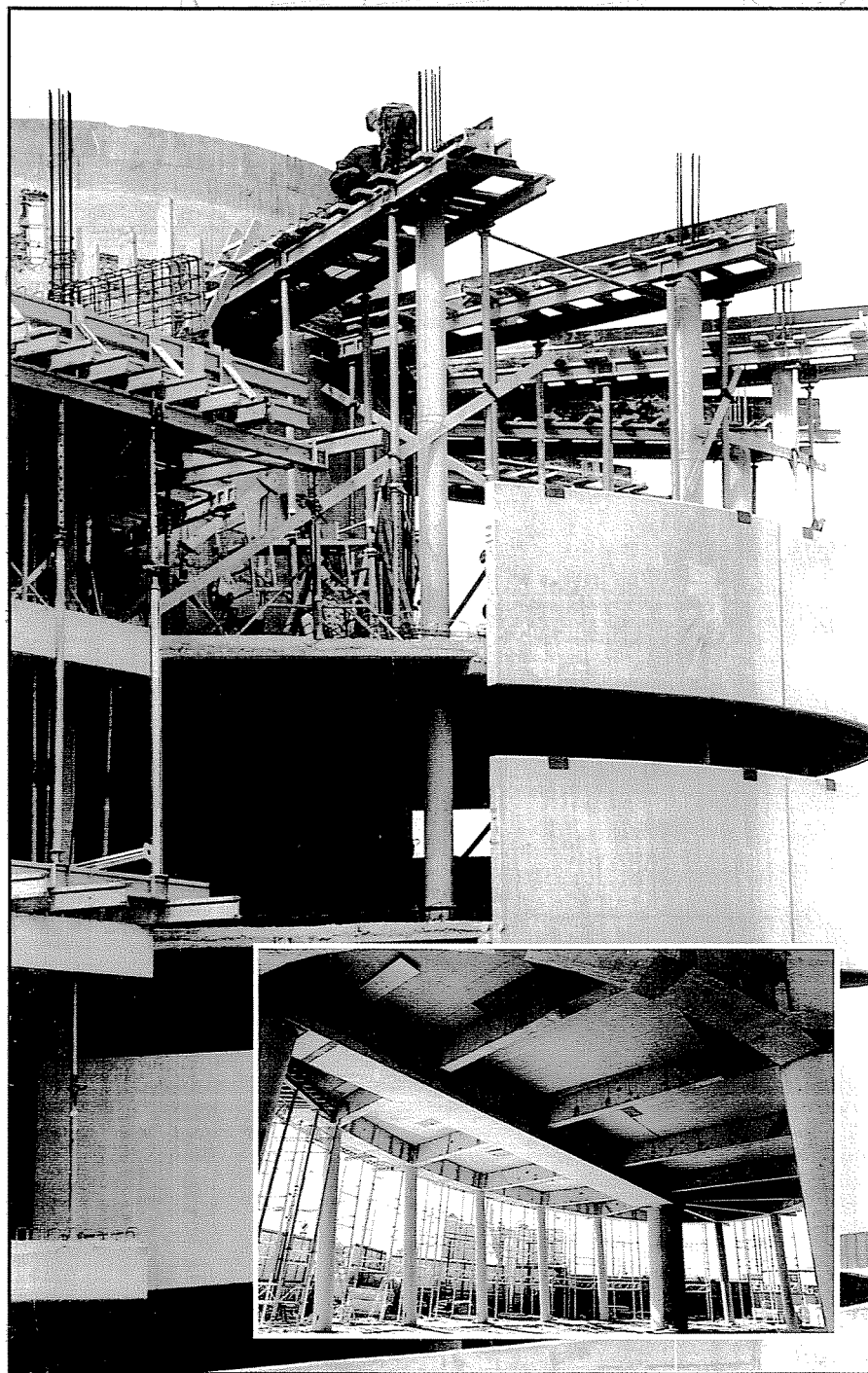


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Dr. Balázs György

Merre tart a betontechnológia?

