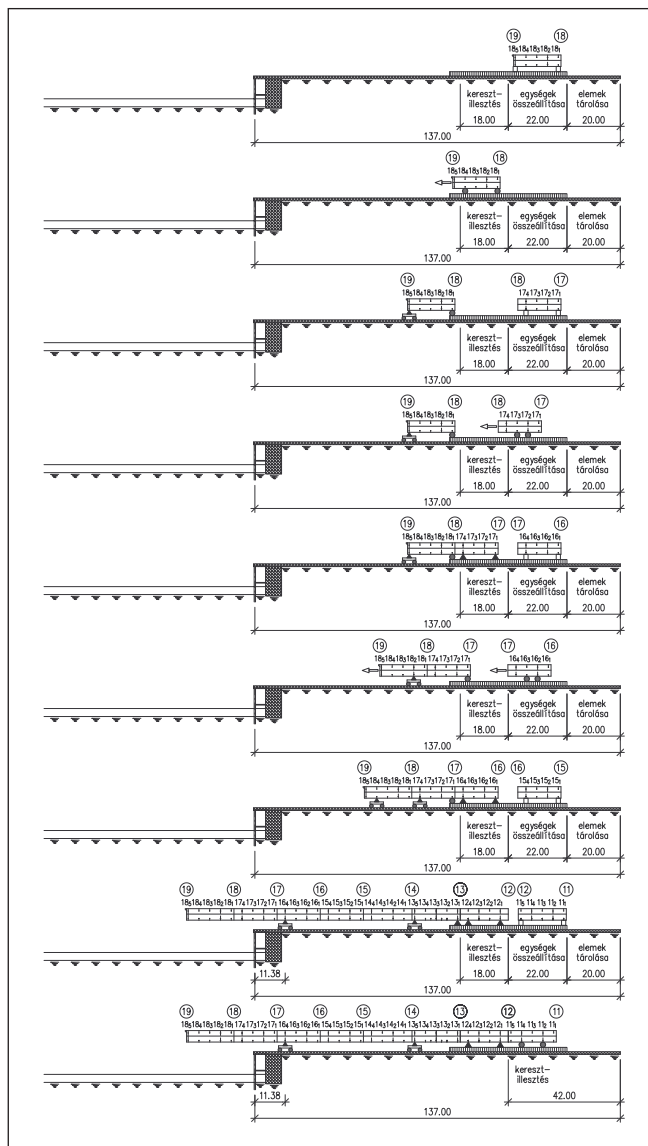


13. ábra: Csepeli előszerelő telep út felőli vége (készítette: Fornay Csaba)

csepeli előszerelő telepre. A kiszállított elemeket a szerelőterület út felőli végén, az összeállító pad mögötti részen tárolták. Természetesen a szállítási egységek méreteit meghatározták a közúti szállítás paraméterei (űrszelvény, hossz, tömeg). Egy szerelési egység hét elemből áll (négy „L” elem, két konzol elem, egy középső pályalemez elem), melyet a 12. ábra szemléltet. A szerelési egységek hossza alkalmazkodik a gyártás adottságaihoz és a csepeli emelési kapacitásokhoz, valamint a keresztartók kiosztásához is. Az előszerelés alkalmával az egyes szállítási egységek közötti hosszirányú varratokat készítették el, ezzel összeállt a teljes keresztmetszet, melyet aztán a már kész szerkezethez hegesztettek. Az összeállító padtól a keresztüllesztések elkészítésének helyéig egy szerelési egység mozgatására alkalmas pálya készült. A keresztüllesztések helyétől a partélig épült az összeszerelt szerkezet mozgatására alkalmas kihúzópálya, melynek próbaterhelését előzetesen el kellett végezni. A kihúzópálya vége egy cölöpsorra támaszkodva a Duna fölé fut ki, így behajózáskor az úszó-emelőművek jobban meg tudták közelíteni a partot.

A szerelőtér ily módon történő kialakításával egyszerre készülhetett a már összeszerelt hídrész és az utóljára elkészült szerelési egység keresztüllesztése, a következő szerelési egység összeállítása, valamint a rákövetkező egységek elemeinek szállítása és tárolása (13. ábra). Minden elkészült keresztüllesztés után a szerkezetet szakaszosan, vagyis mindig a keresztirányú merevítés alatt megtámasztva előrehúzták a Duna felé úgy, hogy a vége a keresztüllesztések elkészítésére kialakított területre essék (~60 m-re az úttól). Az összeállító padban elkészült következő szerelési egységet ráhúzták az előrehúzott szerkezetre és elkezdődhetett a következő keresztüllesztés készítése (geodéziai beállítás, átjelölés, visszavágás, ideiglenes rögzítés, stb.). A tároló területől beemelték az új elemeket az összeállító padba, így itt is indulhatott a következő szerelési egység összeállítása. A felszabadult hely pedig feltölthetővé vált a gyárból érkező újabb elemekkel. A szerkezet összeállítása és a kihúzás így párhuzamosan haladt (14. ábra).

A korábbi tervek szerint a szegélytartók, járdák, korlátok és egyéb tartozékok a helyszínen, a magasságilag véglegesen



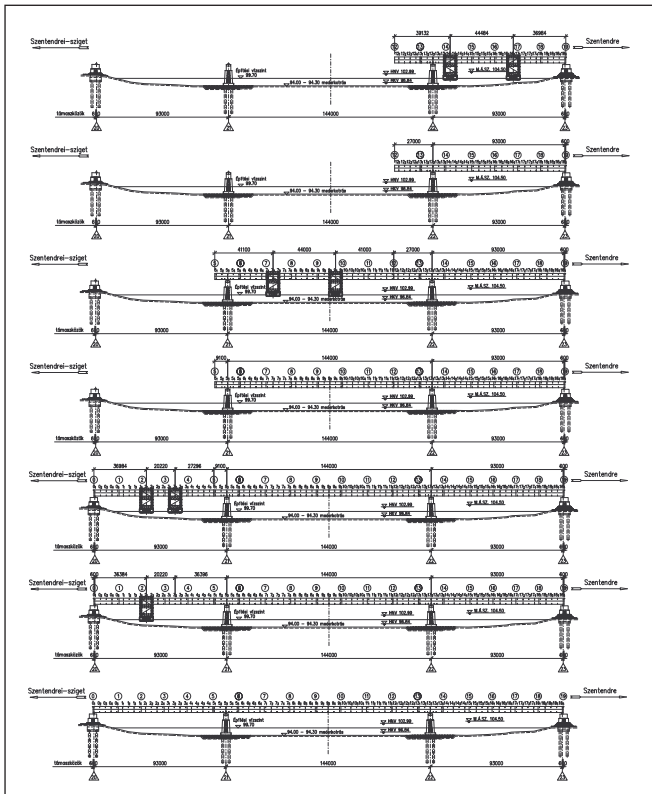
14. ábra: Kihúzás folyamata (készítette: Fornay Csaba)

beállított szerkezetre kerültek volna rá. Építés közben azonban a kivitelező jelezte, hogy munkaszervezési okokból, az építés gyorsítása érdekében, a járdákat már a csepeli előszerelés során fel kell helyezni. A technológiai tervek átdolgozását követően a járdákat a már összeszerelt úsztatási egységre a szerelési egység úsztatási egységhez történő kapcsolása után helyezték fel a keresztüllesztés elkészítésére kialakított területtől a Duna felé. Tovább haladva a Duna felé következtek a festőállványok, ahol a híd korrózióvédelme készült.

Kihúzás során a szerkezet különböző teherbírású áthidaló keretekre, illetve 165 tonna teherbírású kihúzó kocsikra támaszkodott (15. ábra). Az illesztések készítésekor a szerkezet végét két helyen alá kellett támasztani, hogy az utolsó egység stabil (egyenlőtlen hőmérsékletváltozás), és a feszültségmentes állapothoz közeli helyzetben legyen. Így biztosítható volt, hogy az illesztendő szerelési egység megfelelő helyzetben csatlakozzék a már összeszerelt hídrészhez, és ezáltal a szerelés befejezésével előálljon a megkívánt végső hidalak. A kocsik áthelyezéséhez és az alakváltozások kezeléséhez megfelelő teherbírású emelőmáglyák alkalmazására is szükség volt. A támaszok magasságát, a türelemelés értékeit és a fenéklemez vastagságok figyelembevételével, pontosan be kellett állítani. A sajtózásokat a két főtartó alatt nagyon gondosan szinkronban kellett végezni, mert a híd nagy csavarómerevsége miatt az egyik oldal lemaradása esetén tetemesen átrendeződnek a reakciók. Tartósan előálló helyzetekben biztosítani kellett, hogy az egyik támasz fix legyen, a többi pedig vízszintes értelemben



15. ábra: Kihúzó kocsi és keret (készítette: Fornay Csaba)



16. ábra: Beúsztatás folyamata (készítette: Fornay Csaba)

lehetővé tegye a szerkezet hőmozgását. Mozgatás közben, a kihúzópálya egyenletlenségei miatt, a szerkezetet a nagyobb reakciójú helyen azonos hidraulikus körön lévő sajtókra helyezték. Ekkor a híd nagy csavarómerevsége miatt a másik támasznál is átrendeződtek a reakciók, ezért a technológia tervezése során nagy gondot kellett fordítani a különböző statikai állapotok követésére. A támaszokat mindig kereszttartók alá kellett helyezni. Minden állapotban meg kellett határozni, hogy mely kereszttartóknál támaszkodik a szerkezet, és a gazdaságossági szempontokat is szem előtt tartva, a lehető legkevesebb erősített kereszttartó alkalmazásával megoldani a mozgatást.

Egy úsztatási egység elkészítésekor a következő úsztatási egység első szerelési egységét is összeállították, majd ideiglenesen az elkészült úsztatási egység végéhez illesztették. Ez az illesztés a szerkezet hosszúsága miatt nem a megszokott helyen történt, hanem attól ~18 m-re az út felé. A véglapok átjelölése és összevágása, valamint az összeszerelt úsztatási egység behajózása után az ottmaradó elemhez a már ismertetett módon szerelték a következő szerelési egységet.

6. BEHAJÓZÁS, ÚSZTATÁS, HELYSZÍNI SZERELÉS

Az eredeti elképzelés szerint az északi és déli szerkezetet egyesesen, először a szélső nyílásokba, majd középső zárással úsztatták volna. Kivitelezői kérésre, a teljes szakasz építési munkáinak folyamatos összehangolása miatt, végül az északi és déli szerkezet egymás utáni, egyirányú szerelése valósult meg (16. ábra), ami természetesen a szereléstechnológia menet közbeni átdolgozását igényelte.

A felszerkezet egyes részeit nagyelemes úsztatásos technológiával juttatták a helyükre (17. ábra). A Csepelen összeállított 120,60 m, 126,10 és 84,50 m hosszú úsztatási egységeket behajózás után vízi úton szállították a helyszínre, ahol a korábbi dunai hídépítéseknel is használt úszó-emelőművek segítségével kerültek a helyükre. Egy-egy ilyen elem tömege 500 – 800 t volt.

A csepeli behajózás is partélre merőlegesen történt (18. ábra). A konzolosan Duna fölé nyúló egység vége alá beállt az egyik úszó-emelőmű, majd ráterhelés és a kihúzás folytatása után beállt a másik is. A további kihúzás, átállítás és a szerkezet leeresztése után befejeződött egy úsztatási egység behajózása (19. ábra).

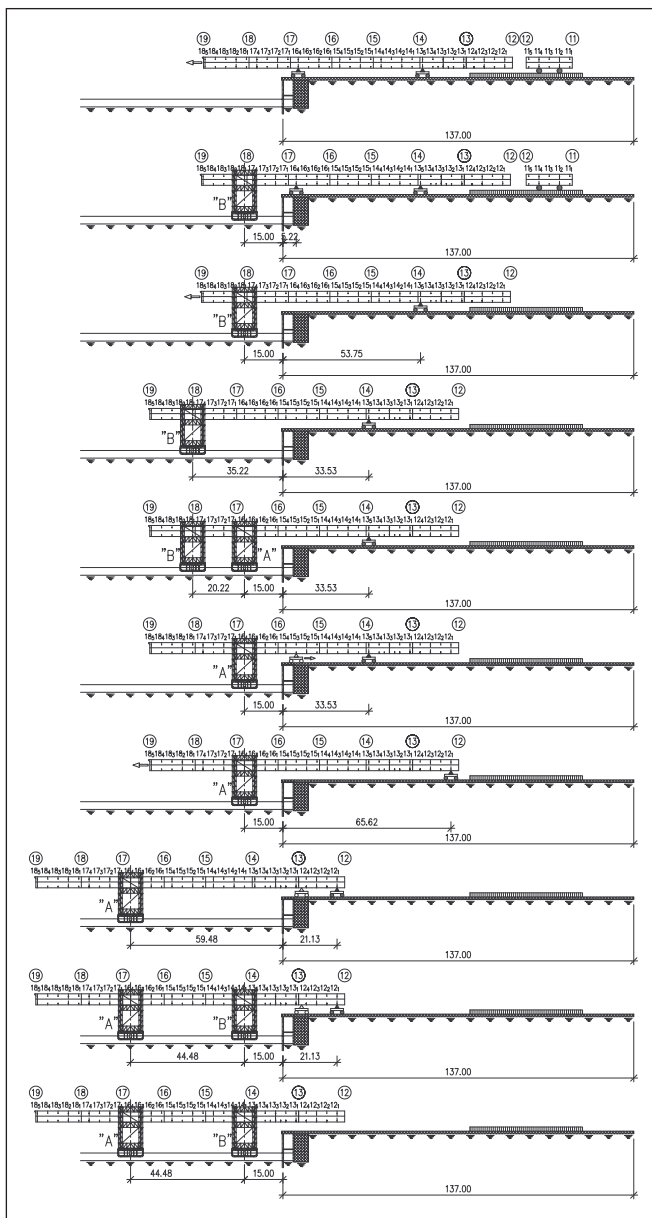
Az úszó-emelőmű (20. ábra), a budapesti Duna hidak alatt történő áthaladás miatt, Ts-40 bárkára épített acélszerkezetű emelőjárom volt, mely az aktuális vízszinttől számított $3,00 \div 19,60$ m között változó szerkezet alsó él magasságot tett lehetővé 0,40 m-es lépcsőkben. Finomabb magasság állítás ballasztolással volt lehetséges. Minden úsztatási egységet



17. ábra: Úsztatás a Dunán (készítette: Pálóssy Miklós)



18. ábra: Behajózás Csepelen, az úszó-emelőmű átveszi a terhet (készítette: Fornay Csaba)



19. ábra: A csepeli behajózás folyamata (készítette: Fornay Csaba)

két úszó-emelőmű támasztott alá, egyenként négy ponton. Emelőművenként a híd hosszirányában egymástól ~8,00 m-re lévő támaszok kellett hogy biztosítsák függőleges síkban a hídszerkezet állandó „sarokmerev” alátámasztását, amely feltétlenül szükséges a bárka stabilitása érdekében. A bárkák nem voltak egymással összekötve, hossz tengelyük elmozdulását a hídszerkezethez és a bárkafedélzethez egyaránt rögzített ferde kötelek akadályozták.

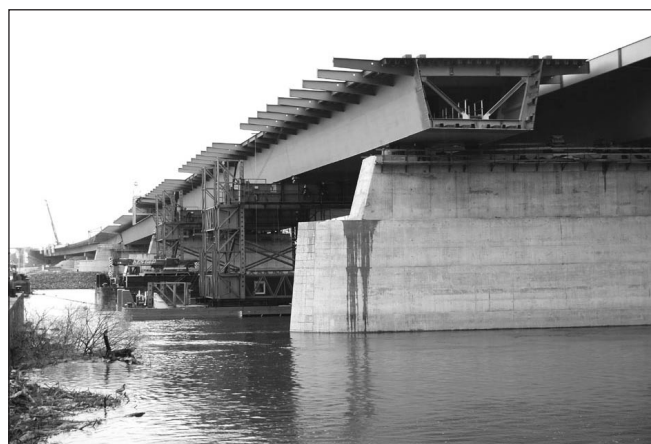
A behajózást, úsztatást, beemelést és az összes egyéb hajózási műveletet a Hidépítő Speciál Kft. végezte szorosan együttműködve a csepeli és helyszíni mozzgatásokért felelős Ganz Zrt.-vel.

Behajózáskor a csepeli kikötőnél, úsztatáskor és a helyszíni beúsztatáskor, különösen a szélső nyílásokban, figyelemmel kellett lenni az aktuális és a várható vízállásokra is. Mind a kisvíz (megfeneklés), mind a nagyvíz (budapesti hidak alatti áthaladás) gondot jelenthetett.

A helyszíni illesztés előtt a már bent lévő hídelem véglapját támaszmozgatásokkal a megfelelő helyzetbe kellett állítani. Ezt követően az úszó-emelőművek segítségével beemelték az új úsztatási egységet (21. ábra), amit a keresztirányú varratok elkészültéig ideiglenesen úgy kapcsoltak a már elkészült szerkezethez, hogy a nyírást a főtartó gerincek felett elhelyezett nyírófogak, a nyomatókból származó húzást a pályalemezről



20. ábra: Az úszó-emelőmű a helyszíni beemeléskor (készítette: Fornay Csaba)



21. ábra: Úsztatási egység beemelése (készítette: Domanovszky Sándor)

menetes rudak, míg a nyomást a fenéklemezről kitémasztó papucskok közvetítették (22. ábra). A végleges zárást a keresztmetszetek teljes helyszíni hegesztett kapcsolata jelentette. Az eredeti elképzelések szerint ennek elkészülte után álltak volna ki az úszó-emelőművek a szerkezet alól. A végleges zárás elkészítése közben az ideiglenes nyírófogakra egyenként ~500 kN erő jutott, így biztosított volt, hogy a kismértékű hullámzás nem okoz a szerkezeten magasságváltozást, és a hegesztési munkálatok zavartalanul folyhatnak. Munkaszervezési okokból végül az emelőművek akkor álltak ki a szerkezet alól, amikor a keresztirányú varratokból annyi elkészült, hogy biztonságosan felveszi a fellépő igénybevételeket.

A hidat a helyszínen a végleges magasság felett ~5 cm-rel ideiglenes támaszokon szerelték, ezért a zárás után a támaszkeresztartók emelési helyein történő sajtozással sarura kellett engedni a szerkezetet.

A Pont-TERV Zrt. mint tervező, az építési és szerelési munkák alatt a kivitelezővel végig kapcsolatban volt, így a folyamatos együttműködésnek köszönhetően a menet közben előálló nehézségek, módosítások és változtatások tervezési részleteit, a körülményekhez és kivitelezői igényekhez igazítva tudta elkészíteni, természetesen mindig törekedve a legkedvezőbb műszaki megoldásokra.

7. BEÁLLÍTÁS, ELLENŐRZÉS

A tervezés folyamán, de a kivitelezés közben is végig kiemelt figyelmet kellett fordítani a szerkezet vízszintes és függőleges beállítására. A folyamatos gyártás- és szereléstechológia nem tette lehetővé a szerkezet kifektetését, ezért a feszültségmentes állapot geometriai helyzete nem volt ellenőrizhető. Ehhez



22. ábra: Ideiglenes kapcsolóelemek a helyszíni illesztéskor (készítette: Fornay Csaba)

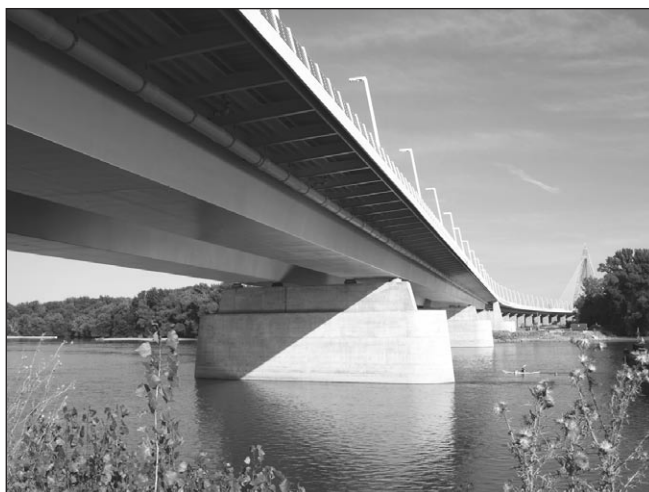
járult a szakaszos előretolásból adódó rengeteg köztes állapot és az alaktartás szempontjából igen kedvezőtlen, nagyon kicsi (0,50%) és egyenletes hosszúság. Előbbiek miatt az egész szerelési folyamat közben állandó mérésekkel, és a szerelés közbeni hidalakok összetett mérési rendszerben történő ellenőrzésével kellett a szerkezetet követni.

A már összeszerelt hídszakaszhoz vízszintes értelemben beállították a következő szerelési egységet. Ez globális rendszerben, tehát az egész összeszerelt szerkezet, valamint a tervezett úttengely figyelembevételével történt. Ezután függőleges értelemben a számított túlemelésnek megfelelő szögtöréssel magasságilag is beállították a következő elemet. Tehát a magassági állítás lokális rendszerben, az utolsó, feszültségmentesnek feltételezett elemhez képest történt. Így a szerkezet mindenkor végének alakváltozásai meghatározták a követő egységek szerelésének geometriáját. A szekrénytartós acélszerkezet alakja és méretei rendkívül érzékenyek az egyoldali hőhatásokkal szemben. Az acélszerkezet „kiflisedésre” hajlamos, ezért a méréseket kiegyenlített hőmérsékleti viszonyok között hajtották végre. Az új elem vízszintes és magassági elhelyezkedését a kereszttirányú hegesztés elkészítése után ellenőrizték, és amennyiben az előírt értékekhez képest eltérés adódott, a következő elem beállításakor a hibát korrigálták. Az elkészült acélszerkezeteket (23. ábra) minden szerelési egység beépítése után ellenőrizték.

Összességében elmondható, hogy a gondos beállítások és rendszeres ellenőrzések eredményeként a hidak alakja megfelel a követelményeknek.

8. JELLEMZŐ MENNYISÉGEK

- A híd hossza: 331,20m
- A híd szélessége: 33,91 m
- A híd felülete: 11 300m²
- A cölöpök összhossza: 1 100 m
- Az alépítmények betonmennyisége: 10 000m³
- A felszerkezet tömege: 4 400 t
- A burkolat tömege: 1 700 t



23. ábra: A kész hídszerkezet (készítette: Domanovszky Sándor)

9. ÖSSZEGLÉZÉS

Összefoglalásként elmondható, hogy különösen ilyen méretű hídnál, a tervezés nem csupán a szerkezeti rendszer kialakítását, a végállapokra történő ellenőrzést jelenti, hanem kiemelt figyelmet kell fordítani a szereléstechnológia minden egyes lépésére, a gyártástól a helyszíni munkákig. Ez a folyamat megköveteli, hogy a tervező és a kivitelező összehangoltan, egymás szempontjait figyelembe véve működjön együtt. A Szentendrei-Duna-híd szerkezete szokványosnak, kiforrottan mondható, bár 144,00 m-es támaszközével a párhuzamos övű gerendahidak legnagyobbika az országban, mégis a megvalósítás egyedisége, a hidra szabott szereléstechnológia megkülönbözteti az eddig épült hasonló szerkezetektől. Éppen ezért a legizgalmasabb tervezői kérdések is e köré csoportosultak, nem is beszélve arról, hogy ezen kérdések egyben kivitelezési kérdések is. Elmondható tehát, hogy a statikai számításokon és a szerkezeti tervezésen túl a szereléstechnológia megválasztása és részleteinek kialakítása az egész tervezési folyamatra visszaható, sőt meghatározó tevékenység, ami a tervező és a kivitelező közös feladata.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök, a Pont-Terv Zrt. osztályvezetője. Számos autópályahíd és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében: Szekszárdi és Dunaújvárosi Duna-híd, M0 Szentendrei-Duna-híd, M43 Tisza-híd, Köröshegyi-völgyhíd acél változat, M0 Hárosi Duna-híd és M6 Szébényi-völgyhíd.