98

Dr. Gilyén Jenő

Összeférhetőségi és inhomogenitási kérdések előregyártott elemek összeépítésénél

99

Dr. Misteth Endre

A keresztmetszeti mennyiség valószínűségelméleti meghatározása

106

Dr. Almási József

Vízzárás biztosítása vasbetonnal a Lurdy-ház alapozásánál

112

Becze János

A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjai 5. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei

118

Dr. Tassi Géza – Dr. Balázs L.
György

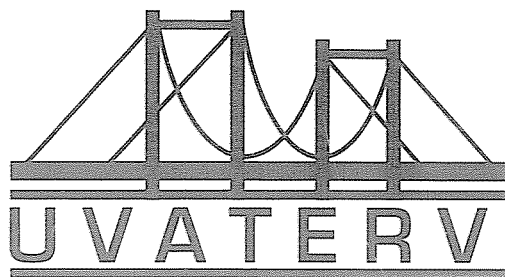
Beszámoló a 2000. évi *fib* szimpóziumról

124

Műszaki rövid hírek

125

2000/4



ÚT-, VASÚTERVEZŐ RÉSZVÉNYTÁRSASÁG

1117 BUDAPEST,
DOMBÓVÁRI ÚT 17-19.



SZOLNOKI HOLT TISZA-HÍD

HÍDTERVEZÉS

HÍD-, ÉS TECHNOLÓGIAI TERVEZŐ IRODA

TEL.: 203-3341, 203-3340 FAX: 206-3914

E-MAIL: hid.uvaterv@mail.datanet.hu

WEB: w3.datanet.hu/~uvaterv2

Korábbi munkáink:

- ◆ Zalalövő-Bajánsenye vasútvonal völgyhídjainak engedélyezési és tender tervei
- ◆ M3 autópálya Oszlári Tisza-híd kiviteli terve
- ◆ M9 autótű Szekszárdi Duna-híd tender terve
- ◆ M5 autópálya hídjainak engedélyezési és kiviteli tervei valamint a hidak állapotának évenkénti vizsgálata
- ◆ M3 és M30 autópálya hídjainak kiviteli tervei
- ◆ M7-M70 autópálya Zamárdi-Letenye szakasz hídjainak engedélyezési tervei
- ◆ M43 autópálya hídjainak engedélyezési tervei
- ◆ MÁV Rákospalota-Ujpest végállomás gyalogos aluljáró engedélyezési és tender terve
- ◆ Százhalombattai vasúti felüljáró átépítési terve
- ◆ Székesfehérvári Alba Plaza gyaloghíd terve és építése
- ◆ Ferihegyi irányítótorny bővítésének statikai tervei ...

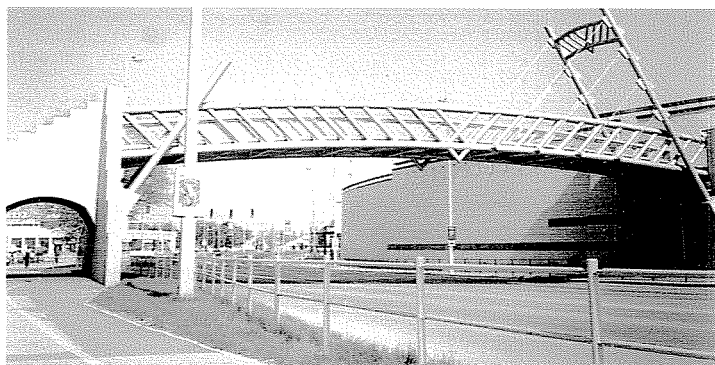
Aktuális munkáink:

- ◆ M3 autópálya Oszlári Tisza-híd áttervezése
- ◆ M9 autótű Szekszárdi Duna-híd építési terve
- ◆ M9 autótű hídjainak kiviteli tervei (9 db)
- ◆ M0 autótű hídjainak engedélyezési tervei (32 db) ...

Tevékenységi kör:

- ◆ közúti, vasúti és gyalogos hidak, aluljárók, áttereszek, rámpák tervezése, felújítása
- ◆ technológiai tervezés, különleges és ideiglenes tartószerkezetek tervezése
- ◆ szakértés, felülvizsgálat, tervezői művezetés
- ◆ fővállalkozás és független mérnöki tevékenység

ALBA PLAZA GYALOGHÍD, SZÉKESFEHÉRVÁR

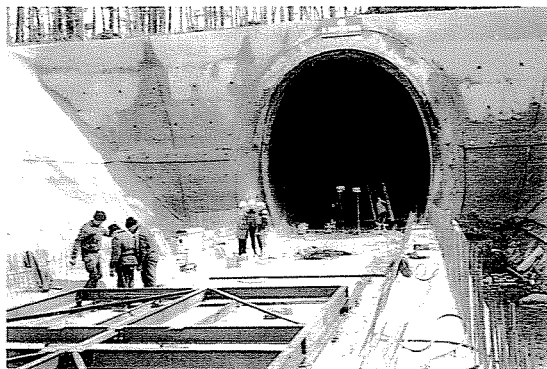


SZERKEZETTERVEZÉS

Tevékenységi kör:

- ◆ mélyépítés: közúti és vasúti alagutak, aluljárók, metrók statikai és technológiai tervezése
- ◆ parkoló garázstechnológia, ipari technológiai tervezés
- ◆ magasépítési szerkezetek, épület átalakítások tervezése

VASÚTI ALAGÚT, ZALALÖVŐ-BAJÁNSENYE VASÚTVONAL



METRÓ ÉS SZERKEZETTERVEZŐ IRODA ÉPÍTÉSZ ÉS ÉPÜLETGÉPÉSZ IRODA

TEL.: 204-2939, 204-2942 FAX: 206-3914

E-MAIL: uvaterv1@mail.datanet.hu

Korábbi munkáink:

- ◆ budapesti metró 2,
- ◆ budapesti metró 3, DBR
- ◆ Ballahegy MÁV alagút engedélyezési és kiviteli terve
- ◆ Csepel Plaza kiviteli terve
- ◆ Ferihegy 2B terminál kiviteli terve
- ◆ Krisztina Plaza engedélyezési és kiviteli terve
- ◆ Síp u.-Wesselényi u. irodaház terve
- ◆ West End City Center
- ◆ Star Light Hotel, Mérleg u. kiviteli terve
- ◆ ATS repülésirányítási központ kiviteli terve
- ◆ Ferihegy Catering konyha bővítés kiviteli terve
- ◆ Ferihegy Vesztélyes hulladék égető kiviteli terve
- ◆ Gresham mélygarázs kiviteli terve
- ◆ Déli pályaudvar mélygarázs kiviteli terve
- ◆ Ybl Palota mélygarázs kiviteli terve
- ◆ Gumihulladék feldolgozó üzem tanulmányterve
- ◆ Mérnökségi telep technológia kiviteli terve
- ◆ Ferihegy tűzoltóbázis bővítése

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Bódi István

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Garay Lajos

Dr. Kármán Tamás

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kapnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

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

Az internet verzió szerkesztője:

Gulyás Péter

Nyomdai előkészítés és nyomtatás:

RONÓ Bt.

Egy példány ára: 750 Ft

Előfizetési díj egy évre: 3000 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 100 000 Ft,

belső borító: 80 000 Ft.

A hirdetések felelőse:

Telekiné Királyföldi Antónia

A címlapfotó felelőse: Csányi László

Címlapfotó:

Praktiker – KÉSZ Udvarház

TARTALOMJEGYZÉK

- 98** Dr. Balázs György
Merre tart a betontechnológia?
- 99** Dr. Gilyén Jenő
Összeférhetőségi és inhomogenitási kérdések előregyártott elemek összeépítésénél
- 106** Dr. Mistéth Endre
A keresztmetszeti mennyiség valószínűségelméleti alapon való meghatározása
- 112** Dr. Almási József
Vízárás biztosítása vasbetonnal a Lurdy-ház alapozásánál
- 118** Becze János
A magyar-szlovén vasútvonal völgyhidjai
5. A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei II.
- 124** Dr. Tassi Géza – Dr. Balázs L. György
Beszámoló a 2000. évi *fib* szimpóziumról
- 125** **Műszaki rövidhírek**
- 126** **Személyi hírek**
Dr. Loykó Miklós 70 éves
Dr. Szalai Kálmán 70 éves
Dr. Tassi Géza 75 éves