BRIDGES ON THE M0 MOTORWAY OVER THE RIVER DANUBE NORTH OF BUDAPEST

2. Bridge over the Szentendre branch of the Danube Csaba Fornay

This article introducing the bridge over the Szentendre branch of the Danube appears as the second piece of the series covering the designing process of the new bridges over the Danube on the M0 motorway. From the designer's viewpoint does the article show the steps of designing and constructing, the harmonization of the customer's demands with the theoretical background and the practical solutions. The structural design, pre-erection, floating and on-site erection of the girder bridge with orthotropic deck all raise a lot of interesting and exciting questions as well as problems to solve for the designer and the constructor too. Besides others it is the product of their cooperation and coordinated work that the bridge created in the designer's mind finally comes into existence.

6. A VÖLGYHÍD SÜLLYEDÉSÉNEK ELŐREJELZÉSE, MÉRÉSE ÉS ÉRTELMEZÉSE



Lazányi István

A 17 nyílású völgyhíd folytatólagos, többtámaszú szerkezete különösen érzékeny a süllyedésekre és süllyedéskülönbségekre. A változatos rétegződésű altalajon az alapoknak a kielégítő teherbírás biztosítása mellett a szigorú használhatósági kritériumoknak is eleget kellett tenniük, így a híd magas pillérei és hídfői nagytérű cölöpök robusztus tömbjéből álló mélyalapozással épültek meg. A tanulmány elsődlegesen a pillérek süllyedéseit tárgyalja, a hídfőket nem, bár az adott esetben azok tervezésével kapcsolatban is több probléma vetődött fel – de ez külön értékelés tárgya lehet. Bár a tervezés szakaszában készültek laboratóriumi talajvizsgálatokon alapuló süllyedésszámítások, valamint cölöp-próbaterhelések is, a süllyedések megbízható előrejelzése céljára a megfigyeléses módszert választották: a pillértesteken építés közben végeztek méréseket, és abból következtek a hídszerkezet teljes terhe alatti végső süllyedések nagyságára, valamint a saruk beállítási szintjének a meghatározására. A konszolidációs késleltetés miatt a mért süllyedések nem mindig tükrözték közvetlenül a gyorsan felhordott terheket, a végső konszolidált süllyedések azonban kielégítően egyeztek az előre jelzettekkel, és belül maradtak a szerkezettervezők által megszabott tűrési értéken is. A mérések egyben értékes adatokat szolgáltatottak a cölöpcsoport jellemzőinek: a csoportfaktornak, valamint az egyedi cölöp rugóállandójának az értelmezésére is.

Kulcsszavak: cölöpalapozás, cölöpcsoport, cölöp-próbaterhelés, csoportfaktor, rugóállandó, süllyedésmérés, süllyedések előre jelzése, süllyedéskülönbségek, konszolidáció, sarubeállítás

1. BEVEZETÉS

A 2007. augusztusában átadott köröshegyi völgyhíd topográfiai elhelyezkedésénél, méreteinél, arányainál, szerkezeti megoldásánál és építésmódjánál fogva megkülönböztetett figyelmet érdemel még az elmúlt évtizedben megvalósult „nagyhidak” sorában is.

A völgyhíd építése ezért különleges ellenőrzési feladatok elvégzését tette szükségessé a megvalósítás első lépéseitől kezdve a forgalomnak való átadásáig, sőt azt követően is, folyamatosan a rendeltetésszerű használat időszakában is. A hatékony ellenőrzés egyik alapvető eszköze – és feltétele – a szerkezet geodéziai helyzetének mindenkori megismerése.

Különösen fontos a szerkezet viselkedésének – a geodéziai helyzete időbeli változásának – a folyamatos nyomon követése, mivel a vasbetonszerkezetek anyagjellemzői az idő függvényében változnak, és ez kihat a hídszerkezet alakváltozásaira. A közreműködő hatások köréből ki kell emelnünk egy, nem magától a szerkezettől, hanem a szerkezet és az altalaj kölcsönhatásától függő tényezőt: a süllyedéseket, illetve a süllyedés-különbségeket. Ez a cikk ezzel a kérdéssel: a süllyedések előrejelzésével, mérésével és az abból levonható következményekkel foglalkozik.

2. SÜLLYEDÉSEK ÉS SZERKEZET

A folytatólagos többtámaszú szerkezetek – mint a köröshegyi völgyhíd is – eredendően érzékenyek a süllyedésre. Egyrészt azért, mert alapvető követelmény, hogy a hídpálya használata zavartalan legyen, az út a híd szakaszán se legyen bukkanókkal tarkított. Nem megengedhető tehát sem a hídpálya jelentős süllyedése a csatlakozó útpályához képest, sem az, hogy a

szomszédos pillérek között jelentős süllyedéskülönbségek keletkezzenek. Másrészt az utóbbiaknak erőtan hatásuk is van: az egyenlőtlen támaszmozgások jelentős másodlagos igénybevételeket okoznak a szerkezetben. E hatás mértéke a folytatólagos statikai szerkezeteknél függ a szerkezet viszonylagos merevségétől is, így a kisebb nyílásoknál jelentősebb. A köröshegyi völgyhíd a 120 m-es nyílásainál fogva kevésbé merev viselkedésű, egy adott süllyedéskülönbség kisebb relatív igénybevételt okoz. Mégis számolni kell a várható süllyedéskülönbségek kedvezőtlen hatásaival, és azok mértékét – megfontoltan alkalmazott építés közbeni beavatkozással – csökkenteni kell.

A köröshegyi völgyhíd merevségi viszonyait jellemzi, hogy a statikai számítások szerint az 1 cm süllyedéskülönbségből származó igénybevétel a mértékadó igénybevételnek csak 0,84%-a. Ebből következik, hogy pusztán erőtan szempontból nagyobb süllyedéskülönbséget lehetne megengedni, mint amit a használhatóság szempontjából még elviselhetőnek minősíthetnénk. Vagyis: a süllyedéskülönbségek hatásának megítélésében nem a teherbírás határállapot, hanem a használhatósági határállapot lesz elsődleges. Ilyen megfontolás alapján a köröshegyi völgyhíd erőtan számításában két szomszédos pillér között 3 cm megengedhető süllyedéskülönbséget vettek figyelembe. A tervezők ezért olyan mélyalapozási módot választottak – nagyszámú, nagytérű (\varnothing 120 cm) fűrt cölöpből álló robusztus cölöpcsoport alkalmazásával –, mellyel nem csak a teherbírás követelményeknek kívántak eleget tenni, hanem az alap nagy tehetetlen tömege révén a süllyedések és süllyedéskülönbségek mérséklését is várhatták.

A süllyedések várható mértékének a becslésére több módszer kínálkozott. Hagyományos eljárás a süllyedéseknek laboratóriumi talajvizsgálatok eredményein alapuló elméleti úton való meghatározása. Készültek ilyen számítások, melyek

eredményei azonban – az elvégzett süllyedésmérések eredményeinek tükrében – túlzottan bizonyultak. Megbízhatóbbnak látszott az u.n. *megfigyelési módszer* (Eurocode 7:1997), mely itt azt jelentette, hogy a szerkezetépítés kezdeti szakaszában mért süllyedésekből következtessünk a még várható süllyedésekre, és ennek alapján dönthessünk a szükséges korrekciós beavatkozásról (saruszint-igazításról). A tervezők, kivitelezők és geotechnikus szakértők végül ebben a megközelítésben állapodtak meg.

3. A SÜLLYEDÉSMÉRÉSI RENDSZER

A szerkezet építés közbeni viselkedésének a megfigyelése, valamint a tervezéskor becsült süllyedések és a konszolidáció ellenőrzése céljából a kivitelező Hidépítő Zrt. átfogó mérési rendszert hozott létre, melyet az „Alépitmények mérési utasítása” c. dokumentumba foglalt (Hidépítő Zrt., 2005). Ez a méréssel kapcsolatos teendőket szabályozza az építés első fázisától a munka befejezéséig, majd azt követően is.

3.1 Alapponthálózat

A híd szerkezet építés közbeni méréseinek céljára alapponthálózatot létesítettek.

A vízszintes méréseket az autópálya hálózatába beillesztett, az építési területen létesített EQV alapsíkon meghatározott pontok rendszeréből álló alappont-hálóról végezték, polárkoordinátás módszerrel (az eljárás megkívánt pontossága ± 1 cm).

A magassági kitézésekhez alépitményenként (hídfők és pillérek) kellett magassági alappontokat létesíteni. Ezek magassági szintjét az alappont-hálóról egy közös rendszerbe összemérve kellett meghatározni. A mérést 1 mm pontossággal végezték.

Ezekről a magassági alappontokról végezték trigonometrikus eljárással, 1 mm pontossággal, a szerkezetépítés közben nagy magasságban végrehajtandó kitézési méréseket (pillérelépítés, saruk stb.), és ezek szolgálták alapul a pillérek – nagyobb pontossági igényel (0,1 mm) végzendő – süllyedésméréseihez is.

3.2 A süllyedésmérési pontok elhelyezése

A völgyhíd áttekintő hossz-szelvényét az 1. ábra tünteti fel (Hidépítő Zrt., 2007). Mindkét (H0 és H17 jelű) hídfőn, valamint minden (P1 – P16 jelű) közbső pilléren helyeztek el mérőpontokat.

Mérőpontként M24x120 mm horganyzott kapupánt csavart használtak. Ezt a betonozást követően illesztették a helyére úgy, hogy csak a feje emelkedhetett ki a lesímitott beton felületéből.

Ilyen módon – ellenőrzésül – kettős mérési alakzatot hoztak létre. Ezt a 2. ábra tünteti fel, a P8 jelű pillér példáján. Az ábra felső része a mérési pontok elhelyezését mutatja, az alsó ábra

pedig a cölöpalap vázlatos metszetét a völgyhíd tengelyében. A *cölöpösszefogó-gerendán* négy mérési pontot helyeztek el a gerenda felső felületén (1 – 4 jelűek). Ezek a pontok, védőcső alkalmazásával, a föld visszatöltése után is hozzáférhetőkké váltak.

A *pillértesteken* a kizsaluzást követően helyeztek el mérési pontokat, olyan magasságban, hogy azok a föld visszatöltése után is hozzáférhetőek legyenek. A pillérekre általában négy mérési pont került (5 – 8 jelűek). A legmagasabb pillérekre, így a P8 jelűre is, további két mérési pontot illesztettek közbe, a 9 és 10 jelűeket, a pillér Balaton felőli, illetve szemközti oldallapjaira, a tengelybe.

3.3 A mérések gyakorisága

A mérések végrehajtására nézve a már idézett „Alépitmények mérési utasítása” oly alaposan intézkedik, hogy érdemes azt itt – mivel mintául szolgálhat jövőbeni hasonló feladatok céljára is – részletesen idézni.

- A mérőpontokat az adott szerkezeti szakasz elkészültét követő 48 órán belül el kell helyezni, helyzetüket bemérni és a magassági mérést elkezdni.

- A további méréseket minden már elhelyezett ponton kéthetenként el kell végezni mindaddig, míg négy egymás utáni mérés során a süllyedés mértéke a 0,5 mm-t nem haladja meg.

- Amennyiben további terhek kerülnek elhelyezésre, – ilyen teher felhordást jelent a pillértestek, ezt esetleg hosszabb idő után következő indítózöm alsó, majd felső részének építése – azt követően a méréseket ismét meg kell kezdeni, és kéthetenkénti sűrűséggel folytatni mindaddig, míg négy egymás utáni mérés során 0,5 mm-t meg nem haladó süllyedés jelentkezik. Ezt követően havonkénti mérés szükséges.

- A felszerkezet építése során a méréseket minden zömpár betonozása után, de legfeljebb kéthetenként kell elvégezni.

- Az egy ágról épített valamennyi elem elkészülte után a mérést addig kell folytatni, míg négy egymást követő mérés során a süllyedés az 1 mm-t nem haladja meg.

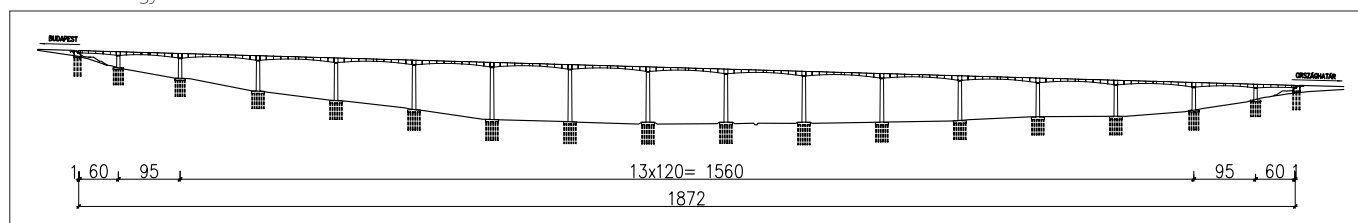
- A méréseket mindazon pilléreknél el kell végezni, ahol terhelés jelentkezik. Ez mind a zárás, mind pedig az önsúly második részének felhordására érvényes.

- A híd elkészülte utáni mérésekre vonatkozóan az üzemeltetési és fenntartási utasítás előírásai érvényesek.

A fenti előírást követő mérési adatokat a helyszínen rögzítették, és haladéktalanul megküldték értékelés céljából a kivitelező Hidépítő Zrt., valamint minden, a tervezésben és ellenőrzésben közreműködő szerv részére.

Egy jellegzetes süllyedésmérési jegyzőkönyvet az 1. táblázat mutat be. A táblázat első oszlopában a CÖ jelölés a cölöpösszefogó gerendát, a P1/7 a 7 elemből felépülő pillértest első elemét, a számjelölések (1 – 18) a mérés sorszámát jelentik. A harmadik oszlopban az egyes teherlépcsők értékei, a negyedik oszlopban az addig összegzett teher (a CÖ figyelmen kívül hagyásával) vannak feltüntetve. (A terheket az SI jelölésekkel ellentétben tonnában adták meg.) A vízszintes fejezetben a 15.1 – 15.4 jelölés a 15. jelű pillér 1 – 4 mérési pontjait jelenti. A mérési eredményeket m-ben, a süllyedéseket mm-ben

1. ábra: A völgyhíd hossz-metszete



1. táblázat: Süllyedésmérési jegyzőkönyv

	Dátum	Lépcső	Teher	Mérés 15.1	Sülly. mm	Mérés 15.2	Sülly. mm	Mérés 15.3	Sülly. mm	Mérés 15.4	Sülly. mm	Átl.sülly mm
CÖ	02/12/2004											
1.	09/12/2004			146.2231		146.2480		146.2426		146.2430		
2.	16/12/2004			146.2234	-0.3	146.2480	0	146.2431	-0.5	146.2430	0	-0.2
P1/7	21/12/2004	254	254									
3.	04/01/2005			146.2235	-0.4	146.2465	1.5	146.2430	-0.4	146.2430	0	0.2
4.	13/01/2005			146.2235	-0.4	146.2471	0.9	146.2430	-0.4	146.2431	-0.1	0.0
5.	20/01/2005			146.2236	-0.5	146.2467	1.3	146.2429	-0.3	146.2432	-0.2	0.1
6.	26/01/2005			146.2235	-0.4	146.2469	1.1	146.2426	0	146.2432	-0.2	0.1
7.	27/01/2005			146.2234	-0.3	146.2469	1.1	146.2424	0.2	146.2431	-0.1	0.2
P2/7	28/01/2005	135	389									
8.	31/01/2005			146.2229	0.2	146.2469	1.1	146.2425	0.1	146.2425	0.5	0.5
9.	03/02/2005			146.2230	0.1	146.2470	1	146.2424	0.2	146.2427	0.3	0.4
10.	08/02/2005			146.2225	0.6	146.2460	2	146.2426	0	146.2422	0.8	0.8
11.	10/02/2005			146.2215	1.6	146.2450	3	146.2414	1.2	146.2413	1.7	1.9
P3/7	10/02/2005	122	511									
12.	11/02/2005			146.2222	0.9	146.2448	3.2	146.2416	1	146.2416	1.4	1.6
13.	14/02/2005			146.2216	1.5	146.2444	3.6	146.2410	1.6	146.2408	2.2	2.2
14.	17/02/2005			146.2217	1.4	146.2445	3.5	146.2410	1.6	146.2409	2.1	2.1
P4/7	20/02/2005	173	684									
15.	24/02/2005			146.2214	1.7	146.2444	3.6			146.2406	2.4	1.9
16.	03/03/2005			146.2214	1.7	146.2444	3.6	146.2408	1.8	146.2405	2.5	2.4
P5/7	04/03/2005	173	857									
17.	07/03/2005			146.2214	1.7	146.2446	3.4	146.2409	1.7	146.2406	2.4	2.3
18.	10/03/2005			146.2209	2.2	146.2441	3.9	146.2403	2.3	146.2402	2.8	2.8
P6/7	16/03/2005	174	1031									

adja meg a jegyzőkönyv. Mint az 1. táblázatból kitűnik. A cölöpösszefogó gerenda (CÖ) terhéből származó süllyedést nem mérték. De ez szükségtelen is lett volna, mivel csupán az eltávolított föld, illetve az összefogó gerenda betonjának a különböző térfogatsúlyaiból származó többletterhek okozhatott – megítélésünk szerint elhanyagolható mértékű, és jó részt már a gerenda építése közben bekövetkező – süllyedést. Vagyis a tulajdonképpeni süllyedést az összekötő gerenda elkészülte után a gerenda felszínétől mérve – azt tekintve zéró helyzetnek – értelmeztük.

Az értékelésről közös jegyzőkönyv készült, melyben rögzítették a szükséges teendőket.

Elsődlegesen ilyen feladatot jelentett az egyes pillérek elkészülte után a végső süllyedés megbecslése és az e miatt szükségessé váló sarutümelések meghatározása.

A völgyhíd elkészülte és forgalomba helyezése után megállapítható, hogy a süllyedésméréseket általában az előbbi irányelvek szerint végezték. Előfordulhattak mérésihiányos, vagy nem a várakozásoknak megfelelő mérési szakaszok – ezekre a következő fejezetben, a mérések értékelésekor rámutatunk, – de a mérések egészében véve megbízhatóan írták le a pillérek és a szerkezet viselkedését.

4. A SÜLLYEDÉSMÉRÉSEK ÉRTÉKELÉSE

A süllyedésméréseket 2004. novemberében kezdték meg a H17 jelű hídfő és a P16 jelű pillér cölöpösszefogó-gerendáin, majd újabb pillérek belépésével folytatták a szerkezet átadásáig (az ebben a cikkben felhasznált utolsó mérések dátuma 2007. június).

4.1 A süllyedések változása az idővel

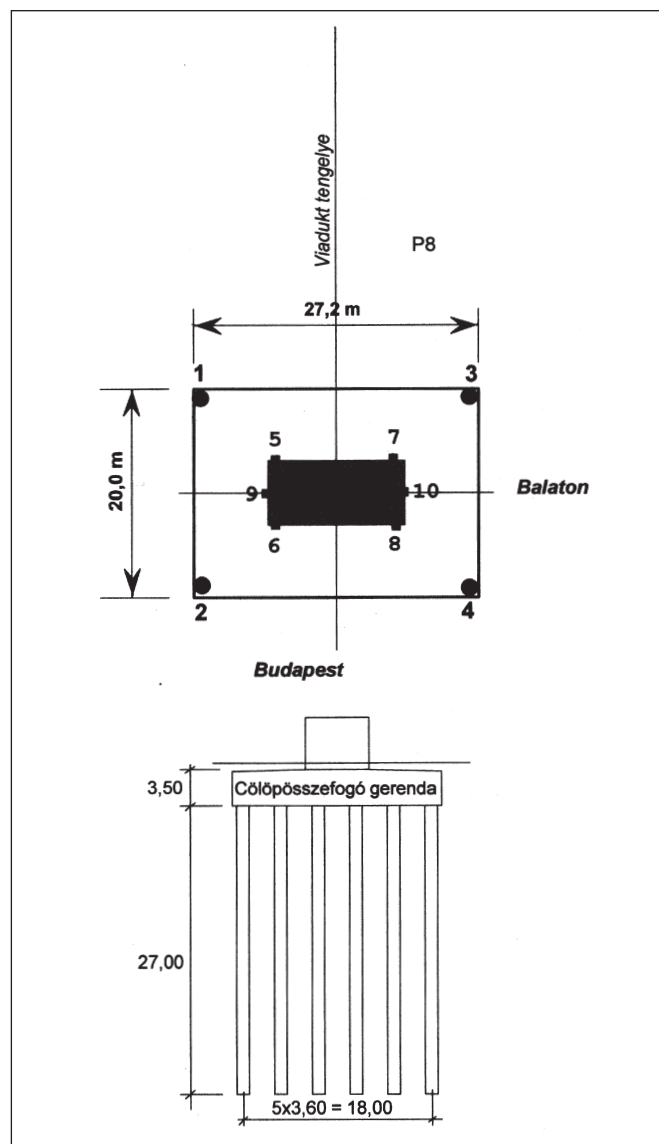
A cölöpösszefogó-gerendán, majd – későbbi kezdéssel – a pillérekben lévő mérési pontok süllyedéseit először hagyományosan az idő függvényében ábrázoltuk. Egy jellegzetes grafikonsort – a P16 pillér példáján – a 3. ábra mutat be.

Az ábra felső része a teher felhordásának a kronológiáját mutatja. Viszonylag lassú felhordási ütemben – a példán a 2004. októbertől 2005. áprilisa közti időszakban – épült meg a pillér. Ezt rövidesen követve fokozódó tempóban került a pillérre a hídszerkezet terhe; a diagramon mutató „csúcs” a szerelőhid ideiglenes ráterhelését, majd eltávolítását jelenti.

Az ábra alsó részén a grafikon a cölöpösszefogó-gerenda, illetve a pillér süllyedését mutatja az idő függvényében. A „süllyedés” a 4–4 mérési pont átlagát jelenti, ehhez az átlaghoz képest az egyedi pontok süllyedései nem mutattak számottevő szórást. (Itt kell megjegyezni, hogy a négy pont süllyedésében esetleg mutató tendenciózus eltérés a pilléralap billenésére utalhat. Ennek a lehetőségét is kezdetben folyamatosan nyomon követtük a mérések értékelésekor, de olyan egyértelmű dőlési tendencia, amely a pillér elferdülésében nyilvánult volna meg, nem volt kimutatható. Így ezzel a jelenséggel nem volt szükséges tovább foglalkozni.)

Mint a 3. ábrán látható, a cölöpösszefogó-gerenda és a pillér süllyedései 0,5 – 1 mm közti eltéréssel együtt haladnak. De mivel a pillér mérése később indulhatott, a pillér süllyedésének ($s_{\text{pillér}}$) görbét a csatlakozás időpontjában, – ezt jelzi a markáns kör –, ráillesztettük a gerenda addigra már előre haladott süllyedésének (s_{gerenda}) a görbéjére, így számítottuk a pillér korrigált süllyedéseit ($s_{\text{pillér,korr}}$). Az összes többi pillér süllyedésének az értékeléséhez is ezt a technikát alkalmaztuk. És minthogy a pillér süllyedését akadálytalanul lehetett mérni

2. ábra: A cölöpalap vázlata. Felül: A mérési pontok elhelyezése a P8 j. pillér cölöpösszefogó gerendáján (1 – 4 j. pontok), illetve a pillértesten (5 – 8 jelű, valamint extra 9 – 10 j. pontok). Alul: a cölöpalap metszete a viadukt tengelyében

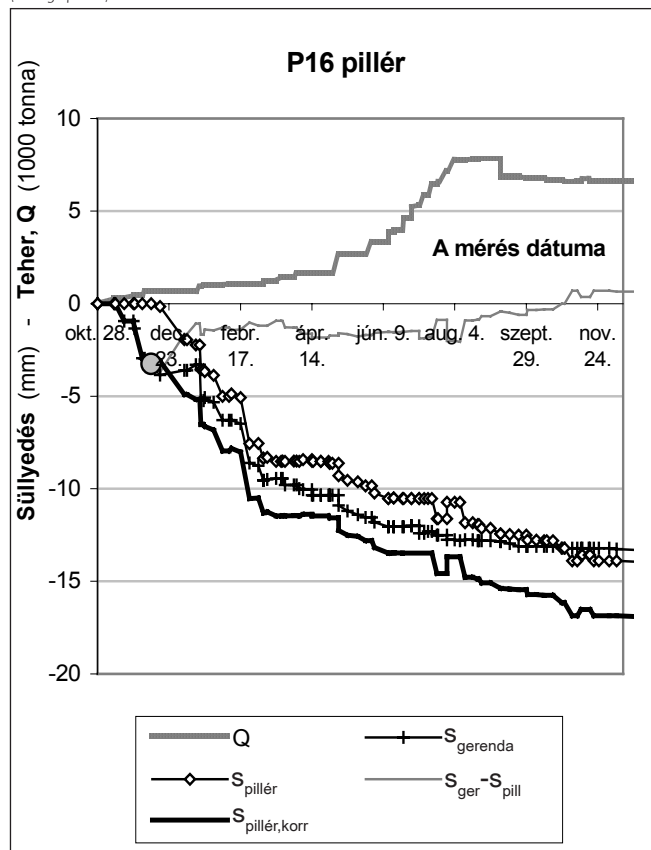


az építési időszak végéig, az $s_{\text{pillér,korr}}$ görbét fogadtuk el minden további következtetés alapjául.

4.2 A süllyedések előre jelzése

Mint már a bevezetőben rámutattunk, számot vetve a cölöpök, különösen nagy cölöp csoportok süllyedésének geotechnikai paraméterek alapuló számítása ismert bizonytalanságaival, a süllyedésbecslés valamennyire is megbízható módszereket a megfigyeléses módszert választottuk: első fázisban az építés közben végzett mérésekkel magának a pillértestnek a növekvő önsúlya alatti süllyedését határoztuk meg – ezt a szakaszt mintegy valós méretű próbaterhelésnek tekintve –, majd a pillér süllyedéséből egy extrapolációs technikát alkalmazva következtettünk a hídszerkezet teljes terhe alatti végső süllyedések nagyságára, valamint a saruk szükséges beállítási szintjének a mértékére. Az extrapolációs eljárásához alapul vettük a völgyhid pilléreinek a közelében végzett cölöp-próbaterhelések eredményeit is (ANKA Mérnöki Iroda, 2004-2005); itt most nem várható cölöp-terherbírási meghatározása szempontjából, hanem a terhelés/süllyedés összefüggés geometriai jellege szempontjából vizsgálva a próbaterhelési diagramokat. A mérések későbbi értelmezhetősége szempontjából meg kell említeni azt a körülményt, hogy valamennyi próbaterhelést az osztott cölöpös eljárással végezték

3. ábra: A terhelés felhordása és a mért süllyedések az idő függvényében (P16 j. pillér)

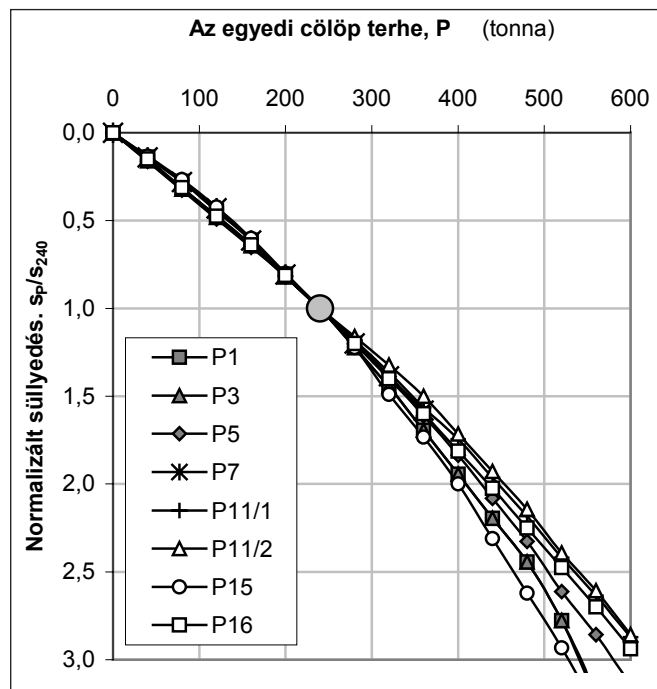
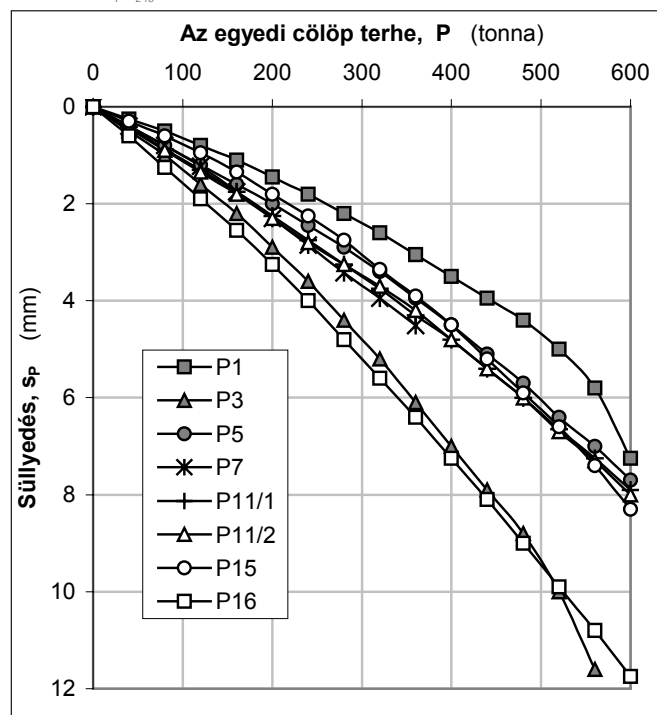


Az alapul vett összes próbaterhelés eredményeit a 4. ábra tünteti fel. A felső ábra az egyes próbacölöpök süllyedését (s_p) mutatja a terhelés függvényében. Bár a süllyedések értékei meglehetősen szórnak, a görbék alakja szembetűnő hasonlóságot mutat, legalábbis a tényleges szerkezeten várható egyedi cölöp-terhek tartományában. Ez központos terhek esetében ~230–260 tonna értékű, ezért ezt fogadva el viszonyítási alapul, megszerkesztettük a cölöpök normalizált süllyedésének (s_p/s_{240}) a diagramját (alsó ábra). Az ily módon egységesített jellegűre a lineáristól csak kis mértékben eltérő – lefelé hajló – alakú. Nem várhattunk nagyon eltérő eredményt, ha akár a lineáris, akár a nem-lineáris megközelítéssel éltünk.

Ezek után, egy adott pillér várható süllyedésének előre-jelzése céljából megszerkesztettük a pillértest építésének a befejezéséig mért süllyedések diagramját, majd egy közeli próbaterhelés diagramját felhasználva, lineáris vagy nem-lineáris megközelítéssel élve meghatároztunk egy modelltényezőt, és azzal számítottuk a további szerkezeti terhek hatására várható süllyedéseket. Bizonytalanságot jelentett, hogy a próbaterhelés helyének, illetve a pillér helyének a talajviszonyai különbözőek lehettek, ezért a süllyedésbecslés előbb leírt modellalkotásában feltételezett analógia nem mindig volt helytálló.

A módszert a P13 pillér példáján az 5. ábra mutatja be, ahol a süllyedések vannak feltüntetve a terhelés függvényében. Azt az állapotot, amikor a pillérek elkészültek és süllyedésük kielégítő mértékben konszolidálódott, az ábrán egy markáns kör jelzi, a hozzátartozó süllyedés 2, 83 mm. Ebből a mért süllyedési szakaszból kellett extrapolálással – az előzőekben vázolt modellalkotási technika segítségével – a várható további süllyedésekre következtetni. Mind az egyszerű lineáris extrapolálást, mind a nem-lineárisat alkalmaztuk. Tekintve, hogy az addig felhordott terhelés (= a pillér súlya) a végső terhelésnek csak mintegy 1/4-e, az ezen alapuló extrapolálás ezért még bizonytalansággal terhelt. Az eredményeket a grafikonok tüntetik fel: a központos terhelés alatti teljes süllyedés ezen a pilléren

4. ábra: A próbaterhelések eredményeinek összefoglaló értékelése. Felül: a cölöpök süllyedése a terhelés függvényében. Alul: a cölöpök normalizált süllyedése (s_p/s_{240}) a terhelés függvényében



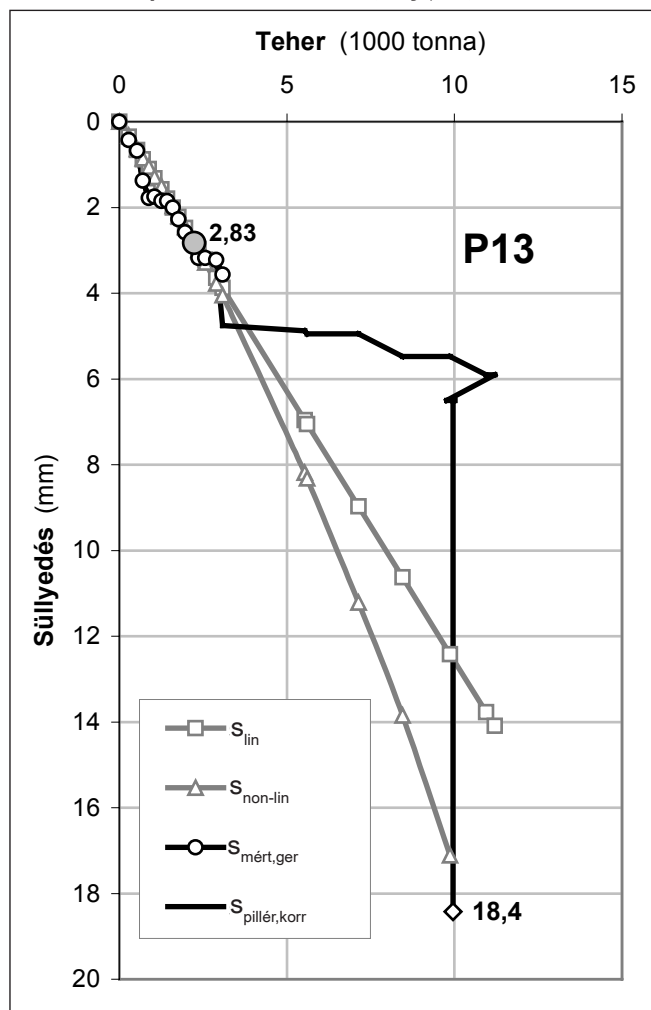
lineáris extrapolálással ~13 mm-re, nem-lineárisan ~17 mm-re volt becsülhető. Összehasonlításként az ábrán a teljes terhelési folyamatban ténylegesen mért (korrigált) pillérsüllyedések görbéjét is feltüntettük.

4.3 Saruszint-beállítás

A süllyedések monitoringjában fontos határpont volt a pillértestek elkészülte, amikor is az addig mért süllyedésekből kellett a várható további süllyedéseket megbecsülni, és a saruk szükséges kiegyenlítő magassági korrekcióját megállapítani. Az előrejelzés során a következőket kellett figyelembe venni:

- az adott pilléren a saru elhelyezését megelőzően lezajlott süllyedést,
- a pillérnek a felszerkezeti terhek felhordása után várható további süllyedését,

5. ábra: A cölöp süllyedése a terhelés függvényében, a mért és az extrapolálással becsült süllyedések összehasonlítása (P13. j. pillér)



- a támasznak a felszerkezeti terhekből várható rugalmas összenyomódását,
- a pillér felmenő falának későbbi lassú alakváltozását,
- a pillértest betonjának aktuális hőmérsékletét.

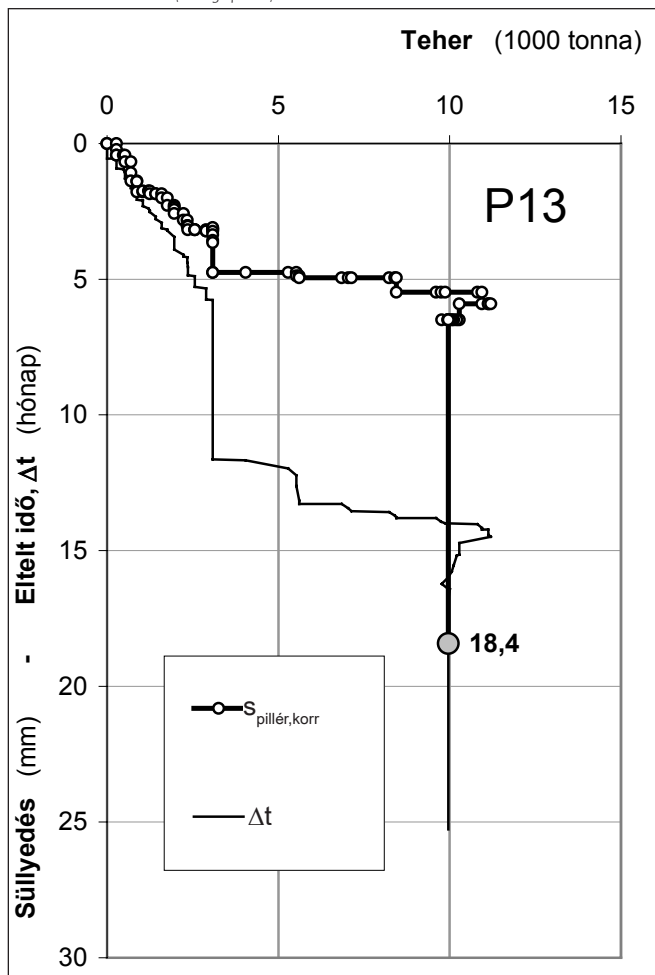
Ezt az összetett feladatot a tervezők és a kivitelezők képviselőiből, valamint geotechnikai konzulensekből álló szakértői csoport végezte el.

Az így módon becsült túlemlések pillérről-pillérré változóan 25 – 40 mm közötti értéket tettek ki.

5. SÜLLYEDÉSEK A SARUBEÁLLÍTÁSOKAT KÖVETŐEN

A saruk beállítását követő, a hídszerkezet terheinek felhordását magába foglaló terhelési szakaszt (l. 5. ábra) vizsgálva feltűnő, hogy a süllyedési diagram nem mindig követi híven az extrapolálással „kijelölt” trendet, hanem „váratlanul” ellaposodik. A végső terhelés alatt azonban - elegendően hosszú idő után - a süllyedés konszolidálódik. Az 5. ábrán ez a legutolsónak mért - többé-kevésbé konszolidáltnak tekinthető - süllyedés ~18 mm, ami kielégítő egyezést mutat az extrapolációval számítottakkal. Más pillérek esetében adódtak nagyobb eltérések is. A „késleltetés” valószínűleg annak tulajdonítható, hogy a terhelés viszonylag gyorsan történt és a konszolidáció azt nem tudta azonnal követni. Ez a „szabálytalannak” mondható viselkedés szinte mindegyik pillérré jellemző volt, és indokolja, hogy a terhelés és a süllyedés összefüggését behatóbban vizsgáljuk.

6. ábra: A teher, illetve a mért süllyedések változása az idővel (P13.j. pillér)

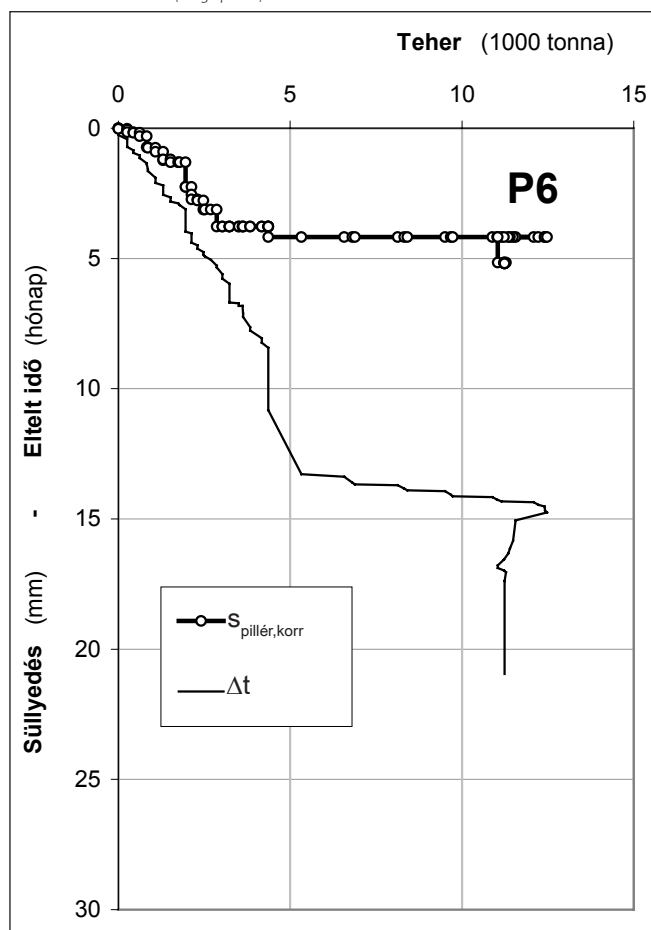


5.1 A teher, az eltelt idő és a süllyedés összefüggése

Ha az előbbi 5. ábrán bemutatott esetet oly módon dolgozzuk fel, hogy az ábrába a teher/süllyedés grafikonja mellett – alkalmas léptéket választva – a teher és a terhelés kezdetétől eltelt idő, Δt , (hónapokban) közti összefüggést is beillesztjük, akkor a 6. ábrán látható diagramokat kapjuk. Erről világosan leolvasható, hogy magának a pillértestnek az elkészülte után hosszabb terhelésmentes időszak következett, és a süllyedési grafikonon megállapíthatóvá vált az ez alatt bekövetkezett konszolidált alakváltozás is. A továbbiakban aztán a hídszerkezet elemeinek viszonylag gyors ütemű felhordását a süllyedések csak nagy késleltetéssel követték: a terhelés üteme feltehetően túl gyors volt a konszolidáció kifejlődéséhez képest. A süllyedési grafikonon egy csúcspanna mutatkozó terhelési epizód – a szerelő híd ráterhelése, majd leterhelése – után újabb, tartós nyugalmi időszak következett, amely alatt a konszolidáció lejátszódhatott, és a süllyedés elérte végső értékét, esetünkben a ~18 mm-t. Ez az eredmény igazolni látszik azt a feltevést, hogy a pillértest mért süllyedéséből – akár lineáris, akár nem-lineáris extrapolálással – tűrhető megbízhatósággal lehet következtetni a teljes teher alatti végső süllyedés értékére.

Mindenesetre az előbb említett „anomália” – a süllyedési görbe közel vízszintes szakasza - a jelenség további elemzését igényli. Annál is inkább, mivel egyrészt a jelenség általános volt szinte az összes többi pillérenél, másrészt előfordultak egészen szélső esetek, pl. a P6 pilléré (l. 7. ábra), ahol a hídterhek felhordása alatt alig észleltek növekvő süllyedést. Erre nem ad teljesen kielégítő magyarázatot a lassú konszolidáció szemben

7. ábra: A teher, illetve a mért süllyedések változása az idővel (P6.j. pillér)



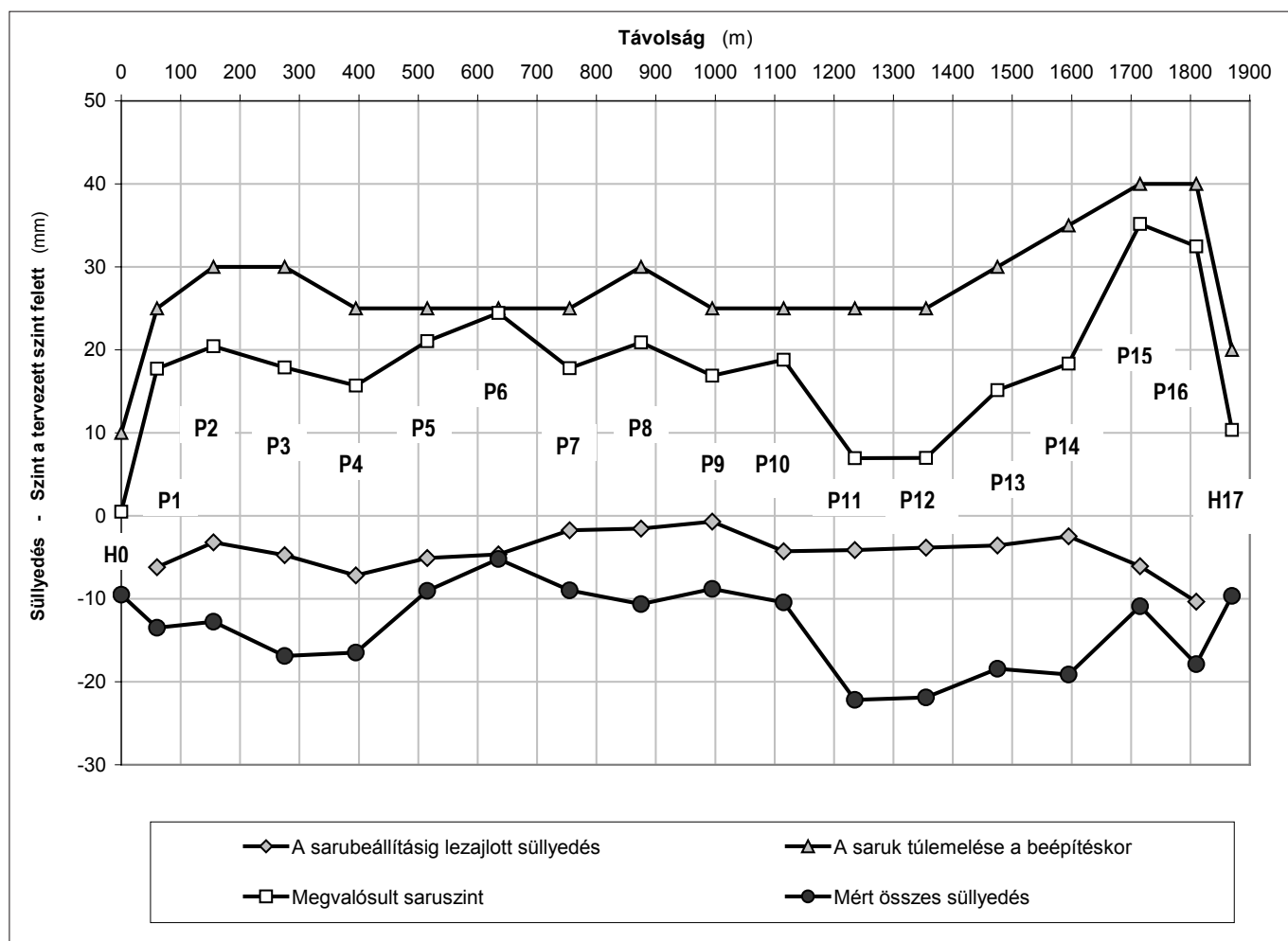
a túl gyors terheléssel (v.ö. az előző bekezdéssel). Felmerült, hogy vagy a téli időszak, vagy a mérési helyeknek az éppen folyó építési/szerelési munkák alatti megközelíthetlensége miatt esetleg nem állt rendelkezésre megbízható mérési adat és ez vezetett ilyen mozgásmentesnek tűnő szakaszokhoz. A süllyedésmérések értékelésével foglalkozó szakértői csoport behatóan elemezte ezt a határozatlanságot. Végül arra a következtetésre jutott, hogy a bizonytalan „átmeneti” mérési szakaszt fenntartással kezeli, de ennek ellenére a szerkezet-építés végső fázisában, majd az azt követő konszolidációs szakaszban mért végső süllyedési értékeket megbízhatónak tekinti és elfogadja a szerkezet várható további viselkedése megítélésének alapjául.