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,
ÉMI Rt., Hidépítő Rt., Magyar Aszfalt Kft. MÁV Rt.,
MSC Magyar Scetauroute Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt., Pont-Terv Rt., Uvaterv Rt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., Peristyl Kft., Techno-Wato Kft.,
CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union Plan Kft.,
BVM Épelem Kft., BME Hidak és szerkezetek Tanszéke,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke



Amióta van beton, van betontechnológia is. Feladata mindig az volt, hogy a tervező által előírt betont egyenletes minőségben állítsa elő. A beton az anyag, a technológia és a betonismeret egymásra hatása révén állandóan fejlődött.

A beton legfontosabb anyaga a *cement*. Míg a múlt század közepén Clark Ádám a Lánchíd építéséhez, Mihalik János a Ferenc József zsilip építéséhez a román cementet az építés helyén égette, a Lábatlani Cementgyár (1862) építésével megkezdődött a portlandcement gyártása. Az ipar rohamosan fejlődött. Cementgyáraink építése – a Dunai Cement és Mészmű kivételével – 1910-ig befejeződött. A forgókemence jelentette századunk legelején a mai értelemben vett portlandcementgyártás kezdetét. A fejlődést a speciális igények kielégítése [fehér cement (1930), szulfátálló cement (1937), heterogén cement (1952), nagy kezdőszilárdságú (alit) cement (1951) és más, kis mennyiségben igényelt különleges cementek], az energiatakarékosság (száraz őrlésű nyersliszt), a zsákolt helyett az ömlesztve szállított, és a programvezérlésű gyártás jelentette.

A másik fő alkotó az *adalékanyag*. Hazánkban elsősorban a folyami és bányakavics, amelyet idővel mosással, osztályozással finomítottak. Az útbetonokhoz már a 20-as években is bazaltzúzalékot használtak adalékanyagul. A homokoskavics adalékanyag csökkenésével az andezit és mészkő zúzalékok is előtérbe kerültek.

A betontechnológia első eleme a *betontervezés*. Már századunk elején módszert dolgoztak ki a betontervezésre. Annyi cementet tettek a betonba, hogy a cementpép az adalékváz hézagait kitöltötte. Ezt ma péptelített betonnak nevezzük. Szilárdságra tervezés csak azóta valósulhatott meg, amióta Abrams (1918) a víz-cement tényező törvényét felismerte. Hazánkban Palotás a betontervezést kiterjesztette a víz-levegő-cement tényező törvényére. Végül Ujhelyi (1988) a péptelítettségre alapozott (de már magasabb szinten), a betonstruktúrát figyelembe vevő betontervezést dolgozott ki.

Kezdetől törekedtek az egyenletesebb minőségű betont eredményező és termelékenyebb gépi keverésre. Századunk elején kezdtek kialakulni a mai értelemben vett keverőgépek. A folytonos üzemet csak a bányászokban használták. Az építéshelyeken a kerekeken mozgó, billenődobos rendszerű, Jáger típusú, szabadon ejtő keverőgép terjedt el századunk elejétől. Mihalik (1954) betonkeverője a Ferenc csatorna építésénél hazánkban a kezdetet jelentette. Betonútépítéshez használták a Vögele rendszerű keverőgépet. Betonkeverő telepeken kényszerkeverő gépeket használtak, amelyek rendszerint függőleges tengelyűek voltak, de lehettek vízszintes tengelyűek is. Ilyen volt a Uvaterv-ben tervezett UVAMIX nevű, Southofen típusú keverőgép is.

A beton munkahelyi szállítására kezdetől használták a kubikus talicskát, a csillét, a japánert, a szállító tartályt. Ezek könnyen csatlakoztathatók voltak a függőleges szállító eszközökhöz (lift, daru, toronydaru). Kézi döngöléssel földnedves betont lehetett csak tömöríteni, ami sűrű vasszerelés esetén bizonytalan volt. Ez vezetett a húszas években a folyós betont szállító öntőtoronyhoz. Az öntött beton hátrányai miatt kezdték alkalmazni a szállító szalagot (1950-tól terjedt el) és a betonzivattyút (USA, 1932).

A 30-as években elterjedt a vibrálás, amellyel jól lehetett tömöríteni a földnedves és a gyengén képlékeny betonokat.

A mennyiségi és minőségi igény növekedésével minőségi

változásra volt szükség. Ez volt a készre kevert beton keverőtelepeken, majd a teljesen automatikus elektronikus ellenőrző rendszerrel vezérelt *betongyár*. Ezzel kezdetét vette a megfelelő eszközzel szállított *transzportbeton*.

Lényeges fejlődést hoztak az *adalékszerek*, amelyekkel a friss és a megszilárdult beton tulajdonságai szinte tetszés szerint változtathatóak.

MERRE TART HÁT A BETONTECHNOLÓGIA?

Mielőtt a kérdésre válaszolnánk, négy problémát nem szabad elfelejteni.

1. Az iparosodással *megnőtt a levegő szennyezettsége* (SO_2 , NO_x -tartalma, savas eső esik), a közutakon a forgalmat csak úgy tudják fenntartani, ha télen sózzák azokat. Együtt ez azt eredményezte, hogy megdőlt a vasbeton örökké valóságába vetett hitünk.
2. A szocializmus idején *a mennyiségi szemlélet érvényesült*, csak azzal törődtünk, hogy minél olcsóbban, minél többet építsünk. Így a megváltozott külső körülmények miatt lényegesen megnőtt a fenntartás, felújítás költsége.
3. *A követelmények is nőttek*. A vízzáróság, a kopásállóság, a fagyállóság, a nagyobb húzószilárdság nem új követelmény. A nagy és igen nagy szilárdságú, valamint nagyobb nyúlóképességű (acél- és műszálerősítésű) beton követelménye mellett a tartósság követelménye jelent meg új elvárásként. Ez új szemléletet követel, mert a tartósság követelménye a szilárdsági és alakváltozási követelményekkel egyenértékű követelmény. Az új Közúti Hídszabályzatban csak azért írnak elő min. C30 jelű betont és 3,5 cm-es betonfedést, mert arra a tartósság miatt van szükség. A nieder-aussemi 200 m magas hűtőtoronyt – szilárdsági követelmény alapján – B30 jelű betonból elég lett volna megépíteni, de B85 jelű nagy-tömörű, sav- és szulfátálló betont építettek a tartóssági követelmények miatt. Ebben benne van az az új szemlélet is, hogy a műszaki betonszerkezet építési és fenntartási költsége együtt legyen minimális.
4. *A betontechnológiával ma már gyakorlatilag minden igényt ki lehet elégíteni*. De ehhez a hagyományos ismeretek nem elégségesek. Szükség van olyan szakemberre, a betontechnológusra, aki a tervező elképzeléseit a kivitelező felkészültsége figyelembe vételével úgy tudja megvalósítani, hogy az eredmény a tartós beton legyen.

E megváltozott körülmények miatt írja elő az új Közúti Hídszabályzat, hogy a betont betontechnológus tervezze meg, és készítse el a betontechnológiai tervet, aki csak legalább 5 éves tapasztalattal rendelkező mérnök lehet. A betontechnológiai tervhez szigorúan tartozzék hozzá a minőségellenőrzési terv is. Ezek együtt biztosíthatják a megfelelő minőségű beton készítését.

A feladat nagysága megérdemli, hogy e feladatra a szakmérnökképzés keretében képezzenek szakembereket.

Felelősségétől áthatva nyújt segítséget a BME Építőmérnöki Kar azáltal, hogy 1997-ben, 1999-ben Betontechnológus Szakmérnöki Tanfolyamot indított, és 2001. februárjától ismét indítani fog, amelyen a résztvevők elsajátíthatják a *legkorszerűbb* betonismereteket.

Dr. Balázs György prof. emeritus,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

ÖSSZEFÉRHETŐSÉGI ÉS INHOMOGENITÁSI KÉRDÉSEK ELŐREGYÁRTOTT ELEMELŐSSZEÉPÍTÉSÉNÉL



Dr. Gilyén Jenő

Az előregyártott elemek nagyobb szilárdságú betonja (C25-től) és a helyszíni illesztés nem elég tömör betonja alakváltozási tulajdonságukban nem összeférhetőek. A helyszínen bedolgozott illesztési beton utólagos és nagy zsugorodásából eredő repedés inhomogenitást okoz, mely a különböző alakváltozási tulajdonsággal együtt a statikai viselkedést módosítja.