5.2 Süllyedéskülönbségek

A süllyedésmérések eredményeit áttekintő módon a 2. táblázat és a 8. ábra tünteti fel. A grafikonok a sarubeállításig lejajlott süllyedést, a saruk beépítéskori túlemelését, a megvalósult saruszintet és a mért összes süllyedést ábrázolják. Megállapítható, hogy a süllyedések kielégítik a bevezetőben megadott kritériumokat: a valóságban létrejött legnagyobb abszolút pillérsüllyedés ~22 mm, a két szomszédos pillér közötti legnagyobb süllyedéskülönbség pedig ~12 mm. Ezek az értékek kisebbek, mint a szerkezettervezők által megszabott tűrési határok.

6. SÜLLYEDÉSEK ÉS ALTALAJVISZONYOK

Bár a mért süllyedések abszolút értékben tűrhetően kicsinyek, figyelemre méltó az a tény, hogy a süllyedéskülönbségek



8. ábra: Mért süllyedések és a saruk túemeléseinek a meghatározása

viszont a hossz-szelvényben eléggé szabálytalanul változnak. Ennek magyarázata a változó talajviszonyokban keresendő.

A talajrétegződést a völgyhíd tengelyében vázlatosan a 9. ábra tünteti fel. A talajfeltárások és vizsgálatok szerint (GEO-TERRA Kft., 2004) 3 geológiai szint különböztethető meg:

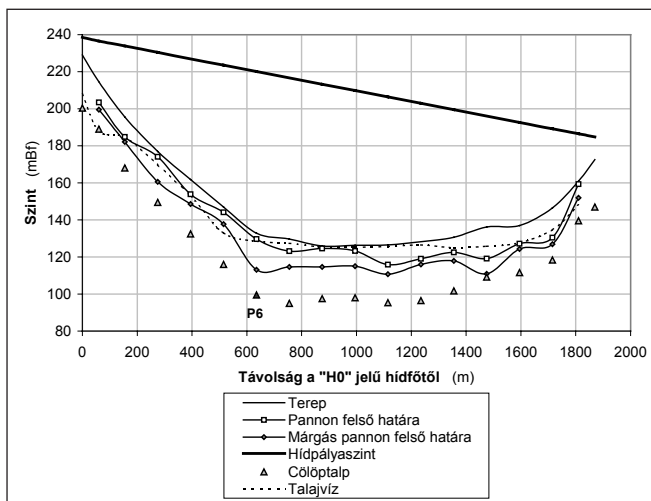
- a felső vékony takaró réteg, kevésbé teherbíró szemcsés és átmeneti talajok,

- a nagyvastagságú pannon réteggösszlet felső része, a pannonra jellemző váltakozó szemcsés és agyagtalajokkal, és már számottevő teherbírással,

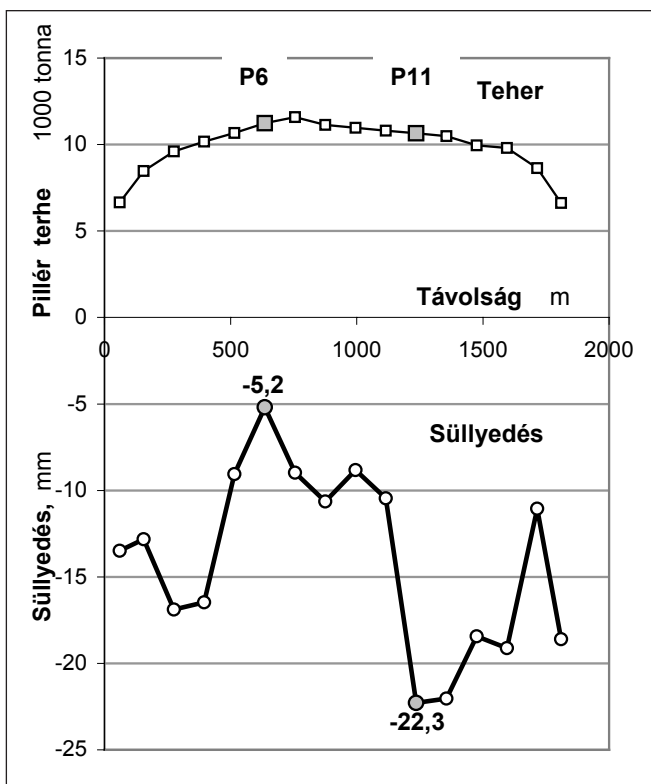
- a pannon összlet alsó része, amelyben előterhelt márgásodó agyagok ideális alapozási szintet kínálnak a cölöpalapok részére. Valóban, minden pillér cölöpalapozási szintjét ebben a rétegben választották meg. Várható volt, és be

2. táblázat: Terhek, előre jelzett és mért süllyedések, sarutúemelések

Pillér jele	Cölöpök száma	Pillér tömege tonna	Süllyedés extra-poláláskor mm	Becsült max. süllyedés mm	Saru- emelés mm	Pillér teljes terhe tonna	Egy cölöp teljes terhe tonna	Mért max. süllyedés mm
P1	5 x 7	1410	1.23	25.0	25	7411	212	13.5
P2	5 x 7	1077	2.42	17.8	30	8468	242	12.8
P3	6 x 7	1638	3.15	17.4	30	9610	229	16.9
P4	6 x 7	2197	3.40	18.0	25	10171	242	16.5
P5	6 x 7	2680	4.80	14.2	25	10667	254	9.1
P6	6 x 8	3234	4.48	19.1	25	11239	234	5.2
P7	6 x 8	3192	1.58	8.3	25	11588	241	9.0
P8	6 x 8	3118	1.40	n.a.	30	11131	232	10.6
P9	6 x 7	2948	0.50	n.a.	25	10963	261	8.8
P10	6 x 7	2783	3.47	13.0	25	10797	257	10.5
P11	6 x 7	2656	3.93	15.1	25	10657	254	22.2
P12	6 x 7	2479	3.10	17.5	25	10482	250	21.9
P13	6 x 7	1968	2.82	17.4	30	9960	237	18.4
P14	6 x 7	1791	2.46	12.9	35	9801	233	19.1
P15	5 x 7	1235	4.67	30.2	40	8638	247	10.9
P16	5 x 7	660	6.30	42.5	40	6626	189	17.9



9. ábra: A völgyhíd vázlatos geológiai hossz-szelvénye

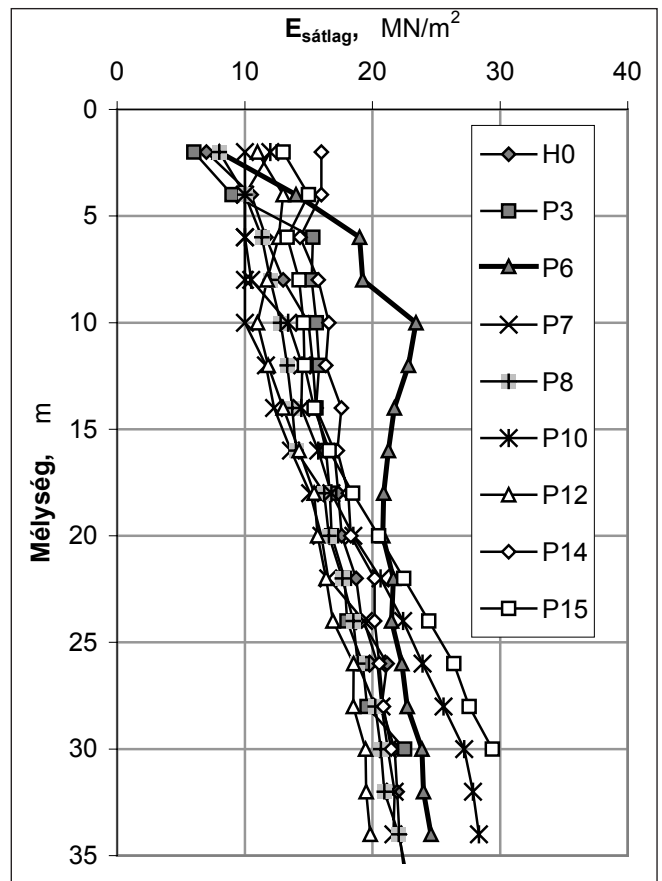


10. ábra: A terhek és a süllyedések változása a hossz-szelvény mentén

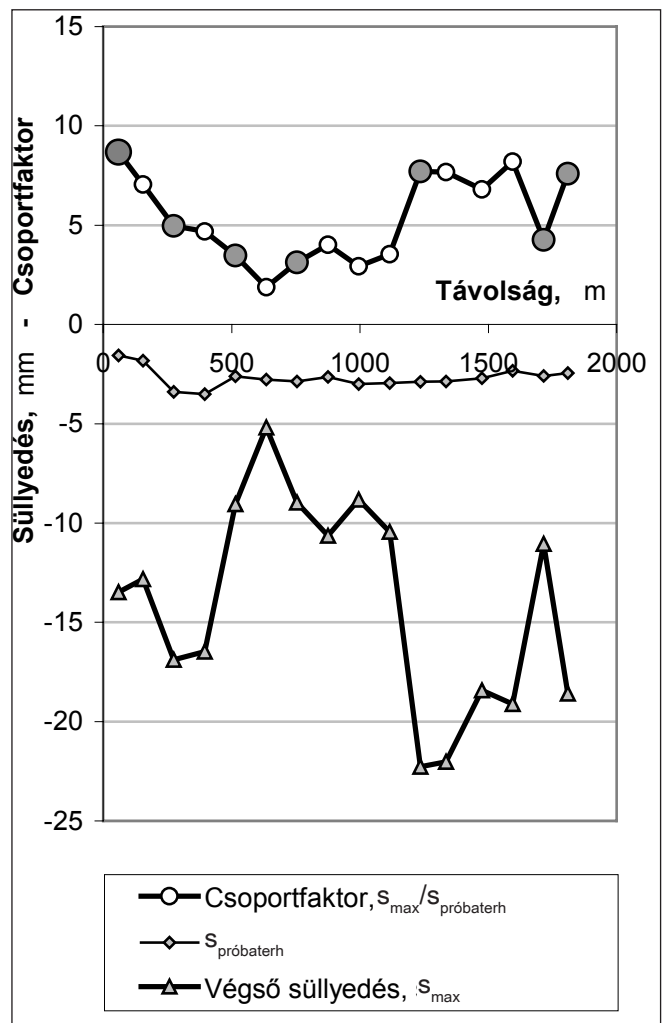
is igazolódott, hogy e rétegek nagy merevsége folytán a cölöpátlap süllyedései is mérsékeltek lesznek.

A feltárások azonban azt is kimutatták, hogy a rétegződés még két közeli fúrásban is jelentősen változhat, és ez a süllyedésekben is megmutatkozik.

A süllyedéseket a pillérek teljes terhének a függvényében a 10. ábra tünteti fel. A legnagyobb süllyedést (22,3 mm) a P11 j. pilléren, a legkisebbet (5,2 mm) a P6 j. pilléren mérték, a legnagyobb süllyedéskülönbség (~12 mm) a P10 és P11 j. pillérek között volt. Különösen feltűnő a P6 j. pillér viselkedése (v.ö. a 7. ábrával is). A közvetlenül a pillérek helyén végzett fúrások vizsgálata szerint e pillér helyén különösen merev, márgás rétegek vannak. Ez látszik a 11. ábrán is, ahol egy adott mélységhez tartozóan az E_s modulusnak az addig a mélységig átlagolt értékét tüntettük fel. (A fúrásokból 1 m-enként vettek zavartalan mintát és végeztek velük ödométeres vizsgálatot.) A P6 j. pillér grafikonja szembevetően eltér a többitől, az 5–20 m mélységek között (vagyis a cölöpök „aktív” köpeny-hosszának a legnagyobb részén) az altalaj relatíve a legmerevebb. Ez a tény magyarázhatja a P6 j. pillér kicsiny süllyedését.



11. ábra: A mélységgel átlagolt E_s modulus változása a mélységgel



12. ábra: A csoportfaktor és a cölöp rugóállandója az egyes pilléralapokon

3. táblázat: A csoportfaktor és a cölöp rugóállandójának a számítása

Pillér jele	Távolság m	Egyedi cölöp terhe tonna	Max. süllyedés mm	Próbaterhelés jele	$s_{\text{próbatérh}}$ mm	Csoportfaktor	Rugófaktor t/mm
P1	60	190,3	-13,5	P1	-1,6	8,68	14,1
P2	155	241,9	-12,8	P1	-1,8	7,05	18,9
P3	275	228,8	-16,9	P3	-3,4	4,96	13,6
P4	395	242,2	-16,5	P3	-3,5	4,68	14,7
P5	515	254,0	-9,1	P5	-2,6	3,47	28,1
P6	635	234,1	-5,2	P7	-2,8	1,87	45,1
P7	755	241,4	-9,0	P7	-2,9	3,13	26,9
P8	875	231,9	-10,6	P7	-2,6	4,02	21,8
P9	995	261,0	-8,8	P11/1	-3,0	2,93	29,6
P10	1115	257,1	-10,5	P11/1	-3,0	3,53	24,6
P11	1235	253,7	-22,3	P11/1	-2,9	7,71	11,4
P12	1335	249,6	-22,0	P11/1	-2,9	7,68	11,3
P13	1475	237,1	-18,4	P11/1	-2,7	6,80	12,9
P14	1595	233,4	-19,1	P15	-2,3	8,21	12,2
P15	1715	246,8	-11,1	P15	-2,6	4,25	22,3
P16	1810	189,3	-18,6	P16	-2,5	7,59	10,2

Az előzőekben tárgyaltak számos tanulsággal szolgáltak a cölöpalapok tervezését, különösen süllyedésük előrejelzését illetően:

- Amennyire a tervezési fázisok követelményei (így a vonal-variánsokhoz való alkalmazkodás) ezt lehetővé teszi, a feltáró talajfúrásokat a leendő pillérek helyén ajánlatos kijelölni,
- amennyiben előzetes talajfeltárás és talajvizsgálatok eredményeiből kívánunk a várható süllyedésekre következtetni, akkor a fúrásokból sűrűn vett zavartalan minták laboratóriumi kompressziós vizsgálatára van szükség, vagy – a ma egyre inkább terjedő megközelítést alkalmazva – a pillérek helyén végzett nyomószonda-vizsgálatok eredményeire lehet támaszkodni,
- a pillérek közelében végzett cölöp-próbaterhelések teher/süllyedés diagramjaiból – tapasztalati úton igazolt csoportfaktor értékek alkalmazásával – lehet legalább nagyságrendileg következtetni a süllyedések mértékére,
- a jelen cikkben tárgyaltak mellett szólnak, hogy a megfigyeléses módszerrel – az építés közben egy adott terhelési szakaszon végzett süllyedésméréssel, és az annak az eredményein alapuló extrapolálással – megbízhatóan lehet előre jelezni mind az építési szempontból kritikus szinteket (sarubeállítás), mind a végső süllyedéseket.

7. A CÖLÖPCSOPORT VISELKEDÉSÉNEK JELLEMZŐI

A mérések érdekes következtetésekre adtak lehetőséget: az ún. csoportfaktor, valamint az egyedi cölöp rugóállandójának a meghatározásához.

7.1 Csoportfaktor

Ismeretes, hogy egy cölöp csoporton belüli cölöp süllyedése általában különbözik az egyedi cölöp süllyedésétől. A kettő arányát fejezi ki a csoportfaktor. Értéke függ a cölöpöknek a csoporton belüli elrendezésétől (cölöpök száma, alakzata, cölöpök közti távolság), a cölöp hosszának és átmérőjének a viszonyától, a cölöp és a talajkörnyezet relatív merevségétől. Számos irodalmi forrás foglalkozik ezzel a kérdéssel (pl. Poulos, 1977),

rugalmasságtani vagy véges elemes megközelítést alkalmazva. Esetünkben mód nyílt arra, hogy a csoportfaktort közvetlenül mérési eredményekből vezessük le: kiszámítjuk a csoporton belül az egyedi cölöpre jutó teher értékét (P_c), és a cölöp csoport legnagyobb süllyedését (s_{max}) elosztjuk a cölöp-próbaterhelés diagramján ehhez a P_c cölöpteher értékhez tartozó süllyedéssel ($s_{\text{próbatérh}}$). A csoportfaktor értékei – mint a 3. táblázatból és a 12. ábrából látszik –, a 3 – 8 határok közt változnak. Ez a meglehetősen széles szórás részben a változó talajviszonyoknak tulajdonítható, részben annak, hogy valamely vizsgált pillér altalaja és a referenciaként használt cölöp-próbaterhelés altalaja közt is jelentős eltérés lehet. Megbízhatóbbnak azokat az értékeket tekinthetjük, melyeket egy cölöp és egy közelében végzett cölöp-próbaterhelés süllyedési eredményei alapján számítottunk (ezek a P1, P3, P5, P7, P11, P15 és P16 j. pillérek, adataik a 3. táblázatban vastag betűvel, a 12. ábrán kövérebb körökkel jelölve) Mint a 4.2 szakaszban jeleztük, a próbaterheléseket az osztott cölöpös eljárással végezték, így a kapott csoportfaktor értékek csak az ugyanilyen módon végzett próbaterhelések körében érvényesek. Mindenesetre az eredményül kapott csoportfaktor értékek tartománya jól illeszkedik a Poulos-féle táblázatban hasonló geometriai és talajviszonyokra megadott értékek nagyságrendjébe.

7.2 Rugóállandó

A cölöpalap számításában gyakran alkalmazzák az egyedi cölöp rugóállandóját (t/mm), ami a cölöp egységnyi süllyedésének előidézéséhez szükséges terhet jelenti. A mérések alapján ennek a meghatározására is mód nyílt. Az eredményeket ugyancsak a 3. táblázat tartalmazza. Az értékek 11 – 30 t/mm között változnak. (Kivétel a P6 jelű pillér, ahol – mint a geotechnikai vizsgálatok értékeléséből kitűnt –, a többi pillér alattiakhoz képest sokkal merevebb talajrétegek vannak.) A rugóállandó ismerete hasznos lehet az elvégzett statikai számítások újraértékeléséhez, illetve a jövőbeni tervezéshez.

8. KÖVETKEZTETÉSEK.

A köröshegyi völgyhíd különleges szerkezeti kialakítása a kedvezőtlen topográfiai- és altalaj viszonyok miatt sajátos alapozási megoldást tett szükségessé. Az alapok kielégítő te-

herbírása mellett azonos fontossággal merült fel az egyenlőtlen süllyedések okozta szerkezeti hatások mérséklése, valamint a szigorú használhatósági követelmények teljesítése. Ezt a komplex célt a tervezők egy nagytérű (\varnothing 120 cm) fűrt cölöpökből álló robosztus alaptömb létrehozásával érték el.

A süllyedéseknek a hagyományos módon – talajmechanikai laboratóriumi vizsgálatok alapján – való meghatározása nem tűnt eléggé megbízhatónak, és a cölöp-próbaterhelések adatainak a valóságra való konvertálása is bizonytalanak látszott. Ezért az Eurocode-7 által javasolt megfigyelési módszer alkalmazták. Ennek lényege az, hogy az egyedi pillérek süllyedéseit gyakori időközökben mérték mindaddig, míg a pillértest a tervezett magasságáig el nem készült, mintegy valós méretű próbaterhelésnek tekintve ezt a szakaszt. Az így nyert süllyedési adatsor teremtett alapot ahhoz, hogy a további szerkezeti terhek okozta valószínű süllyedést extrapolációval meghatározhatjuk. E célból egy modelltényezőt származtatunk a próbaterhelésekből nyert teher/süllyedés diagramokból, feltételezve, hogy a próbacölöp süllyedési viselkedése analóg a valódi cölöpével. Mind lineáris, mind nem-lineáris technikát alkalmaztunk. Ily módon sikerül megbízhatóan előre becsülni a várható végső süllyedések értékét és meghatározni a saruszint várható süllyedését a tervezett szinthez képest.

Ebben az építési fázisban minden pilléren beállították a sarukat a szükséges túlemeléssel a végleges helyzetükbe, hogy kompenzálják a későbbi süllyedéseket és egyéb másodlagos mozgásokat, melyek a hídszerkezet építése alatt és azt követően voltak várhatók. A süllyedésméréseket a szerkezet befejezéséig folytatták. Eközben adódtak a várttól eltérő részeredmények is. De végül, a teljes szerkezeti teher alatt a süllyedések „normális” jeleget öltöttek, lehetővé téve a konszolidált végső süllyedés megbecslését. Ezek a végső értékek kielégítően jól egyeznek az extrapolálással becsült értékekkel. Mindez a megfigyelési módszer megbízhatóságát tanúsítja. Mindenesetre minden mért érték belül esik a tervezők által megszabott túrési határokon, vagyis a használhatósági kritérium teljesült.

A süllyedésmérések elemzésének további eredményeként sikerült származtatni két érdekes, a jövőbeni tervezésben hasznosítható összefüggést is: a cölöp csoportra vonatkozó csoportfaktort (a csoporton belüli cölöp süllyedésének arányát az osztott cölöpös eljárással terhelt próbacölöp süllyedéséhez viszonyítva), valamint – ugyancsak a cölöp csoporton belül – az egyedi cölöpök rugóállandóit.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző hálás köszönetét fejezi ki a szakértői csoport tagjainak, akik elemző és konstruktív közreműködésükkel lehetővé tették a feladat biztonságon és józan mérnöki ítélőképéségen alapuló kezelését és a javasolt sarutülemelésekkel a megkövetelt használhatósági kritériumok teljesülését. A részt vevők: a kivitelező Hídépítő Zrt. részéről Wellner Péter, Berkó Dezső és Barta János, a tervező PontTerv Zrt. részéről Nagy András, geotechnikai konzulensként pedig Pozsár László (Geo-Terra Kft.) és dr. Horváth György (BME Geotechnikai Tanszék).