Ezek a problémák az elemek gyártási körülményeiből és az építés helyszíni körülményeinek, továbbá a méretek és beton bedolgozási körülményeinek nagy eltéréseiből adódnak. Elsősorban nagy merevségű előregyártott elemekből épült szerkezeteknél jelentkeznek a statikai modellt módosító hatások.

Kísérleti eredmények csak akkor meggyőzőek, ha a kísérlet a technológiai körülményeket is jól modellezi. A kis méretű illesztésbe csak folyós betonnal lehet tökéletes kitöltést biztosítani, s ezt a kísérleti modellnél is követni kell.

Kulcsszavak: beton, víz-cement tényező, előregyártás, kapcsolat, összeférhetőség, inhomogenitás, összeépítés

1. BETON FIZIKAI ÉS MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI A FELVETETT TÉMA SZEMPONTJÁBÓL

Közismert a tömör kőanyagoknál a rugalmas viselkedés után a robbanásszerű törés. Minél nagyobb szilárdságú a heterogén beton, annál inkább közelít viselkedésében a tömör kőanyagokhoz. Minél lazább szerkezetű a beton, azaz minél nagyobb a légpórus tartalma, annál nagyobb a törést megelőző nem lineáris alakváltozási szakasz. Az adalékanyagokénál kisebb szilárdságú cementkő helyi morzsolódásából keletkező törmelék fokozatosan kitölti a légpórusok egy részét. Az anyagszemcsék közötti nagy sűrűdés folytán a mikrorepedések hatása kezdetben csak a nagy – képlékenynek nevezett – alakváltozásban jelentkezik.

Természetesen az e hatást előidéző igénybevétel bizonyos számú ismétlődése után szétrohad a beton.

Tehát a beton **képlékenynek nevezett** tulajdonsága a törés kezdete. Érdemlegesen csak a rosszul vagy egyáltalában nem tömörített betonok sajátja. Nem véletlen, hogy a beton képlékenységre alapozott méretezési törekvések a B140 (ma kb. C10), illetőleg a B140* (ma kb. C8) szilárdsági jelű betonból készült monolit szerkezetek korában keletkeztek.

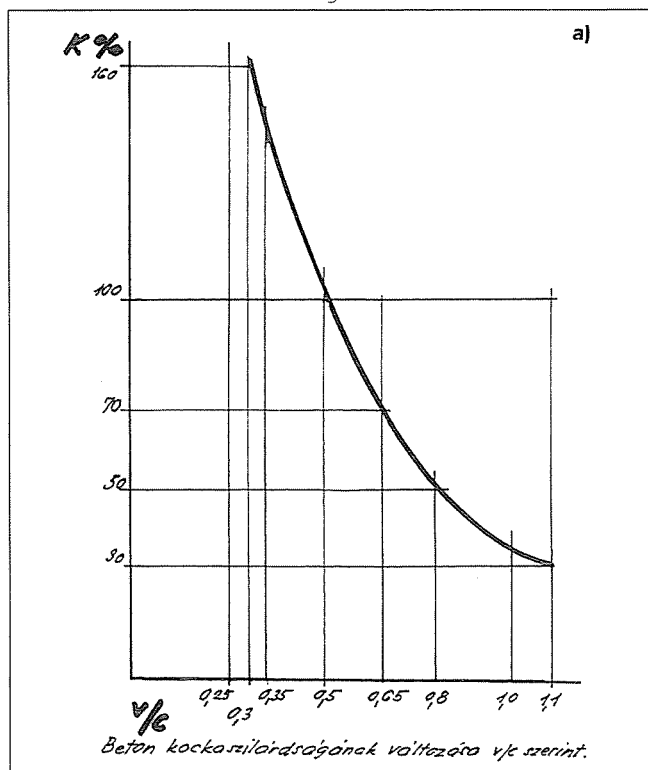
A szerzőnek módja volt hallgatni Dr. Kazinczy Gábor mérnök magántanári előadásait. A képlékenység hatásának felfedezője akkor hangsúlyozta, hogy acélnál a folyást felkeményedés követi, de betonnál a törés. E felismerésnek megfelelően a képlékeny viselkedést a statikailag határozatlan szerkezeteknél lehetséges igénybevétel átrendeződéséből eredő többlet biztonság miatt lehetséges megengedett igénybevételek szerény mértékű emelésére javasolta. Külön hangsúlyozta a változó terheléseknél a bekövetkező hatások részletes vizsgálatának szükségességét.

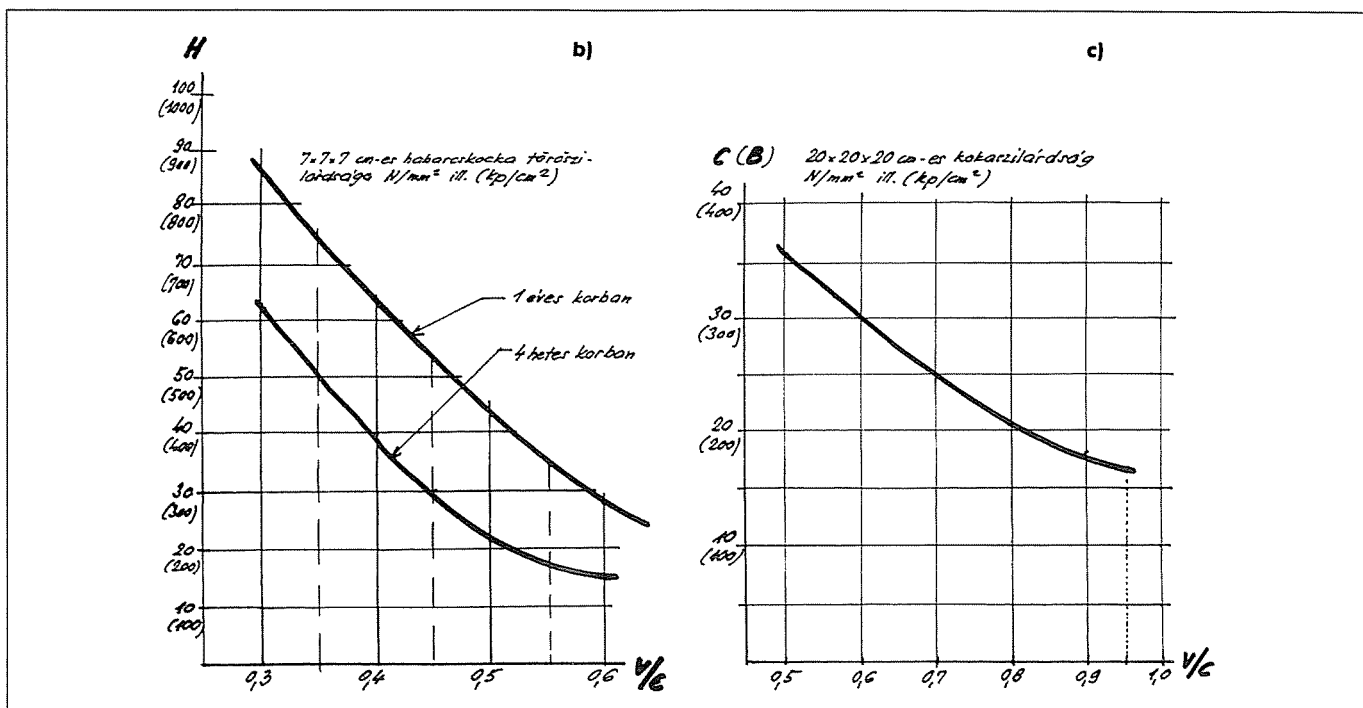
Az átlagos szilárdságú beton a törőigénybevétel 30–40%-áig tökéletesen rugalmasnak tekinthető, s innen a törőszilárdsáig kb. 70 % már mérhető maradó alakváltozást mutat. Ezt az értéket meghaladó igénybevételnél megkezdődik a betonstruktúra felbomlása, az eredetileg is meglévő zsugorodási

mikrorepedések továbbterjedése, olvashatjuk Balázs (1994): *Beton és vasbeton I. kötet* művében.