10. HIVATKOZÁSOK

Hídépítő Zrt.: „Építési napló. Kőröshegyi völgyhíd”, 2007
Hídépítő Zrt.: „Alépitmények mérési utasítás”, 2005
MSZ EN 1997-1, „Eurocode 7: Geotechnikai tervezés, 1. rész, Általános szabályok”, Magyar Szabványügyi Hivatal, 2006
Geo-Terra Kft.: „Kőröshegyi völgyhíd, Geotechnika”, 2004
ANKA Mérnöki Iroda: „Szakvélemények az M7 autópálya, Kőröshegyi völgyhíd hídfői és pillérei alapozásához készült terhe-

lőhid nélküli, osztott cölöpös próbaterhelésekről”, 2004 – 2005
Poulos, H.G.: „Estimation of pile group settlements.” *Ground Eng.*, 10, 40-50 (1977)

Lazányi István (1927), okleveles mérnök (1950), ny. egyetemi docens, a BME Geotechnikai Tanszékén a Földművek tárgy volt előadója. 1964-68: UNESCO szakértő, Uganda; 1979-84: nagy földgátak tervezése, Nigéria. Geotechnikai szakértői munkái a közlekedésépítés területén: M0, M1, M2, M3 autópályák földművei és műtárgyai, 61. út kaposvári elkerülő szakasz, MÁV Szajol-Mezőtúr vonal rekonstrukciója, MÁV szlovén-magyar vasúti kapcsolat (földmű, völgyhíd, alagút), Luxor-Asswan (Egyiptom) vasútvonal kétvágányosítása, kőröshegyi völgyhíd szerkezeti változatainak alapozása. Közreműködő számos szabvány, útügyi műszaki előírás kidolgozásában, az EN szabványok honosításában. A Magyar Mérnöki Kamara Geotechnikai Tagozatának tb. elnöke

KŐRÖSHEGY VIADUCT ON MOTORWAY M7 IN HUNGARY

6. Settlement measurements of the viaduct and conclusions derived

István Lazányi

Unique structural design coupled with variable topographic and ground conditions called for special foundation measures for the viaduct structure. In order to provide safe support and to avoid damage to the multi-span structure due to differential settlements robust foundation blocks made up of large-diameter bored piles were built. Conventional calculation methods of settlements based on laboratory soil investigations were deemed not to be accurate enough and any conversion of settlement data from pile loading tests also seemed to be uncertain. As a viable approach, an observational method suggested by Eurocode-7 was adopted. A meticulous measuring system was elaborated and settlements of the pier foundations were measured at frequent intervals until a high pier reached its designed top level. Completion of the pier was followed by a satisfactorily long pause in construction, allowing settlements to be consolidated. The set of data thus obtained provided a base on which further settlements due to increasing structural loads could be obtained by extrapolation. To this end, a model factor was established assuming analogy of the settlement pattern of the test pile with that of the real structure. Both linear and non-linear approximations were applied. Anticipated final settlements were calculated and the drops in bearing level relative to designed level were established. At that stage, the bearing for each pier was fixed in position with a necessary superelevation to make up for any subsequent settlement during and after the construction of the bridge structure. Settlement measurements were continued until completion of the structure, however, sometimes leading to ambiguous results. Due to rapid rate of loading settlements were first not allowed to consolidate accordingly. Such periods are marked by rather flat sections on the load/settlement graphs. Nonetheless, after completion of the whole structure settlements turned into a “normal” course allowing eventually a consolidated value to be determined. These final values appeared to be fairly consistent with the values obtained by extrapolation, and all measured values fell within the tolerances set by the structural designer. As an additional benefit, the settlement measurements made it possible to derive such characteristics of the pile group as the group factor and the spring factor for individual piles.

BETONOK FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ-ÁLLÓSÁGÁNAK VIZSGÁLATA ÉS KÖVETELMÉNYEK – 1. ÉRTELMEZÉS



Dr. Balázs L. György – Dr. Kausay Tibor

A kültéri beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek tönkremenetelében jelentős szerepe van a fagy és olvasztósó hatásának. A fagy- és olvasztósó-állóságra történő betontervezés szempontjai az európai szabványok bevezetésével a korábbiakhoz képest módosultak. Ezért érdemes áttekinteni a beton fagy- és olvasztósó-állóságának feltételeit, az új, MSZ EN 206-1:2002, ill. az MSZ 4798-1:2004 beton szabványokban megfogalmazott követelményeket, és összehasonlítani a visszavont MSZ 4715-3:1972 szabvány, valamint az MSZ CEN/TS 12390-9:2007, az MSZ EN 12371:2002 és az MSZ EN 1338:2003 szabványok, valamint a CEN/TR 15177:2006 műszaki jelentés szerinti fagy- és olvasztósó-állóság vizsgálatok jellemzőit.

Kulcsszavak: beton, környezeti osztály, fagyállóság, olvasztósó-állóság, vizsgálat

1. BEVEZETÉS

A beton fagyállóságának kérdése régóta foglalkoztatja a kutatókat. Például Graf 1950-ben arról számolt be, hogy Walz 1937-ben különböző adalékanyag-keverékek fagyállóságát vizsgálta 50 ciklussal, majd a fagyasztás után a szemhalmazokat forgódobba helyezte és meghatározta aprózódásukat. Walz az aprózódási vizsgálatot a fagyasztásnak ki nem tett szemhalmazokon is elvégezte. Az aprózódási vizsgálat után meghatározta mind az etalon, mind a fagyasztott szemhalmazok finomsági modulusát, és az adalékanyag-keverék fagyállóságára az etalon és a fagyasztott szemhalmazok aprózódás vizsgálat utáni finomsági modulusának összevetéséből következtetett. Ma az ilyen jellegű kísérletet az „adalékanyag alaptulajdonságának (aprózódás) változása időállósági modell-folyamat (fagyasztás) hatására” kifejezéssel írják le (MSZ 18289-1:1978). Hummel könyvének 12. kiadásában (1959) azt fejtegeti, hogy a szabványos fagyállóság vizsgálati módszer nem minden esetben ad a beton fagyállóságáról hű képet. Abban az időben Németországban a vízzel telített beton fagyállóságát 25-szöri, -15°C hőmérsékleten történő fagyasztással és $+15^{\circ}\text{C}$ hőmérsékletre történő olvasztással vizsgálták (DIN 52104). A Német Vasbeton Bizottság (57. Heft des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton) fagyállónak tekintett minden, legalább 15 N/mm^2 kockaszilárdságú betont. Palotás 1952-ben ugyanezt a német ajánlásra hivatkozott, és ismertette az MNOSZ 934:1949, ill. MNOSZ 934:1951 szerinti fagyállóság vizsgálatot, amelyet 200 mm élhosszúságú próbakockák 25-szöri fagyasztásával végeztek. A fagyasztás időtartama -20°C hőmérsékleten, $0,5\text{ m}^3$ úrtartalmú légtérben legalább hat óra, a felengedés időtartama $(+15) - (+20)^{\circ}\text{C}$ hőmérsékletű vízben szintén hat óra volt. Meghatározták a tömegvesztéséget $0,1$ tömeg% pontossággal, és lehetővé tették a fagyasztott („modell-folyamat”) próbakockák nyomószilárdságának az összehasonlítását az azonos korú (a fagyasztási időt is beleértve) próbakockák nyomószilárdságával („alaptulajdonság”).

Az utóbbi mintegy fél évszázad alatt a beton fagyállóságának megítélésében sok változás történt. Bevezették az utak téli jégolvasztó-sózását, megjelentek és elterjedtek a légbuborékképző adalékszerek, fejlődött a tudomány és a műszerezettség, külön hangsúlyt kapott a tartósság és a

védekezés a káros környezeti hatások ellen, korszerűsödtek a vizsgálati eszközök és módszerek (pl. roncsolásmentes vizsgálati módszereket dolgoztak ki a fagyási folyamat követésére), legutóbb pedig a nemzeti szabványokat az európai szabványok váltották fel. Mindez időszzerűvé teszi a kérdéskör áttekintését.

2. BETON FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ-ÁLLÓSÁGÁNAK MEGÍTÉLÉSE AZ IRODALOMBAN

A beton, ill. a cementkő pórusai a környezet nedvességétől függően több-kevesebb vizet tartalmaznak. A pórusokban, kapillárisokban elhelyezkedő víz a felületi feszültség következtében nyomás alatt áll. A pórusméret csökkenésével a nyomás növekszik, a nyomás növekedésével a pórusvíz fagyáspontja (olvadáspontja) csökken (1. táblázat).

„A víz megfagyáskor szilárd állapotba (jéggé) alakul át, miközben térfogata mintegy 9%-kal nő. A térfogat-növekedés hatására a még meg nem fagyott víz hidraulikus nyomás alá kerül, és megindul a víz áramlása az üres pórusokba, telítetlen üregekbe, lényegében a gélpórusok felől a kapilláris pórusok felé (diffúzió), ahol a jégtartalmat és annak nyomását tovább növeli. Ha a hidraulikus nyomás – akár külső (felmelegedés), akár belső okból (légbuborékok hatása) – nem csökken, akkor a cementkőben olyan nagy nyomás alakulhat ki (-10°C hőmérsékleten kb. 100 N/mm^2 , -23°C hőmérsékleten kb. 200 N/mm^2), amely a betont megrepeszti” (Balázs, 1997).

„A fagykár csak akkor kerülhető el, ha elegendő mennyiségű, vízzel ki nem töltött pórus van a betonban. A károsodást okozó víztartalom határértékét *kritikus telítettségnek* nevezzük. Ez a beton korától (hidratáció foka, pórusstruktúra), a pórusméret-eloszlástól (beleértve a mesterségesen képzett légbuborékokat is), a környezeti feltételektől (vízelpárolgás mértéke és sebessége), a lehülés sebességétől, a fagyási-olvadási ciklusok gyakoriságától, a ciklusok közötti száradás mértékétől, a pótlólagos duzzadási terek kialakulásától stb. függ.

A cementkőváz gélpórusainak széles tartománya miatt a bennük lévő pórusvíznek csak kb. egyharmada fagy meg -30°C

hőmérsékleten, kétharmada -60°C hőmérsékleten. A gélpórusok falát bevonó vékony vízfilm-réteg azután is megmarad, ha a pórusvíz teljesen jéggé fagyott” (Ujhelyi, 2005).

Setzer (1990, 2000, 2002) termodinamikai modelljében a vízdifúziós hatást „mikro-jéglencse pumpálás”-nak nevezi. Minden lehülés alkalmával az összehúzódó gélpórusokból („fagyási zsugorodás”) a megnövekedett nyomás hatására víz (a cementkő gélpórusaiban -60°C hőmérsékletig található meg nem fagyott víz) „pumpálódik a kapilláris pórusokba”, és az ott lévő jeget („jéglencsét”) növelve megfagy. Minden felmelegedés során a gélpórusrendszer tágul, visszaáll az eredetihez közeli nyomásállapot, a gélpórusokban a nyomás csökken, aminek hatására azok vizet vesznek fel azokból a kapillárisokból, amelyekben még van meg nem fagyott víz. Így alakul ki az ismétlődő, erős „fagy pumpálás” mindaddig, amíg a kapilláris pórusokban a *kritikus víztelítettség* létre nem jön. Ez magyarázza a kapilláris pórusok szerepét a fagyás–olvadás folyamatában, és indokolja a kapilláris pórusok mennyisége korlátozásának szükségességét a beton fagyállósága érdekében. Setzer a termodinamikai modellt megalapozó, gyakorlati tapasztalatokkal egyező kísérleti eredményeket a CDF/CIF (Capillary suction of Deicing solution and Freeze thaw test / Capillary suction, Internal damage and Freeze thaw test) vizsgálati módszerekkel kapta.

„A téli sózás hatása hasonlít a fagyás hatásához. A hó és jég felolvasztásához hőenergiára van szükség, ezért a betonfelület közelében a kiszórt só hirtelen hőmérsékletcsökkenést okoz. A jelenséget hőlökésnek, a betont érő hatást *hősokknak* nevezzük. A hőlökés miatt a betonban feszültségek keletkeznek, és bekövetkezhet a betonfelület hámlása (fagyhámlás)” (Balázs, 1997).

„A betonban a sóoldat-koncentráció nem egyenletes. A legfelső, porózus (cementdúsabb) rétegekből a megelőző sózásokból visszamaradó só az eső kimossa; e vízzel telített réteg fagyáspontja kb. 0°C . Alatta sódús réteg következik, amelynek fagyáspontja sokkal kisebb. Ez alatt újból kisebb sótartalmú réteg következik, amelynek fagyáspontja ismét nagyobb. Sózáskor, hirtelen hőfokeséskor a beton legfelső és harmadik rétegének vize megfagy, a közbensőé nem. Ha a levegő tovább hűl, a sókoncentrációra és pórusméretre jellemző hőmérsékleten megfagy a közbenső réteg is, és ennek a rétegnek jég vagy kapilláris nyomása, amely együtt is felléphet, lerepeszti a fölötte lévő (réteges felfagyás)” (Balázs, 1997).

„A beton felületi hámlását (nem csak fagy, hanem általában hőmérsékleti ingadozások hatására) az a körülmény is elősegíti, hogy a beton felszínén mindig egy cementdúsabb habarcsréteg keletkezik, amelynek nagyobb a hőtágulási együtthatója, mint a beton belsejében” (Balázs, 1997).

„A hőmérsékletcsökkenés függ a

1. ábra: A betonozás és a téli fagyok beköszönte közötti rövid idő folytán szétfagyott monolit kitöltőbeton (Bali Viktor fényképe)



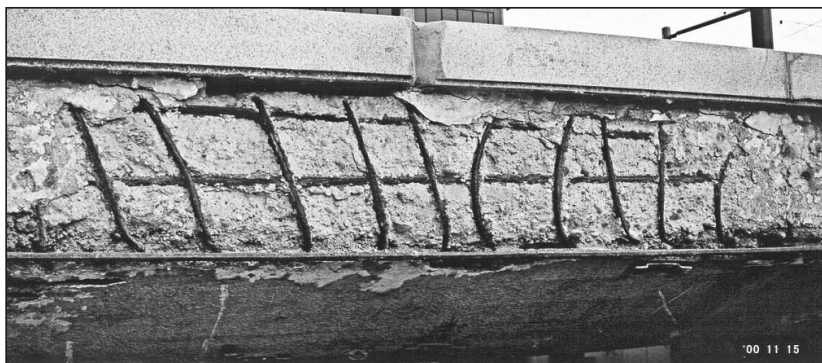
2. ábra: Kis forgalmi terhelésű útburkolat fagykárosodott felülete (Kausay Tibor fényképe)



3. ábra: Hídszegélyek réteges felfagyása (Magyar Közút Kht. Győri Minőségvizsgálati Laboratóriumának fényképei)



4. ábra: Aluljáró földem fagykárosodott homlokfelülete (Kausay Tibor fényképe)



1. táblázat: A pórusvíz fagyáspontja a pórusméret függvényében (Balázs, 1997 és Zement Taschenbuch, 2002 alapján szerkesztve)

Pórus	Pórusméret mértékegységek szerint					Pórusvíz fagyáspontja* kb. °C	
	m	mm	µm	nm	Å		
	méter	milliméter	mikrométer	nanométer	ångström		
	1 m	10 ⁻³ m	10 ⁻⁶ m	10 ⁻⁹ m	10 ⁻¹⁰ m		
Durva pórus	> 10 ⁻³	> 1	> 10 ³	> 10 ⁶	> 10 ⁷		
Légpórus	10 ⁻⁴ – 10 ⁻³	10 ⁻¹ – 1	10 ² – 10 ³	10 ⁵ – 10 ⁶	10 ⁶ – 10 ⁷	0 – (-3)	
Kapilláris pórus	makro	3·10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁴	3·10 ⁻² – 10 ⁻¹	3·10 – 10 ²	3·10 ⁴ – 10 ⁵	3·10 ⁵ – 10 ⁶	0 – (-3)
	mezo	10 ⁻⁶ – 3·10 ⁻⁵	10 ⁻³ – 3·10 ⁻²	1,0 – 3·10	10 ³ – 3·10 ⁴	10 ⁴ – 3·10 ⁵	(-3) – (-15)
	mikro	10 ⁻⁷ – 10 ⁻⁶	10 ⁻⁴ – 10 ⁻³	0,1 – 1,0	10 ² – 10 ³	10 ³ – 10 ⁴	(-15) – (-20)
Gélpórus	makro	3·10 ⁻⁸ – 10 ⁻⁷	3·10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁴	3·10 ⁻² – 0,1	3·10 – 10 ²	3·10 ² – 10 ³	(-20) – (-40)
	mezo	10 ⁻⁹ – 3·10 ⁻⁸	10 ⁻⁶ – 3·10 ⁻⁵	10 ⁻³ – 3·10 ⁻²	1 – 3·10	10 – 3·10 ²	(-40) – (-90)
	mikro	< 10 ⁻⁹	< 10 ⁻⁶	< 10 ⁻³	< 1	< 10	(-90) – (-160)
Összes légbuborék (adalékszerrel képzett) mérete. (Mennyiségének jele: A ₇₅₀ , német nyelvterületen: L750)							
	< 7,5·10 ⁻⁴	< 0,75	< 7,5·10 ²	< 7,5·10 ⁵	< 7,5·10 ⁶		
Hatékony légbuborék (adalékszerrel képzett) mérete. (Mennyiségének jele: A ₃₀₀ , német nyelvterületen: L300)							
	< 3·10 ⁻⁴	< 0,30	< 3·10 ²	< 3·10 ⁵	< 3·10 ⁶		
* A pórusok hidrotechnikai viselkedése: Durva pórus: Nincs benne számottevő víz Légpórus és makro kapilláris pórus: Percek alatt felszívja a vizet Mezo kapilláris pórus: Hetek alatt felszívja a vizet Mikro kapilláris pórus: Kapilláris vízfelszívással nem telik meg teljesen vízzel Makro és mezo gélpórus: Kondenzációval 50-98% közötti relatív páratartalom esetén megtelik vízzel Mikro gélpórus: Szorpcióval 50% alatti relatív páratartalom esetén megtelik vízzel Légbuborék: Kritikus víztelítettség mellett sem telik meg vízzel							

jég vastagságától, minőségétől, a só fajtájától és koncentrációjától. A hőmérsékletcsökkenés nő a jégvastagsággal. Állandó jégvastagság esetén közel arányosan nő a sókoncentrációval. Legnagyobb lehülés az eutektikus sókoncentráció kialakulásakor keletkezik. *Eutektikusnak* azt a sókoncentrációt nevezzük, amelyben a négy komponens – az oldat, a jég, a só és a vízgőz – egyensúlyban van. Leggyakrabban használt jégolvasztó só a konyhasó (nátrium-klorid). Eutektikus hőmérséklete -21,3°C, a kalcium-kloridé -55°C. A gyakorlati olvasztási határ-hőmérséklet konyhasóra -17°C, kalcium-kloridra -45°C. Ha ennél nagyobb a hideg, nincs olvasztó hatásuk, továbbá minél közelebb van a jég hőmérséklete ehhez a hőmérséklethez, annál kisebb a hatása. A konyhasó tehát legfeljebb -15°C -ig használható. Az olvasztószer minőségétől és az olvasztandó anyagtól függ az az időtartam, amely a felsőzástól a legnagyobb hőmérsékletcsökkenésig szükséges. Ez az idő a szokásos olvasztósókra jég olvasztásakor 80-120 másodperc, műszaki karbamid használata során jég olvasztásakor mintegy 15 másodperc” (Balázs, 1997).

„Az 1 mm vastag, -5°C hőmérsékletű jégre szórt nátrium-klorid révén (ha mennyisége az eutektikus oldatnak megfelelő) 20 másodperccel a felszórás után egy 20 cm vastag betonlemez felső néhány mm-es kérgében 2 N/mm² körüli húzófeszültség keletkezik. A 2 mm vastag, -2°C hőmérsékletű jég eutektikus oldatot jelentő mennyiségű nátrium-kloriddal való olvasztásakor majdnem 4 N/mm² a beton húzófeszültsége” (Balázs, 1997).

Az 1-4. ábrán fagykárosodott betonok fényképeit mutatjuk be.

3. A FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ-ÁLLÓ BETONOK KÖRNYEZETI OSZTÁLYAI

3.1 A környezeti osztályok fogalma

A fagyállóság a tartós és nagy teljesítőképességű betonok egyik lényeges ismérve. A beton a használati élettartam alatt akkor lesz *tartós*, ha a környezeti hatásokat károsodás nélkül viseli. Így a beton, vasbeton, feszített vasbeton szerkezetek építéséhez használt betonkeverékeknek rendeltetésük szerint illeszkedniük kell a környezeti hatásokat leíró környezeti osztályokhoz. A betonkeverékek rendeltetésük szerint általában akkor illeszkednek a környezeti hatásokat leíró környezeti osztályokhoz, ha összetételük megfelel az x_{max} megengedett legnagyobb víz-cement tényező, a c_{min} megkövetelt cementtartalom, a $Cf_{ck,cyl}/f_{ck,cube,min}$ (például legalább C30/37) megkövetelt beton nyomószilárdsági osztály, és a $\rho_{beton,friss,min}$ megkövetelt legkisebb, friss állapotban mért beton testsűrűséget meghatározó $V_{L,max}$ megengedett legnagyobb levegőtartalom határértékének. A fagy- és olvasztósó-álló betonok környezeti osztályoknak megfelelő követelményei a 2. táblázatban találhatóak.

Az MSZ 4798-1:2004 szabvány szerint az XF1 környezeti osztályú, fagy hatásának kitett, függőleges felületű betonok, vasbeton és feszített vasbeton elemek és szerkezetek betonját szabad légbuborékképző adalékszer nélkül készíteni. A fagy és olvasztósó hatásának kitett, XF2 és XF4 környezeti osztályú, és a csak fagyhatásnak kitett XF3 környezeti osztályú betonokra az MSZ 4798-1:2004 szabvány F1. táblázata – az útpálya betonokra elfogadott előírásokból kiindulva – kimondja, hogy Magyarországon az ilyen környezeti osztályú betonokat légbuborékképző adalékszer nélkül készíteni nem szabad. Az MSZ EN 206-1:2002 szabvány ebben a kérdésben nem ilyen

2. táblázat: A fagy- és olvasztósó-álló betonok környezeti osztályoknak megfelelő követelményei

Alkalmazási terület	Környezeti osztály jele	Beton nyomószilárdsági osztálya, legalább	Beton cement-tartalma, legalább, kg/m ³	Beton víz-cement tényezője, legfeljebb	Összes levegőtartalom a friss betonban, térfogat%
Függőleges felületű beton és vasbeton szerkezetek					
Függőleges felületű, mérsékelt víztelítettségű, esőnek és fagynak kitett, olvasztó sózás nélküli fagyálló beton	XF1	C30/37	300	0,55	≤ 1,5
	Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton.				
Függőleges felületű, mérsékelt víztelítettségű, fagynak és jégolvasztó sók permetének kitett fagyálló beton	XF2	C25/30	300	0,55	4,0 – 8,0
	Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton. Az összes levegőtartalom megengedett legnagyobb értéke a friss betonban = a fagy- és olvasztósó-álló betonra előírt legkisebb érték (4,0 térfogat%) + max. 4,0 térfogat%.				
	XF2(BV-MI)	C35/45	320	0,50	≤ 1,0
Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton. Alkalmazása út- és repülőterei burkolatok, híd pályalemezek esetén tilos!					
Vízszintes felületű beton és vasbeton szerkezetek					
Vízszintes felületű, nagy víztelítettségű, esőnek és fagynak kitett, olvasztó sózás nélküli fagyálló beton	XF3	C30/37	320	0,50	4,0 – 8,0
	Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton. Az összes levegőtartalom megengedett legnagyobb értéke a friss betonban = a fagy- és olvasztósó-álló betonra előírt legkisebb érték (4,0 térfogat%) + max. 4,0 térfogat%.				
	XF3(BV-MI)	C35/45	320	0,50	≤ 1,0
Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton. Alkalmazása út- és repülőterei burkolatok, híd pályalemezek esetén tilos!					
Vízszintes felületű, nagy víztelítettségű, fagynak és jégolvasztó sóknak közvetlenül kitett, fagyálló beton (út- és repülőterei burkolatok, híd pályalemezek)	XF4	C30/37	340	0,45	4,0 – 8,0
	Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton. Az összes levegőtartalom megengedett legnagyobb értéke a friss betonban = a fagy- és olvasztósó-álló betonra előírt legkisebb érték (4,0 térfogat%) + max. 4,0 térfogat%.				
1. Megjegyzés: A friss beton levegőtartalma feszített vasbeton esetén a táblázatban foglalt értékeknél 0,5 térfogat%-kal legyen kisebb. Ha a beton újrahasznosított adalékanyaggal készül, akkor a levegőtartalom a táblázatban szereplő értékeknél 0,5 térfogat%-kal nagyobb lehet.					
2. Megjegyzés: Az osztrák ÖNORM B 4710-1:2007 szabvány 5.4.3. és 5.5.5. szakaszában, valamint NAD 10. táblázatában előírják a légbuborékos fagy- és olvasztósó-álló betonok összes levegőtartalmát a friss cementpépben és a friss betonban, ill. péptelített betont feltételezve az adalékanyag legnagyobb szemmagyságára (zárójelben az MSZ 4798-1:2004 szabványnak megfelelő D _{max} érték) vetítve a friss betonban, valamint a megszilárdult fagy- és olvasztósó-álló betonok hatékony légbuboréktartalmát és távolsági tényezőjét a következőképpen:					
Környezeti osztály			XF2 és XF3	XF4	
Összes levegőtartalom a <i>friss cementpépben</i> , legalább, térfogat%			9,0	13,0	
Összes levegőtartalom a <i>friss betonban</i> , legalább, térfogat%			2,5	4,0	
Összes levegőtartalom a <i>friss betonban</i> , legfeljebb, térfogat%			2,5 + 4,0 = 6,5 *	4,0 + 4,0 = 8,0	
Legnagyobb szemmagyság, mm			Összes levegőtartalom a <i>friss betonban</i> , térfogat%		
4			4,0 – 6,0	7,0 – 11,0	
8 és 11 (12)			4,0 – 6,0	6,0 – 10,0	
16			3,0 – 5,0	4,5 – 8,5	
22 (24) és 32			2,5 – 5,0	4,0 – 8,0	
63			2,0 – 4,0	3,0 – 7,0	
* Az ÖNORM B 4710-1:2007 szabvány 5.4.3. szakasza és NAD 10. táblázata szerint az XF2 és XF3 környezeti osztályban az összes levegőtartalom megengedett legnagyobb értéke 5,0 térfogat%, hacsak a kezdeti vizsgálat során meg nem győződtek arról, hogy a betonra vonatkozó valamennyi követelmény nagyobb levegőtartalom esetén is betartható.					
0,3 mm-nél kisebb névleges átmérőjű (hatékony) légbuborékok mennyisége a <i>szilárd betonban</i> (jele: L300), térfogat%			1,0 – 3,0 **	1,8 – 5,0	
Távolsági tényező a <i>szilárd betonban</i> (jele: AF), legfeljebb, mm			–	0,18	
** Az ÖNORM B 4710-1:2007 szabvány 5.5.5. szakasza szerint az XF2 és XF3 környezeti osztályban a hatékony légbuborékok mennyisége akkor lehet 3,0 térfogat%-nál több, ha az 5,0 térfogat% feletti összes levegőtartalom ártalmatlanságát igazolták.					

3. táblázat: Fagyálló, ill. fagy- és olvastósó-álló betonok környezeti osztályainak főbb jellemzői

Környezeti osztály	Olvastósó hatás éri a betont	A beton felülete	Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton
XF1	Nem	Függőleges	Nem
XF2	Igen	Függőleges	Igen
XF3	Nem	Vízszintes	Igen
XF4	Igen	Vízszintes	Igen
XF2(BV-MI)	Igen	Függőleges	Nem
XF3(BV-MI)	Nem	Vízszintes	Nem

szigorú, ugyanis a szabvány F1. táblázata szerint, ha az XF2, XF3, XF4 környezeti osztályú „betonban nincs mesterséges légbuborék, akkor a beton teljesítőképességét megfelelő módszerrel meg kell vizsgálni olyan betonnal összehasonlítva (tudniillik a „vizsgált” betonnal és az azzal együtt fagyasztott, jellegzetesen fagyállóknak ismert „referencia” betonnal mért tulajdonságokat összehasonlítva), amelyre az adott környezeti osztály esetén a fagyás/olvadás állóságot bebizonyították”. Magyarországon is tapasztalat, hogy fagy- és olvastósó-álló (nem útpálya) betont kellő összetétellel és tömörítéssel az XF2 és XF3 környezeti osztályokban légbuborékképző adalékszer alkalmazása nélkül is lehet készíteni, sőt vasbeton és feszített vasbeton tartószerkezetek készítése során a légbuborékképző adalékszer használata akár kedvezőtlen is lehet (nő a beton porozitása, csökken a nyomószilárdsága és testsűrűsége).

Ezért *mindazon esetekben, amikor valamely – nem út- és repülőterei pálya – betonra vagy termékre vonatkozó szabvány, műszaki előírás, irányelv vagy utasítás a fagy- és olvastósó-álló beton készítéséhez a légbuborékképző adalékszer alkalmazását kötelezően nem írja elő* (például az MSZ EN 206-1:2002), akkor szabad fagy- és olvastósó-álló betont légbuborékképző adalékszer alkalmazása nélkül is készíteni. Ezt megengedi például a DIN 1045-2:2001 szabvány (az EN 206-1:2000 szabvány német nemzeti alkalmazási dokumentuma) is, amely a fagy- és olvastósó-álló beton egyik változatoként a légbuborékképző adalékszer nélkül készülő betonra külön XF2 és XF3 környezeti osztályt is megad. Ezeket a környezeti osztályokat XF2(BV-MI) és XF3(BV-MI) jelekkel szerkezeti (nem útpályaszerkezeti) betonok esetén Magyarországon is alkalmazhatjuk (BV-MI 01:2005 beton- és vasbetonépítési műszaki irányelv, lásd a hivatkozások jegyzékét).

A 2. táblázatban a fagy és olvastósó hatásának kitett betonok e felfogás szerint bővített környezeti osztályai szerepelnek. A fagy és olvastósó hatásának ellenálló betonok környezeti osztályainak főbb jellemzőit a 3. táblázatban tekintjük át.

Az építési célnak – beleértve a tartósságot is – csak a kellően bedolgozott, megkövetelt tömörségű, zárványmentes beton felel meg, ezért a bedolgozott friss beton levegőtartalmát korlátozni kell. Magyarországon a közönséges friss beton bennmaradt levegőtartalmának (a levegőzárványoknak) tervezési értéke általában legfeljebb 2,0 térfogat%. A légbuborékképző adalékszer nélkül készülő friss beton levegőtartalma függőleges felületű fagyálló beton esetén ne legyen több, mint 1,5 térfogat% (XF1), vízszintes felületű fagyálló beton [XF3(BV-MI)] esetén és függőleges felületű fagy- és olvastósó-álló beton esetén [XF2(BV-MI)] pedig mint 1,0 térfogat%.

A légbuborékképző adalékszerrel készített fagyálló, ill. fagy- és olvastósó-álló beton (XF2, XF3, XF4 környezeti osztály) esetén az összes levegőtartalom megengedett legnagyobb értéke a fagy- és olvastósó-álló betonra előírt legkisebb érték (4 térfogat%) + max. 4,0 térfogat%, de ne haladja meg az adalékanyag legnagyobb szemnagysága függvényében

megadott osztrák határértéket (2. táblázat), mert 1,0 térfogat% légpórustartalom növekedés 4-5% beton nyomószilárdság csökkenést okoz.

A bedolgozott friss beton levegőtartalmát vagy az MSZ EN 12350-7:2000 szabvány szerint nyomásmódszerek valamelyikével lehet megmérni, vagy – ha ismerik, mint kellene, akkor – a bedolgozott friss beton tényleges és tervezett testsűrűségének hányadosából, valamint az összetevők tervezett tömegéből – feltételezve, hogy a bemérttel azonos – és sűrűségéből, ill. testsűrűségéből lehet számítani.

Az 1 m³ térfogatú bedolgozott friss beton tényleges levegőtartalma a friss beton tényleges és tervezett testsűrűsége, a beton tervezett cementtartalma, tervezett víz-cement tényezője, tervezett adalékanyag-tartalma, valamint a cement anyagsűrűsége és az adalékanyag testsűrűsége alapján – feltételezve, hogy a beton keverési aránya a tervezettnel megfelel – a következőképpen számítható ki:

$$V_{\ell, test} = 1000 - \frac{\rho_{friss\ beton, test}}{\rho_{friss\ beton}} \cdot \left(\frac{1000 M_c}{\rho_c} + x \cdot M_c + \frac{1000 M_a}{\rho_a} \right) \quad [liter]$$

ahol:

- $V_{\ell, test}$ = a friss beton tényleges levegőtartalma, liter
- $\rho_{friss\ beton, test}$ = a friss beton tényleges testsűrűsége, kg/m³
- $\rho_{friss\ beton}$ = a friss beton tervezett testsűrűsége, kg/m³
- M_c = a beton tervezett cementtartalma, kg/m³
- x = a beton tervezett víz-cement tényezője
- M_v = $x \cdot M_c$ = a keverővíz tervezett tömege, kg/m³
- M_a = a beton tervezett adalékanyag-tartalma, kg/m³
- ρ_c = a cement anyagsűrűsége, kg/m³
- ρ_a = az adalékanyag keverék szemeinek súlyozott testsűrűsége kiszáritott állapotban, kg/m³:

$$\rho_a = \frac{1}{\left(\frac{\alpha}{\rho_\alpha} + \frac{\beta}{\rho_\beta} + \frac{\gamma}{\rho_\gamma} + \dots \right)} \quad [kg / m^3]$$

ahol:

- $\alpha, \beta, \gamma \dots$ = az adalékanyag keveréket alkotó frakciók tömegaránya, 0 és 1 közé eső nevezetlen szám
- $\rho_\alpha, \rho_\beta, \rho_\gamma \dots$ = az adalékanyag keveréket alkotó frakciók szemeinek átlagos testsűrűsége kiszáritott állapotban, kg/m³

A ρ_a súlyozott testsűrűséget kell használni az adalékanyag keverékre akkor is, ha annak természetes adalékanyag frakciói különböző kőzetfajtájúak (például homok, kavics, mészkő, andezit vagy bazalt zútottkő stb.).

Például az XF3 környezeti osztályú, $M_c = 320$ kg/m³ tervezett cementtartalmú, $x = 0,5$ tervezett víz-cement tényezőjű, $M_a = 1810$ kg/m³ tervezett adalékanyag-tartalma, 5,1 térfogat% tervezett összes levegőtartalma, bedolgozott

állapotban $\rho_{\text{friss beton}} = 2290 \text{ kg/m}^3$ tervezett és $\rho_{\text{friss beton, test}} = 2278 \text{ kg/m}^3$ tényleges testsűrűségű, légbuborékos friss beton tényleges levegőtartalma ($V_{\ell, \text{test}} \%$), ha a cement anyagsűrűsége $\rho_c = 3100 \text{ kg/m}^3$, és az adalékanyag keverék testsűrűsége $\rho_a = 2640 \text{ kg/m}^3$:

$$V_{\ell, \text{test}} = 1000 - \frac{2278}{2290} \cdot \left(\frac{1000 \cdot 320}{3100} + 0,5 \cdot 320 + \frac{1000 \cdot 1810}{2640} \right) = 1000 - 0,995 \cdot (103,23 + 160 + 685,61) = 56,1 \text{ [liter]}$$

$$V_{\ell, \text{test}} \% = 100 \frac{V_{\ell, \text{test}}}{1000} = 5,61 \text{ [térfogat \%]}$$

ahol:

a cement által elfoglalt tervezett térfogat:

$$V_c = 320/3,1 = 103,23 \text{ liter,}$$

a víz által elfoglalt tervezett térfogat: $V_v = 160 \text{ liter,}$

az adalékanyag által elfoglalt tervezett térfogat:

$$V_a = 1810/2,64 = 685,61 \text{ liter,}$$

a betonösszetevők által elfoglalt tervezett térfogat:

$$V_c + V_v + V_a = 948,84 \text{ liter,}$$

a tervezett levegőtartalom: $V_{\ell} = 51 \text{ liter,}$ azaz 5,1 térfogat%,

a betonösszetevők által ténylegesen elfoglalt térfogat:

$$0,995 \cdot (V_c + V_v + V_a) = 943,87 \text{ liter,}$$

a tényleges levegőtartalom: $V_{\ell, \text{test}} = 1000 - 943,9 = 56,1 \text{ liter,}$

$$\text{azaz } V_{\ell, \text{test}} \% = 5,6 \text{ térfogat\%,}$$

az összes térfogat:

$$V_c + V_v + V_a + V_{\ell} = (\rho_{\text{friss beton, test}} / \rho_{\text{friss beton}}) \cdot (V_c + V_v + V_a) + V_{\ell, \text{test}} = 1000 \text{ liter,}$$

a tényleges cementtartalom:

$$(\rho_{\text{friss beton, test}} / \rho_{\text{friss beton}}) \cdot V_c = 0,995 \cdot 320 = 318,4 \text{ kg/m}^3.$$

A levegőtartalomra vonatkozó követelmény teljesítésének érdekében a beton nyomószilárdságának ellenőrzésére készített *bedolgozott friss beton próbatestek átlagos testsűrűségének* (ha egy próbatest egy mintát alkot), ill. a több próbatest alkotta minták átlagos testsűrűségeinek átlagaként meghatározott testsűrűségnek a bennmaradt levegőtartalom (levegőzárványok) miatt *nem szabad kisebbnek lennie, mint a friss beton tervezett testsűrűsége*. E feltétel teljesülése mellett közönséges beton esetén *a bedolgozott friss beton próbatestek egyedi testsűrűségének* a tervezett testsűrűségnél legfeljebb 30 kg/m^3 -rel szabad kisebbnek lennie. *Minden 1 % testsűrűség hiány 10 liter/m³ többletlevégőt, azaz a tervezetthez képest +1 térfogat% levegőtartalmat jelent, amely 4-5% nyomószilárdság csökkenést okoz,* ezért a megfelelő betonösszetétel, konzisztencia és tömörítési módszer a betonkészítés alapvető követelménye (MSZ 4798-1:2004). A nyomószilárdság vizsgálati, egy vagy több megszilárdult beton próbatest alkotta minták testsűrűségének terjedelme *ne legyen nagyobb átlaguk 3%-ánál*. E feltételeknek meg nem felelő friss és megszilárdult beton próbatesteket a nyomószilárdság vizsgálati eredmények értékelésébe nem szabad bevonni. Ha

adott keverék esetén az alkalmazott tömörítéssel e feltételek nem teljesíthetők, akkor egyrészt a tömörítés módját felül kell vizsgálni, másrészt – feltételezve a friss próbatestek és a szerkezetbe bedolgozásra kerülő friss beton közelítőleg azonos tömörségét – a betonösszetételt a helyszíni tömörítési módhoz igazítva át kell tervezni.

3.2. Példa a környezeti osztályok társítására

A betont általában egyidejűleg több környezeti hatás éri, ilyenkor a környezeti hatás követelményét a környezeti osztályok társításával kell kifejezni. Például valamely esőnek és fagynak kitett, olvasztó sózás nélküli, agresszív talajvízzel érintkező, (enyhén) vízzáró vasbeton támfal légbuborékképző adalékékszer nélkül, szulfátálló cementtel készülő betonjának környezeti osztály csoportja: XC4, XF1, XA2, XV1(H) (4. táblázat).

A 4. táblázat szerinti példában az XC4, XF1, XA2, XV1(H) környezeti osztályokat egy csoportba foglaltuk. Oszloponként képeztük az egyes előírt tulajdonságokra vonatkozó mértékadó követelményt (például a nyomószilárdsági osztályra vonatkozólag C30/37), amelyek összessége (példánk szerint rendre: C30/37; 320 kg/m^3 ; 0,5; 1,0 térfogat%) a társított környezeti osztályok (a környezeti osztályok csoportjának) mértékadó követelménye.

Az erőtani számítás eredménye alapján megállapított nyomószilárdsági osztály és a környezeti feltételek alapján megkövetelt mértékadó nyomószilárdsági osztály eltérő lehet. Az erőtani számítás szerint szükséges és a környezeti hatások szerint mértékadó nyomószilárdsági osztály közül (a 4. táblázat példája esetén C30/37) a nagyobbat kell alkalmazni, és az ehhez tartozó cementtartalmat, víz-cement tényezőt, megengedett friss beton levegőtartalom által megkövetelt testsűrűséget kell a betongyártáshoz követelményként előírni. Valamennyi előírt érték elégtse ki a társított környezeti osztályok megfelelő feltételének a mértékadó követelményét is (például az előírt víz-cement tényező a 4. táblázatbeli példa esetén ne legyen nagyobb, mint 0,5).

4. FAGY- ÉS OLVASZTÓSÓ-ÁLLÓ BETONOK ÉS ÖSSZETEVŐIK TULAJDONSÁGAI

A fagy hatásának vagy a fagy és olvasztósó hatásának kitett betonoknak ki kell elégíteniük a 2. táblázat szerinti környezeti osztályok követelményét (MSZ 4798-1:2004), és általában ki kell állniuk a fagy- és olvasztósó-állósági vizsgálatot is (lásd 5. fejezet).

Ha a beton nincs olvasztósó hatásának kitéve és felülete függőleges (XF1 környezeti osztály), akkor az érdekelt felek

4. táblázat: Példa a környezeti osztály csoport követelményére

Környezeti osztály jele	Beton nyomószilárdsági osztálya, legalább	Beton cement-tartalma, legalább, kg/m^3	Beton víz-cement tényezője, legfeljebb	Friss beton levegőtartalma, legfeljebb, térfogat%
XC4	C30/37	300	0,5	2,0
XF1	C30/37	300	0,55	1,5
XA2	C30/37	320	0,5	2,0
XV1(H)	C25/30	300	0,6	1,0
Társított környezeti osztályok mértékadó követelménye	C30/37	320	0,5	1,0

megjegyzése esetén a fagyállóságot szabad közvetett módon, a betonösszetétel határértékeivel előírni.

A beton fagyállósága jelentős mértékben függ a környezeti körülményektől (pl. a kritikus víztelítettség esélyétől), a beton összetevőinek tulajdonságától és a beton struktúrájától, beleértve a légbuborékképző adalékszerrel bevitt légbuborékok méretét és eloszlását is.

A fagyálló beton készítésének feltétele a környezeti osztályok követelményén kívül a fagyálló adalékanyag, a megfelelő cement és légbuborékképző adalékszer alkalmazása, a hosszas utókezelés, a betonozás és a tél bekövetkezte közötti hosszú idő.

4.1. Az adalékanyag megfelelése

Az MSZ EN 12620:2003 betonadalékanyag szabvány szerint a durva (2 mm feletti) adalékanyagok fagy- és olvasztósó-állóságát közvetlen fagyállóság vizsgálattal és közvetett módon, szulfátos kristályosítási vizsgálattal lehet meghatározni. A szabvány F melléklete a közettani és a vízfelvétel vizsgálatot ún. elővizsgálatnak nevezi, amelyek kimutathatják a kőanyag fagyérzékenységét, és az elővizsgálatok követelményét kielégítő kőanyagokat fagyállónak tekintik. A fagyállónak tekintett kőanyagra nézve számszerű követelmény, hogy az MSZ EN 1097-6:2001 szerint meghatározott vízfelvétele nem haladhatja meg az 1 tömeg%-ot.

4.1.1. Közvetlen fagyállóság

A homokos kavics adalékanyag fagyállóságát hazánkban nem szokás vizsgálni, bár lehet, hogy ezt a gyakorlatot a jövőben felül kell vizsgálni.

Az MSZ EN 12620:2003 szabvány a durva (2 mm feletti) adalékanyagokra közvetlen fagyállóság vizsgálati módszerként az MSZ EN 1367-1:2007 szerinti fagyállóság és fagy- és olvasztósó-állóság vizsgálatot írja elő. Ezt a vizsgálatot a DIN 1045-2:2001 szabvány (amely a DIN EN 206-1:2007 szabvány német nemzeti alkalmazási dokumentuma) az XF1 és XF3 környezeti osztályú betonok adalékanyagára írja elő.

A MSZ 1367-1:2007 szerinti fagyállóság vizsgálat elve, hogy az adott szemmagyságú adalékanyag légköri nyomáson vízzel telített vizsgálati adagjait lezárt fedelű dobozban, desztillált vízzel borítva, 10 fagyás-olvadás ciklusnak kell kitenni. (Az előírt 10 ciklus a hazai mérsékeltövi kontinentális éghajlati körülmények között nem elegendő.) A ciklus 4 órán át tartó ($-17,5 \pm 2,5$)°C hőmérsékleten való, víz alatt történő fagyasztásból, utána (20 ± 3)°C hőmérsékletű vízfürdőben való felolvasztásból, és köztük felmelegítési és lehűtési szakaszokból áll. A vizsgálat ciklus ideje 24 óra. A hűtőszekrényt a hűtött felület közepén álló lezárt doboz közepének hőmérséklete segítségével kell szabályozni. A váltakozó fagyasztás-olvasztás befejezése után a kőanyaghalmoz változásait (repedésképződés, aprózódás, adott esetben szilárdságváltozás) meg kell vizsgálni. Veszteségnek az alsó szemmagysághatár felező szitáján áthullott vizsgálati anyagot kell tekinteni. A fagyállósági osztályok aprózódási veszteségre vonatkozó határértékei 1, 2 és 4 tömeg%.

Ha az adalékanyagból olvasztósó hatásának kitett szerkezet készül, akkor az MSZ EN 12620:2003 szabvány ajánlását követve indokolt a fagy- és olvasztósó-állóság vizsgálatot az MSZ EN 1367-1:2007 szabvány B mellékletében jelzett, 1%-os nátrium-klorid oldat vagy telített karbamid oldat alkalmazásával elvégezni. Ennek eredményére nincsenek követelmény értékek, ill. osztályok előírva, a vízben történő fagyasztáshoz tartozó

követelmények és osztályok nem érvényesek. Az 1%-os nátrium-klorid oldat és 10 ciklus alkalmazásával végzendő fagy- és olvasztósó-állóság vizsgálat részletes leírását prEN 1367-6:2006 szabványtervezet tartalmazza (lásd még DIN EN 1367-6:2008). Megjegyezzük, hogy *a legnagyobb fagykárosodást nem az 1%-os, hanem a 3%-os nátrium-klorid oldat okozza, ahogy azt a betonok vizsgálata során alkalmazzák is (lásd a 6. táblázatot), a 10 fagyasztási ciklus pedig hazai időjárási viszonyaink közepette kevés.*

4.1.2. Közvetett fagyállóság, szulfátos kristályosítás

Az MSZ 18293:1979 termékszabvány csak a kavicsból tört termékek fagyállóság vizsgálatát írta elő közvetett módszerrel, az MSZ 18289-3:1978 szabvány szerinti nátrium-szulfátos és magnézium-szulfátos kristályosítással, amelyet később az MSZ 18289-3:1985 szabvány szerinti eljárás váltott fel.

Ugyancsak szulfátos kristályosítással vizsgáltuk az MSZ 18291:1978 termékszabvány szerinti zúzottkőveket. A vizsgálati minta szemmagysághatárai 2-80 mm közé estek. A mintát 16-20 órára kellett a szulfátos oldatba meríteni, ezt félórás csöpögtetés, (105 ± 5)°C hőmérsékleten 4-5 órás szárítás, majd 1 órás hűtés követte. A vizsgálat időigénye lényegében napi 1 ciklus volt, az 5 ciklusból álló vizsgálatot 5 munkanap alatt lehetett elvégezni. A vizsgálat eredményét az alkalmazott alsó szemmagysághatárú szitán áthullott, aprózódott kőanyag tömeg%-a adta, amelynek alapján a termékszabványok zúzottkavics vagy zúzottkő terméket közzefizikai osztályba sorolták. A követelmény az MSZ 18291:1978 nemzeti szabványban laza volt, a fagyállónak tekintett kőanyagok „A” közzefizikai osztályában a megengedett aprózódási veszteség nátrium-szulfát oldatban 10 tömeg%, magnézium-szulfát oldatban 15 tömeg%, a „B” közzefizikai osztályban 15, ill. 20 tömeg%, a „C” közzefizikai osztályban 20, ill. 30 tömeg%.

Az útépitőipar a szulfátoldatos kristályosítási módszereket 1991-ben átvette (MSZ-07-3114:1991), majd 1998-ban (ÚT 2-3.601:1998) a nátrium-szulfátos vizsgálatot elvetette, a magnézium-szulfátos vizsgálat követelményét az az MSZ 18291:1978 szabványhoz képest szigorította: „A” közzefizikai osztályban legfeljebb 10 tömeg%, a „B” közzefizikai osztályban legfeljebb 15 tömeg%, a „C” közzefizikai osztályban 20 tömeg% aprózódási veszteséget engedett meg (ÚT 2-3.601:1998 és ÚT 2-3.601:2006).

Az aszfaltkeverékek és felületi bevonatok zúzottkőveire és zúzottkavicsaira 2008-ban új útügyi műszaki előírás készült (ÚT 2-3.601-1:2008), amelyben a magnézium-szulfátos kristályosítási (aprózódási) veszteség megengedett értéke – követve az MSZ EN 13242:2003 aszfaltadalékanyag szabványt – legfeljebb 18 tömeg%, ill. legfeljebb 25 tömeg%. E követelmény értékek még a régi nemzeti előírás (MSZ 18291:1978) követelményeinél is lazábbak.

Az MSZ EN 12620:2003 szabvány a durva (2 mm feletti) betonadalékanyagokra közvetett fagyállóság vizsgálati módszerként az MSZ EN 1367-2:1999 szerinti magnéziumszulfát oldatos kristályosítási vizsgálatot írja elő. Ezt a vizsgálatot a DIN 1045-2:2001 szabvány szerint az XF2 és XF4 környezeti osztályú betonok adalékanyaga esetén kell elvégezni.

Az MSZ EN 1367-2:1999 szerinti magnéziumszulfát oldatos kristályosítási vizsgálat 2 óra (20 ± 5)°C-on történő csepegtetésből, 23-25 óra (110 ± 5)°C-on való szárításból, 5 óra (20 ± 5)°C-on történő hűtésből, 17 óra (20 ± 2)°C-on való áztatásból áll. A ciklusidő (48 ± 2) óra, a ciklusok

száma 5, a vizsgálat tehát 10 napig tart. A referencia vizsgálat szemmagysága 10-14 mm, és emiatt a referencia vizsgálat terméken általában nem alkalmazható. A termékek kristályosítási vizsgálatát *alternatív vizsgálattal* lehet végezni. Az alternatív magnézium szulfátos kristályosítási aprózódást a zúzottkő és zúzottkavics termékek névleges felső méret (D) feletti és névleges alsó méret (d) alatti szemekinek eltávolítása után maradó vizsgálati mintán kell meghatározni az MSZ EN 1367-2 szabvány szerint, annak B melléklete szellemében, mint azt az MSZ 4798-1:2004 szabvány előírja, a hazai termékfrakciók szemmagyságához igazítva.

A magnézium-szulfátos kristályosítási veszteség megengedett értékei a különböző osztályokban az MSZ EN 12620:2003 szabvány szerint rendre 18, 25 és 35 tömeg%, ez a követelmény nagyon laza. *Magyarországon* a betonadalékanyagként alkalmazott zúzottkövek és zúzottkavicsok esetén – beleértve a betonútépítéshez használtakat is (ÚT 2-3.601-2:2008) – az MSZ 4798-1:2004 szabvány NAD 5.2. táblázat szerinti szigorúbb követelmény értékek (legfeljebb 5, 10, 15 tömeg% stb.) érvényesek, amelyek teljesülését – a bevő ellenőrzési jogát nem sértve – *alternatív vizsgálattal*, tehát a mindenkor termékből előállított vizsgálati mintán kell meghatározni.

4.2. A cement megfelelése

A MSZ 4798-1:2004 szabvány a fagyálló betonokhoz alkalmazható cementekre nem ad követelményt, de közli az EN 206-1:2000 szabvány svéd nemzeti alkalmazási dokumentumának (SS 137003:2002) ajánlását a CEM I és CEM II fajtájú cementek alkalmazására. (Az ajánlás a CEM III cementekre nem terjed ki.) A svéd ajánlás szerint fagyálló betonok készítéséhez legalább 42,5 szilárdsági osztályú cementet kell használni. A CEM I fajtájú „tisztá” portlandcementek valamennyi környezeti osztályban felhasználhatók a fagyálló betonok kötőanyagául. A CEM II fajtájú „heterogén” portlandcementeket tekintve, a svédek az XF1, XF2, XF3 fagyállósági környezeti osztályban bármely CEM II/A jelű cement (kiegészítő anyag tartalom 6-20 tömeg%), az XF4 fagyállósági környezeti osztályban csak a savanyú pernye kiegészítő anyagos CEM II/A-V és a legfeljebb 0,5 tömeg% szerves-szén tartalmú, mészköliszt kiegészítő anyagos CEM II/A-LL jelű cement alkalmazásával értenek egyet.

A DIN 1045-2:2001 szabvány az összes németországi cementfajtára részletes ajánlási/tiltási jegyzéket ad meg. A német szabvány F.3.1. táblázata szerint a CEM I fajtájú „tisztá” portlandcementek valamennyi környezeti osztályban felhasználhatók a fagyálló betonok készítéséhez. A CEM II fajtájú „heterogén” portlandcementek németországi alkalmazhatósága árnyaltabb. A CEM II/A-S és a CEM II/B-S jelű kohósalak-portlandcementek valamennyi környezeti osztályban felhasználhatók. A CEM II/A-V jelű pernye-portlandcementet az XF1 és XF3 környezeti osztályban, a CEM II/B-V jelű pernye-portlandcementet (kiegészítő anyag tartalom 21-35 tömeg%) csak az XF1 környezeti osztályban szabad alkalmazni. A CEM II/A-LL mészkő-portlandcement felhasználását valamennyi környezeti osztályban megengedik. A CEM II/A-M és a CEM II/B-M kompozit-portlandcementek alkalmazhatóságát a kiegészítő anyag kombinációktól teszik függővé. Úgy rendelkeznek, hogy a CEM II/A-M (S-LL) jelű (kohósalak + mészköliszt) kompozit-portlandcement valamennyi fagyállósági környezeti osztályban, a CEM II/A M (V-LL) jelű (pernye + mészköliszt) kompozit-portlandcement az XF1 és XF3 környezeti osztályban szabad felhasználni.

Az ugyanilyen összetételű, de nagyobb kiegészítő tartalmú CEM II/B-M (S-LL) és CEM II/A M (V-LL) jelű kompozit-cementek felhasználását tiltják. A CEM III/A és a CEM III/B jelű kohósalakcementek alkalmazása Németországban az XF1, XF2, XF3 környezeti osztályban megengedett, az XF4 környezeti osztályban a CEM III/A fajtájú kohósalakcement használható akkor, ha a szilárdsági osztálya legalább 42,5, vagy ha legalább 32,5 R (nagy kezdőszilárdságú) és a kohósalaktartalma legfeljebb 50 tömeg%.

Német megállapítás, hogy növekvő kohósalaktartalom mellett csökken a légbuborékok hatékonysága, és fagyhatás esetén a légbuborékos beton hámlási vesztesége egyre jobban megközelíti a légbuborékképző adalékszer nélkül készült beton hámlási veszteségét (Lohaus, 2007).

Az osztrákok az ÖNORM B 4710-1:2007 szabvány NAD 10. táblázatában a CEM I és a CEM II/A fajtájú, nálunk is gyártott portlandcementek valamennyi fagyállósági környezeti osztályban való alkalmazását engedélyezik. Ugyancsak alkalmazható valamennyi környezeti osztályban a CEM II/B-S jelű kohósalak-portlandcement. A CEM II/B-V jelű pernye-portlandcementet feltétel nélkül csak az XF1 és az XF3 környezeti osztályban szabad felhasználni, az XF2 és XF4 környezeti osztályban pedig felhasználását a légbuboréktartalomra vonatkozó osztrák előírások teljesülésének igazolásához kötik. A CEM III/A fajtájú kohósalakcement használata feltétel nélkül csak az XF1 és az XF3 környezeti osztályban megengedett. A CEM III/A fajtájú kohósalakcement használata az XF2 és XF4 környezeti osztályban, valamint a CEM III/B fajtájú kohósalakcement használata valamennyi környezeti osztályban szintén a légbuboréktartalomra vonatkozó osztrák előírások teljesülésének igazolása esetén megengedett. A levegőtartalomra vonatkozó osztrák előírásokat a 2. táblázat alatti 2. Megjegyzésben ismertettük.

A svéd, német és osztrák ajánlásokat is figyelembe véve a hazánkban gyártott cementek közül *fagy- és olvasztósó-álló betonok készítésére az XF1 és az XF2 környezeti osztályban a CEM I és a CEM II/A-S fajtájú, legalább 42,5 szilárdsági osztályú portlandcement, az XF3 és az XF4 környezeti osztályban a CEM I fajtájú, legalább 42,5 szilárdsági osztályú portlandcement ajánlható.*

4.3. A légbuborékképző adalékszer megfelelése

A légbuborékképző adalékszerek a beton fagy- és olvasztósó-állóságát növelik, ezért alkalmazásuk az XF2 – XF4 környezeti osztályokban ajánlott (az MSZ 4798-1:2004 szabvány szerint kötelező), pályabetonok építése során előírt. Alkalmazásuk elsősorban útpályaszerkezetek esetén elengedhetetlen, magas- és mélyépítési betonok fagyállósága légbuborékképzőszer nélkül is megoldható [XF2(BV-MI) és XF3(BV-MI) környezeti osztály].

Különleges hatásuk abban áll, hogy a betonban igen nagyszámú, kisméretű (átmérőjük kisebb, mint 0,3 mm) légbuborékok hoznak létre. A friss betonba légbuborékképzőszerrel bevitt légbuborékok a megszilárdult betonban is megmaradnak. A beton megfagyásakor a kapillárisokból kiszorított víz egy részét felveszik, és a képződő jégkristály-nyomást levezetik. A kapillárisokban megfagyó víz kitágulásának teret adnak, a kapillárisok megszakításával csökkentik a vízfelszívást, ezáltal a beton jégkristály-nyomás okozta szétrepedezésének veszélye lecsökken. Hasonló jelenség játszódik le a kikristályosodó olvasztósó kristály-nyomásának semlegesítésekor is.

Az adalékszerek légbuborékképző hatása hatékonyságuktól és adagolásuktól, a cement fajtájától, a beton összetételétől, konzisztenciájától (víztartalmától), hőmérsékletétől, keverési módjától függ. A légbuborékok mennyisége a betonban általában *növekszik*, ha például a légbuborékképző adalékszer adagolása nő, a 0,25/0,5 mm-es finom homok tartalom nő, a homok szemlakja szögletes, a cementtartalom kisebb, a légbuborékképzőszert a keverővízben feloldják, a betonba kötőgyorsítószert is adagolnak, a keverési idő mintegy 1,5 perc, a konzisztencia képlékeny (de nem önthető) a földnedves helyett stb., és általában *csökken*, ha például a 0,125 mm alatti szemek mennyisége nő, finomabb őrlésű a cement, a cement pernye- vagy kohósalaktartalma nő, a betonba készletetőszer is adagolnak, az optimálisnál hosszabb a keverési idő, hosszú a szállítási vagy a bedolgozási idő, a nyári melegben stb. (Erdélyi, 1983).

A betonban képzett légbuborékok általában *csökkentik a beton szilárdságát*, kivéve, ha a képlékenyítő hatást a víz-cement tényező csökkentésére használjuk. Ez azonban általában csak viszonylag csekély levegőtartalom vagy soványbetonok esetén lehetséges. A légbuborékképzőszert túladagolása a beton nyomószilárdságának jelentős csökkenését okozza. A légbuborékos beton kúszása mindig nagyobb, mint a légbuborékképzőszert nélküli.

A légbuborékképző adalékszerek valamelyest képlékenyítenek és csökkentik a vízigényt is. Légbuborékképzőszert és képlékenyítő- vagy folyósítószert együttes alkalmazása során hatás-vizsgálattal meg kell győződni arról, hogy a légbuborékképzés a képlékenyítő- vagy folyósítószertben lévő habzástól ellenére szavatolható, továbbá az adalékszerek és a cement összeférhetők.

Szivattyús szállításkor a légbuborékos friss betonban lévő jelentős mennyiségű levegő összenyomódása folytán a betonszivattyú hatékony működése, a légbuborékos beton szivattyúzhatósága a szállítási távolságtól függő mértékben romlik.

A beton kémiai hatásokkal szembeni ellenállását légbuborékképzőszerttel nem lehet növelni.

Ha az érdekelt felek a bedolgozott friss betonon mért vagy számított levegőtartalom kimutatásával nem elégszenek meg, vagy megegyeznek a fagy- és olvasztósó-állósági vizsgálat elhagyásában, vagy egyéb szempontok szólnak mellette, akkor a beton megfelelőségének igazolásához a megszilárdult beton próbatestből (vagy ritkán a kész szerkezetből vett magmintákból, ugyanis az értékeléshez ismerni kell a beton pontos összetételét is) kimunkált és megcsiszolt próbatesteken kell a légbuborékok távolsági tényezőjét és mennyiségét az MSZ EN 480-11:2006 szerinti sztereomikroszkópos vizsgálattal meghatározni. Az MSZ EN 480-11:2006 szerinti vizsgálat az ASTM C 457:1998 szabványon alapul. A (100±10)-szeres nagyítású, integráló mérőasztallal ellátott sztereomikroszkóppal a mérővonalal átmetszett minden 0-4 mm közötti húr hosszúságú pórust figyelembe kell venni, kivéve, ha az egyértelműen repedés. (A hosszabb hurokat kihagyva jobb eredmény adódik.) A mérővonal hosszából és az átmetszett húr hosszak összegéből ki kell számítani a teljes légbuboréktartalmat térfogat%-ban, a légbuborékok térfogati fajlagos felületét mm^2/mm^3 mértékegységben (Kausay, 2004), a légbuborék-eloszlást, a legfeljebb 0,3 mm átmérőjű, ún. hatékony (mikro)légbuborékok mennyiségét térfogat%-ban (jele: A_{300} , német nyelvterületen L300) és a távolsági tényezőt mm-ben (jele: L^- , német nyelvterületen AF). A légbuborék szerkezet vizsgálata egy olyan idealizált cementkő-modellt feltételez, amelyben egyforma méretű, gömb alakú légbuborékok egyenletes eloszlásban, köbös térrácsban

helyezkednek el, és az idealizált légbuborék szerkezetnek ugyanakkora az összes térfogata és a térfogati fajlagos felülete, mint a tényleges légbuborék szerkezetnek. Ebben a cementkő-modellben a távolsági tényező a cementkőben a térrács átlója mentén egymás mellett fekvő két légbuborék felülete közötti névleges távolság fele. Ez a leghosszabb távolság, amelyet a nyomás hatására a vízmolekulának meg kell tennie ahhoz, hogy egy buborékfelszínhez érjen. A hagyományosan fáradtságos és időigényes vizsgálatot és a vizsgálati eredmények értékelését napjainkban már számítógéppel és videokamerával társított sztereomikroszkópos, automata műszerrel (AAVA, automated air void analyzer) fél órán belül el lehet végezni (Pade et al., 2002). A légbuborék szerkezet vizsgálatával Erdélyi, a vizsgálathoz szükséges csiszolat elkészítésével Zimonyi foglalkozott részletesen (1997).

Légbuborékképzős fagyálló beton esetén – a szilárd betonban, az MSZ EN 480-11:2006 szabvány szerint meghatározva – a távolsági tényező legfeljebb 0,22 mm, a bevitt, 0,3 mm-nél kisebb névleges átmérőjű hatékony légbuborékok (mikrolégbuborékok, jele: L300) mennyisége (jele: A_{300}) legalább 1,0 térfogat% (az XF2 és XF3 környezeti osztályban), ill. legalább 1,8 térfogat% (az XF4 környezeti osztályban) legyen, összhangban az ÖNORM B 4710-1:2007 szabvány szerinti légbuborék követelményekkel (2. táblázat).

Az MSZ EN 934-2:2002 adalékszer szabvány azt a légbuborékképző adalékszer tekinteti megfelelőnek, amelynek hatására a légbuborékképzős friss beton levegőtartalma legalább 2,5 térfogat%-kal nagyobb, mint a légbuborékképző nélküli beton levegőtartalma, és a friss beton teljes levegőtartalma 4-6 térfogat%. Követelmény továbbá, hogy a légbuborékképzőszert a megszilárdult betonban – az MSZ EN 480-11:2006 szabvány szerint meghatározva – legfeljebb 0,20 mm távolsági tényezőt hozzon létre. Az MSZ EN 934-2:2002 szabvány szerint 28 napos korban a légbuborékképző adalékszerrel készült beton nyomószilárdságának el kell érnie a légbuborékképző adalékszer nélkül készített ellenőrző beton nyomószilárdságának 75%-át.

Minthogy az XF2(BV-MI) és XF3(BV-MI) környezeti osztályú betonok légbuborékképző adalékszer nélkül készülnek, ezek fagy- és olvasztósó-állóságát az MSZ 4798-1 szabvány 5.5.6. szakaszát, vagy esetleg más, megállapodás szerinti szabványt (például ÖNORM B 3303:2002) követő vizsgálatokkal igazolni kell. Az XF2(BV-MI) és XF3(BV-MI) környezeti osztályban a megszilárdult beton fagy- és olvasztósó-állóság, ill. fagyállóság vizsgálata nem hagyható el.

A cikk következő része fogja tartalmazni a Vizsgálati módszerek részletes ismertetését, a Következtetéseket és a Hivatkozásokat.

KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szerzők köszönetet mondanak a Duna-Dráva Cement Kft-nek jelen tanulmány elkészítéséhez nyújtott anyagi támogatásért (kutatási-fejlesztési projekt száma: 34488-003).

REQUIREMENTS AND TESTING OF FREEZE-THAW RESISTANCE OF CONCRETE

György L. Balázs – Tibor Kausay

Freeze-thaw resistance of concrete can be very important for outdoor structural elements. Influence of frost can be even combined with the influence of de-icing salts especially for bridges. Consideration of freeze-thaw resistance of concrete has been recently modified by adopting the new European Standards. Intention of present paper is to compare the requirements as well as the related test methods according to the previous Hungarian Standards MSZ 4715:1972 to EN 206-1:2002 (Hungarian Application Document: MSZ 4798-1:2004),

4CCC — A VASBETONÉPÍTÉS KÖZÉP-EURÓPAI KONGRESSZUSA OPATIJÁBAN A VÁROS- FEJLESZTÉSI SZERKEZETEK TÉMAKÖRÉBEN

A Central European Congress on Concrete Engineering Opatijában (olasz nevén Abbazia) tartotta 2008. évi kongresszusát. E kongresszus előzményei a Grácban, Hradec Kralovében, ill. Visegrádon tartott kongresszusok voltak. A 2008. október 2-3-án tartott horvátországi kongresszus első fordulóban teljessé tette a négy résztvevő ország körét.

A kongresszuson közel 30 magyar kolléga vett részt, akik túlnyomó részt a **fib** Magyar Tagozat tagjai is.

A kongresszus alaptémáját a városi vasbeton szerkezetek képezték a „Concrete Engineering in Urban Development” megnevezés szellemében. A szervező intézmény a Horvát Szerkezetépítő Mérnökök Szövetsége volt.

A kongresszusnak gazdag programja volt. Már október 1-jén este, a legtöbb küldött érkezésének napján koktél-fogadást adtak a szervezők. Már ez a rendezvény alkalmat adott kollegiális találkozásokra. Külön jóleső érzést nyújtott a számos elismerés, amit a 2007. évi visegrádi kongresszusról hallhattunk.

Október 2-án délelőtt megnyitó (1. számú) szekcióval kezdődött a kongresszus, amelyen a négy résztvevő ország szónokai között Balázs L. György is üdvözölte a küldötteket. A nyitó ülésen az elnökség elismerésben részesítette azokat a kongresszusi résztvevőket, akik az eddigi négy rendezvényen regisztrált résztvevőként jelen voltak. Az erről szóló dokumentumot Gerald Foller, Johann Glatzl, Christof Haberland mellett a magyar delegáció tagjai közül Csorba Gábor és Szabó Imre (Betonmix Kft.) vehette át. Az ezt követő plenáris ülésen a négy ország jellegzetes városi vasbeton építményeit mutatta be egy-egy előadás, így hazánkét is (*Balázs, Tassi, 2008*). Megnyitották a poszter szekciót is, valamint az alapító országok ill. szervezeteik kiállításait is.

Délután szekcióülések voltak. E helyen csak a szekció címét, és az irodalomjegyzékre való hivatkozással a magyar előadásokat soroljuk fel.

2A szekció: Közlekedésépítési szerkezetek I, (az elnöki asztalnál helyet foglalt Balázs L. György) (*Horváth, 2008, Kovács, Iványi, Teiter, 2008*).

2B szekció: Tervezés I. (*Fehérvári, Nehme, 2008*)

3A szekció: Közlekedésépítési szerkezetek II, (*Kisbán, 2008, Bedics, Dubróvsky, Kovács, 2008*)

3B szekció: Tervezés II., építészet

4A szekció: Közlekedésépítési szerkezetek III,

4B szekció: Épületek I. (elnökölt Tassi Géza)

5A szekció: Közlekedésépítési szerkezetek IV.

5B szekció: Anyagok I. (Az elnökségben helyet foglalt Kopecskó Katalin) (*Szabó, Fenyvesi, Balázs, 2008, Arany, Tóth, Kolozsi, Balázs, 2008*).

6A szekció: Épületek II, (*Kozák, Magyar, Tassi, 2008*)

6B szekció: Anyagok II, (*Fenyvesi, Szabó, Józsa, 2008, Kopecskó, 2008*)

7. szekció: Közlekedésépítési szerkezetek V.

Elhangzott a meghívás a 2009. évi 5CCC-re, amelyet az ausztriai Badenban rendeznek meg.

Hasznosak és kellemesek voltak a további szociális programok. Október 2-án bankett volt az Ambassador szállóban, amely az egész kongresszusnak helyet adott. Ugyanott zajlottak az étkezések, a kávészünetek. Ezek mind kiváló alkalmat adtak a résztvevők közötti eszmecserékre, a kapcsolatok



Szabó Imre és Csorba Gábor az emléklappal a kezükben

elmélyítésére. Az ülések befejeztével került sor a szakmai kirándulásra, a Krk-szigetre vezető híd megtekintésére. Ez a létesítmény ugyan nem városi szerkezet, de az Opatijához való közelsége révén is kár lett volna kihagyni a programból. A két jelentős ívszerkezet közül a nagyobbik, csaknem 400 m nyílású szerkezet az 1980-as évek elején folyt építési munkától kezdve hosszú ideig a világ legnagyobb vasbeton szerkezete volt. Példája volt nagy ívek állvány nélküli építésének, az előregyártás széles körű alkalmazásának. Napjainkig sajnos, elsősorban a tengervíz hatására, jelentős korróziós károk érték a szerkezetet. Horvát kollégáink nagy erőfeszítést tesznek a károk elhárításáért, főként aktív katódos védelem révén. E munkákról hallhattunk a kongresszus előadásain is.

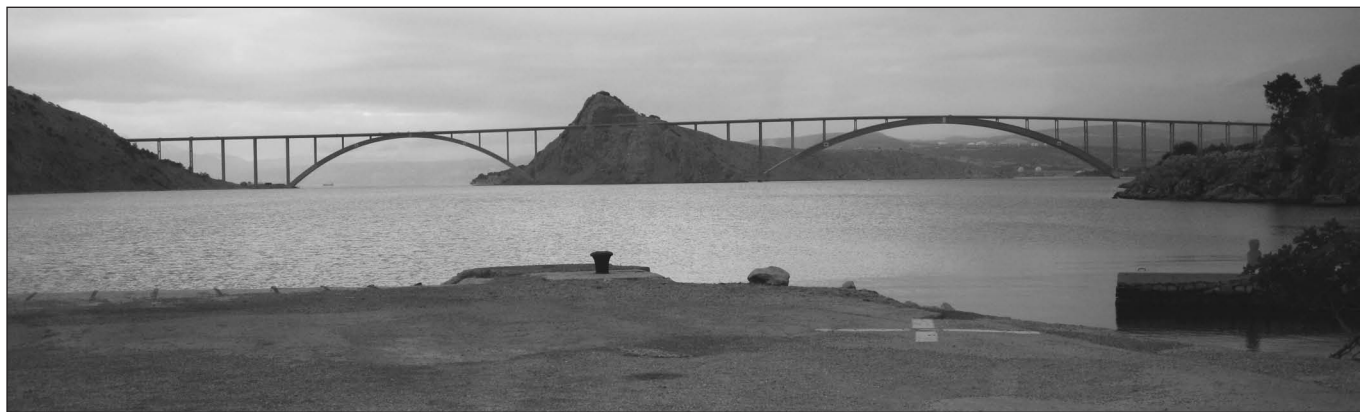
A konferencia kiadványa igen gazdag anyagot ölel fel. A kitűnő tipográfiával szerkesztett, 624 A/4 oldalas, színes ábrákkal illusztrált, 86 cikket tartalmazó kötet híven mutatja a kongresszus színvonalát (Radić, Bleiziffer, 2008). A cikkek a plenáris ülés témái, közlekedésépítési szerkezetek, tervezés és építészet, épületek, valamint anyagok témakörében oszlottak meg. Követendő jó példa, hogy a kötet végén, a szerzők névmutatója után a kulcsszavak jegyzéke kapott helyet.

A kiadványban szép számban szerepeltek magyar szerzők cikkei (l. a hivatkozásokat).

Megállapíthatjuk, hogy a kongresszus értékes volt, nagyon kedvező volt a helyszín, kiválóan szervezték. A magyar előadók jól interpretálták hazai eredményeinket, kedvező volt a magyar kiállítás fogadtatása, jól alakultak nemzetközi kapcsolataink.

A következő. 2009. évi CCC-t a Bécs melletti Badenben 2009. szeptember 24-25-én rendezik meg „Innovative Concrete Technology in Practice” jelmonddal. A kongresszus témái:

1. Szálerősítésű beton
2. Feszített vasbeton
3. Öntömörödő beton
4. Ultra nagy teljesítőképességű beton
5. Előregyártás
6. Innershell beton
7. Lövellt beton
8. Újrahasznosított beton
9. Útbeton
10. Fenntartást szolgáló beton
11. Alagútépítéshez használt beton
12. Geotermikus energia hasznosítása beton alkalmazásával



A kongresszus résztvevői megtekintették a Krk-hidakat

13. A közlekedési infrastruktúra és épületek tervezése és építése.

A rövid kivonatokat 2009. január 15-ig várják, bővebb felvilágosítás a www.CCC2009.at weblapon található.

A sikeres opatijai kongresszus arra biztathatja a szerkezeti betonnal foglalkozó hazai szakembereket, hogy Badenben hasonló intenzitással, mind nagyobb számban képviseljék Magyarországot.

HIVATKOZÁSOK

Radić, J., Bleiziffer, J. (szerkesztők), (2008): *Proceedings, Opatija 2008, 4CCC Central European Congress on Concrete Engineering, Concrete Engineering in Urban Development*, SECON HDGK, Zagreb

A következőkben ebben a kiadványban megjelent, magyar szerzőktől származó, ill. magyar vonatkozású cikkeket adjuk meg. Örömmünkre szolgál, hogy 13 magyar cikk jelent meg a konferencia kiadványban.

Arany, P., Tóth, E., Kolozsi G., Balázs G. L.: „A common structure – from uncommon mixtures for the largest viaduct in Hungary”, pp. 555-560.

Balázs, G. L., Tassi, G.: „Concrete structures for urban development in Hungary”, pp. 41-50.

Bedics, A., Dubróvsky, G., Kovács, T.: „Development of new bridge girder in Hungary design, production and application”, pp. 115-122.

Fehérvári, S., Nehme, S. G.: „Residual properties of hardened cements after thermal shock”, pp. 297-304.

Fenyvesi, O., Szabó, Z. K., Józsa, Z.: „Swelling-shrinking properties of cement and polymer based adhesives”, pp. 577-582.

Földi, A., Bódi, I.: „Status of reinforced masonry in Hungary”, pp. 517-522.

Horváth, G.: „The Northern Danube Bridge of M0 Motorway”, pp. 67-70.

Kisbán, S.: „The M0 Motorway cable stayed bridge in Budapest, Hungary „A” shaped pylons”, pp. 99-104.

Kopecskó, K.: „Role of mineral additives in chloride ion binding of cements”, pp. 589-594.

Kovács, Zs., Iványi, M. (Jr), Teiter, Z.: „New motorway bridge over the border bridge Mura”, pp. 77-84.

Kozák, J., Magyar, B., Tassi, G.: „Fibre reinforced concrete elements for urban building façades”, pp. 469-474.

Molnár, A., Bódi, I.: „Analysis of interfacial stresses in a prestressed CFRP plated wooden beam”, pp. 511-516.

Szabó, Z. K., Fenyvesi, O., Balázs L. G.: „Application of FRP strengthening using cement or epoxy based adhesives”, pp.543-548.

Oszttrák szerző magyar vonatkozású cikke:

Höfer, H.: „Use of concrete in motorway construction M0 Budapest (km 42+200-59+800)”, pp. 237.242.

Tassi Géza – Csorba Gábor – Szabó Imre

SZAKMÉRNÖKI TOVÁBBKÉPZÉS BETONTECHNOLÓGIA ÁGAZATON INDUL: 2009. FEBRUÁRBAN

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

A tanfolyam célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszerekben kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotó anyagok kérdéseiben, építőanyagok újrahasznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelenő legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és védelelméleti kérdések egészítik ki. A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

A tanfolyamra való felvételhez egyetemi vagy főiskolai végzettség szükséges. A sikeres záróvizsga alapján végezetül **egyetemi szakmérnöki oklevelet** kapnak azok, akik szakirányú okleveles mérnöki végzettséggel rendelkeznek, ill. **főiskolai szakmérnöki oklevelet** kapnak azok, akik szakirányú főiskolai oklevéllel rendelkeznek. Nem szakirányú egyetemi végzettséggel viszont végezetül **egyetemi oklevél**, ill. **főiskolai oklevél** kerül kiállításra szakmérnöki

megnevezés nélkül. (Azok számára, akik nem műszaki egyetemi oklevéllel jelentkeznek a tanfolyamra, különbözeti vizsga is előírható.) Korlátozott számban olyanok is jelentkezhetnek, akik felsőfokú végzettséggel nem rendelkeznek, de olyan szakközépiszkolába vagy technikumba jártak, ahol az építőanyagokkal és a mechanikával kapcsolatos alapvető ismereteket elsajátították, és legalább 5 évet dolgoztak betontechnológiához közel álló munkakörökben (vezető igazolva). Részükre **látogatási igazolást** állítunk ki a tanfolyam elvégzéséről.

A 4+1 féléves képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciánként, így a jelöltnek a teljes képzés alatt csupán 12 héti kell távol lennie a munkahelyétől (hétfő de. 10⁰⁰-tól csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben diplomamunkát kell készítenie. A tanfolyam részletes leírása a www.epito.bme.hu/eam honlapon található.

Előzetes jelentkezését ezen lap visszaküldésével is fogadjuk a (1) **463-3450** faxszámon, ill. Sánta Gyuláné tanfolyam adminisztrátor várja érdeklődését a (1) **463-4068** telefonszámon vagy a titkars@eik.bme.hu e-mail-en. Végleges jelentkezéshez le kell adni: a legmagasabb iskolai végzettséget igazoló oklevél másolatát, nyelvvizsga bizonyítvány(ai)nak másolatát, 2 db igazolványképet, eredeti hatóságírkölszi bizonyítványt és szakmai önéletrajzot.

Jelentkezem a 2009. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.

Dátum:

Fax:

Cég:

Név:

SZEMÉLYI HÍREK

WELLNER PÉTER 75 ÉVES



1933. szeptember 24-én Kolozsvárott született. Iskoláit Budapesten végezte. 1952- ben a budapesti Kölcsey Ferenc gimnáziumban kitűnő eredménnyel érettségizett. Mérnöki diplomáját az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Kar Híd- és szerkezetépítő szakán 1957. évben szerezte meg. 1959 évben megnősült. Felesége Delzsényi Éva

okl. mérnök. 1964. évben született leányuk Andrea, aki okl. villamosmérnök. Unokája Gergely, jelenleg a bécsi Műszaki Egyetem informatikai szakán folytat tanulmányokat.

Szakmai gyakorlatát 1957. augusztus 1-jén az Uvaterv hírodáján kezdte meg.

Számos 10 méter körüli szabad nyílású híd tervezésében vett részt. Ekkor lehetett a hidak tervezésének apró részleteit is megismerni, megtanulni. Rövidesen részt vehetett a szolnoki Tisza-híd, majd a budapesti Erzsébet híd acélszerkezeti részeinek tervezési munkáiban. A rácsos acélszerkezetű kisari Tisza-hídnál már mint tervező szerepelt. 1963-tól megkezdődött az M7 autópálya tervezése. Itt több aluljáró tervezését végezte. Ekkortájt (miután nem volt a párt tagja) csak némi huza-vona után kapta meg az irányító tervezői kinevezést.

További szakmai pályáját alapvető mértékben határozta meg, hogy 1967-től Reviczky János okl. mérnök, az Uvaterv szakosztályvezetőjének meghívására, a nagynyílású feszített vasbeton hidak tervezésében vett részt. Ekkor tervezték az első előregyártott elemekből szabadszereléses technológiával épült feszített vasbeton hidat, a 72 méter középső nyílású kunszentmártoni Hármaskörös hidat.

Amikor elkezdték a kunszentmártoni hidat építeni, a Hídépítő Vállalathoz került. Feladata volt a hídépítés gyorsításának technológiáját megtervezni. A feladat sikeresen teljesült. Ennek okát abban láthatjuk, hogy a tervező Reviczky János és a Wellner Péter által a kivitelező vállalatnál megszervezett tervező csoport a kivitelező egységgel folyamatosan együtt dolgozva végezték a munkát.

Minden további sikeres hídépítésnél ezt a gyakorlatot igyekezett követni. Nevezetesen, hogy nagy hidaknál a szerkezeti tervezés és a technológiai tervezés egy időben, szerencsés esetben egy vállalkozó keretén belül történjék. Wellner Péter fontosnak tartja, és hirdeti, hogy a hídépítésnél a tervezés és a kivitelezés a mű elválaszthatatlan részei. Ennek megfelelően szervezte meg azt az osztályt, amely a továbbiakban jelentős feszített vasbeton hidakat tervezett, és ahol szorosan együttműködtek az építőkkel a kivitelezés során.

További legjelentősebb munkái.

A szabadbetonozásos hídépítési technológia magyarországi bevezetése francia licenc felhasználásával (Győri Mosoni-Duna-híd).

A szakaszos előretolós technológia kidolgozása, ilyen hidak tervezése:

- berettyóújfalui Berettyó-híd, mint első ilyen technológiával épített híd (Reviczky János közreműködésével),

- az M5 autópálya bevezető szakaszán a ferencvárosi pályaudvar és a katonai főiskola feletti két egymás melletti szerkezeten vezetett 2x370 m hosszú, 12 nyílású, feszített vasbeton híd, amely 1996- ban készült el,

- a Magyarországot Szlovéniával összekötő vasútvonal 1400 méter hosszú, 45 méteres támaszközzel két irányból egyidejűleg épített híd, amelyet 2000-ben helyeztek forgalomba.

A legújabb, tizenhét nyílású, nagyrészt 120 méter támaszközzű, 1872 méter hosszú, köröshegyi völgyhíd, - elsősorban a felszerkezete - az M7 autópályán, amely szabadbetonozással és szabadszereléssel épített feszített vasbeton híd. Ez 2007-ben készült el.

Tervező társaival együtt szakmai sikereket ért el országos tervpályázatokon, több első, illetőleg legmagasabb díj elnyerésével:

- 1972-ben első díj a lágymányosi Duna-híd tervezési pályázatán,
- egy első és egy harmadik díj a csongrádi Tisza-híd pályázatán,
- 1974-ben a bajai Duna-híd pályázatán a három legmagasabb díj egyike.

Szakmai tevékenységét díjak és oklevelek ismerik el. A legjelentősebbek:

- 1978-ben **Állami-díj**, a kunszentmártoni Hármaskörös híd tervezéséért és kivitelezéséért négy kollégájával együtt.
- 2000-ben **Palotás László-díj**. A feszített vasbeton hidaknál alkalmazott mindhárom építési technológia bevezetésében, ilyen hidak tervezésében elért eredmények alapján.
- 2002-ben **Építőipari Nívódíj** a magyar-szlovén vasútvonal 1400 m-es feszített vasbeton völgyhídjának tervezéséért,
- 2003-ban „**Arany Mérföldkő**”-díj, az eddigi tevékenység elismeréseként.

50 évi folyamatos munka után, az aktív tevékenységet 2007 decemberében, a Hídépítő Zrt műszaki osztályának vezetőjeként fejezte be.

HALÁSZ ISTVÁN 80 ÉVES



1928. október 7-én született Nagydorogon. 1953-ban szerezte meg mérnöki oklevelét az ÉKME Mérnök Karának hídépítés szakán. 1969-ben szerzett kandidátusi fokozatot *A beton alakváltozása rövid idejű terhelés esetén* témájú értekezésével.

1953-54 között az ÉKME II. Hídépítéstan Tanszékén tanársegéd volt.

1954-63 között az MTA Építéstudományi kutató csoport megalakulásától ugyanott, illetve 1963-74 között a BME Építőanyagok Tanszékén, majd 1974-95 között

a Vasbetonszerkezetek Tanszékén MTA állományú kutató mérnök volt. 1963-74 között az Építőanyagok Tanszék és a Vasbetonszerkezetek Tanszék Beton- és vasbetonépítési közös laboratóriumának operatív vezetője volt.

1954-74 között az MTA Építéstudományi Tanszéki Kutatócsoport létrehozásától az átszervezéséig a kutató csoport vezetője Palotás professzor munkatársaként operatív intézője volt a Munkaközösségnek (12 tanszéki kutató csoport) műszer és laborozköz fejlesztésének és az éves összefoglaló kutatási beszámoló szerkesztésének.

Részt vett a Tanszék témakörébe tartozó tantárgyak

gyakorlati oktatásában és a vasbetonszerkezetek témájú diplomatervezők konzultálásában. Az építőanyagok és szerkezetek vizsgálati metodikájában és technikájában szerzett ismereteit és jártasságát hasznosítva részt vett mind az anyagvizsgálati, mind a szerkezetvizsgálati laboratóriumi gyakorlatok szervezésében, a témák kidolgozásában és a gyakorlatok vezetésében.

A Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskolán (a Győrbe költözéséig) félállású docensként több éven keresztül az *Anyagtan és kémia technológia* c. tantárgy keretében az *Építőanyagok* c. részt adta elő.

A BME Mérnöki Továbbképző Intézet tanfolyamain, valamint a Szakmérnöki képzés során előadásokat tartott a *Betontechnológia I.*, a *Beton szilárdsági és alakváltozási jellemzői és a jellemzők közötti összefüggések*, az *Alak- és mérethatás figyelembevétele a szilárdsági jellemzők meghatározásánál*, a *Roncsolás-mentes beton vizsgálatok módszerei és a vizsgálati adatok értékelése*, valamint az *Építmények felülvizsgálata* témakörökben.

A beton terhelés alatti viselkedésének és a tönkremeneteli folyamat fizikai tartalmának feltárására irányuló elméleti és kísérleti kutató munkájának eredményeit mind a szabványosításban mind a tervezésben felhasználták (a σ - ε kapcsolat teljes tartománya, az ellenállási mező nagy sebességű egszeri gyakoriságú rendkívüli teher esetén, a különböző

szilárdsági jellemzők közötti kapcsolat, az alak és méret hatása a beton szilárdságára).

Tudományos eredményeiről több szakmai konferencián tartott előadást.

A Technoimpex megbízásából több külföldi főiskola és egyetem (Orán, Algír, Idah, Yola) új oktatási és kutatási célú építőanyag-, és szerkezetvizsgáló laboratórium funkcionális tervezését végezte és összeállította teljes vizsgálati és mérési technika cikklisóját.

Az építmények felülvizsgálata és erőtani ellenőrzése, lőttbetonos megerősítések minőség-ellenőrzése, valamint hidak, ipari födémekek, gépalapok dinamikai vizsgálata, továbbá fáklyák, antenna tornyok kikötő erőinek mérése, beállítása témákban és bírósági kijelölésre számtalan esetben végzett szakértői munkát.

Két fejezete jelent meg *A beton minőségellenőrzése* c. könyvben (szerk. Dr. Szalai K., Szabványkiadó Bp. 1982.). Az Idahi Főiskola (Nigéria) részére az Akadémiai Kiadó megbízásából *Építőanyagok* címmel írt könyvet (csak angol nyelvre lefordítva jelent meg 1981-ben). Az előzőekben ismertetett témákból 24 szacikk és több tucat tudományos kutatási jelentés szerzője, ill. társszerzője volt.

A Műegyetem Aranydiplomával ismerte el értékes munkáját (2003).

Dr. Orosz Árpád

fib BULLETIN 43: STRUCTURAL CONNECTIONS FOR PRECAST CONCRETE BUILDINGS

One of the latest *fib* Bulletin, number 43, „Structural connections for precast concrete buildings”, is now available for purchase from the *fib* secretariat.

Connections are among the most essential parts in precast structures. Their performance relates to the structural limit states, as well as to manufacture of the precast elements and erection and maintenance of the structure itself. Proper design of connections is one major key to a successful prefabrication.

The principal aim of *fib* Bulletin 43 is to encourage good practice in the design of structural connections in precast concrete structures. This is achieved through a good understanding of structural connections as parts of the overall structural system and of basic force transferring mechanisms.

The bulletin consists of two parts; the first part concerns general considerations and philosophy in the design of structural connections, and the second part deals with basic force transferring mechanisms within structural connections. The main focus is on the design of structural connections with regard to their structural function in ordinary design situations in the serviceability and ultimate limit states, and in accidental/abnormal design situations, like fire, lack of fit and impact/accidental loads. Other aspects considered include production, handling and site erection of elements, building physics, durability and maintenance.

Bulletin 43 applies to structural connections for precast concrete buildings, although the information on basic force transfer mechanisms can also be applicable to other types of prefabricated structures.

Pages: 370

Price: CHF 180 (non-member price), including surface mail
ISBN 978-2-88394-083-3

To order this Bulletin, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.

fédération internationale du béton (*fib*)

International federation for structural concrete

Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland

Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245

fib@epfl.ch * www.fib-international.org



fib BULLETIN 44: CONCRETE STRUCTURE MANAGEMENT: GUIDE TO OWNERSHIP AND GOOD PRACTICE

One of the latest *fib* Bulletin, number 44, „Concrete structure management: Guide to ownership and good practice”, is now available for purchase from the *fib* secretariat.

Construction projects are undertaken to meet a variety of business, service and aspirational objectives or needs. The success of a building or an element of infrastructure depends on how well it meets the owner's needs and interests or those of its users. Recent changes in owner attitudes to construction are reflected in an increasing interest in through-life costs, i.e. not only the capital costs of construction but also the operational costs associated with a structure's functional performance for a defined life span. The owner can greatly improve the likelihood of achieving the value they seek from the facility by being closely and effectively involved in the definition of performance requirements at the start of the construction procurement process.

The objective of *fib* Bulletin 44 is to provide guidance to owners of concrete structures on:

- the management of their concrete structures (buildings and infrastructure) as part of their business goals or the service objectives of their organisation;
- best practice in the management of concrete structures;
- their responsibilities with respect to the management of their concrete structures;
- the wider context and issues of service life design;
- information and direction needed by the supporting

professional team of architects, engineers, specifiers, contractors and others.

This Guide also provides background information on topics such as deterioration processes and technical procedures used for the management of concrete structures, including reference to international standards for the protection and repair of concrete structures. These activities are illustrated by application examples/case histories and by a section addressing frequently asked questions. A brief review is made of some potential future developments.

Pages: 210

Price: CHF 150 (non-member price), including surface mail
ISBN 978-2-88394-084-0

To order this Bulletin, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.

fédération internationale du béton (*fib*)
International federation for structural concrete
Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland
Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245
fib@epfl.ch * www.fib-international.org