A tiltott törési szakasz előtt a beton alakváltozása egy ezrelék körüli, s 0,16 szoros haránt alakváltozása nem elegendő az öntött betonnál keletkező 0,6 – 1,0 mm/m zsugorodási repedés összezáródására. Ebből eredően az illesztésekbe bedolgozott folyós beton beszorítottásával nem számolhatunk! A ma általánosan használt középzilárdságú acélokban üzemi igénybevételnél is 1,5 ‰ megnyúlással lehet számolni, amikor a beton már 0,3 ‰ körüli értékeknél megreped. Ez a körülmény rendkívül kedvez a beton- és acél korrózió kialakulásának.

1. ábra A víz-cement tényező (v/c) hatása a szilárdságra
a) Leonhardt (1973) kísérleti eredményei: a víz-cement tényező hatása a beton szilárdságára





1. ábra A víz-cement tényező (v/c) hatása a szilárdságra
 b) Portlandcement habarcs kockák nyomószilárdsága (Mihailich-Schwertner-Gyengő, 1946)
 c) a beton kockaszilárdsága N/mm² (ill. kp/cm²) dimenziókban a víz-cement tényező függvényében (Mihailich-Schwertner-Gyengő, 1946)

A korai vasbeton szerkezeteknek a II. világháború utáni bon-tásakor még megerősödött a beton időtállóságának hiedelme. Az okokat keresve megállapíthatjuk, hogy a cementtakarékosság, jó tömörítéssel együtt csökkentette a zsugorodást és az akkor megengedett acél igénybevételhez tarozó megnyúlás összeférhető volt a beton nyúlóképességével, sőt a méretezést ideális keresztmetszettel elvégezve, kiderült az acél ténylegesen nagyon kis igénybevétele: 40–60 N/mm². Mindezen kedvező állapothoz még további segítséget jelentett, hogy a szerkezetet az önsúly terhek hordása után még mézsvakolattal burkolták s azt jól karban tartották.

Az előregyártott szerkezetek alkalmazását előidéző egyik ok a vakolatot nem igénylő felület. Ezzel fokozzuk a beton és acél korróziós veszélyt s ezzel még nagyobb fontosságot kap a beton tömörsége és repedésmentessége.

Sajnos nem eléggé közismert és tudatosodott a beton szilárd-ságának katasztrofális csökkenése a víz-cement tényező gátlás-talan növelésével. Az 1. a ábra Leonhardt professzor (1973) kísérleteit (Vörlesungen über Massivbau I. Bd. 2.4. Bild), az 1. b és c. ábra Mihailich – Schwertner-Gyengő (1946, Vasbeton szerkezetek 26. és 27. ábrák részlete) kísérleteinek eredményeit mutatja. Ez utóbbi kísérleteknél mind a beton, mind a habarcs kockáknál az utószilárdulás is mérték. Bár a növelt vízcementtényezőnél az utószilárdulás valamelyest nő, de nem képes kiegyenlíteni a nagy szilárdságcsökkenést. Jelen ismereteink szerint a nagyobb utószilárdulás oka: a lassúbb kiszáradás során még mód nyílik a cementklinker őrlésekor keletkezett durvább szemcsék tökélete-sebb hidratációjára.

Az előregyártott elemek összeépítésénél gyakori a túlzott vízadagolás a csatlakozó elemek ledermesztő hatása, továbbá a kis méretek, bonyolult profilok között tömöríthetetlen kibetonozások miatt. Ezekben az esetekben a tervezésnél kell mérlegelni, hogy az építéstechnológia mit tesz lehetővé. Irreális követelményeket nem szabad előírni, a tényleges lehetőségekkel kell számolni. A Balázs-Tóth (1998): Beton és vasbeton szerkezetek diagnosztikája II. kötet c. műben esettanulmányok is igazolják ezt a következtetést.

A vasbeton szerkezetek nyomott övének törési biztonságát nagy mértékben növeli a megfelelő sűrűségű kengyelezés, és

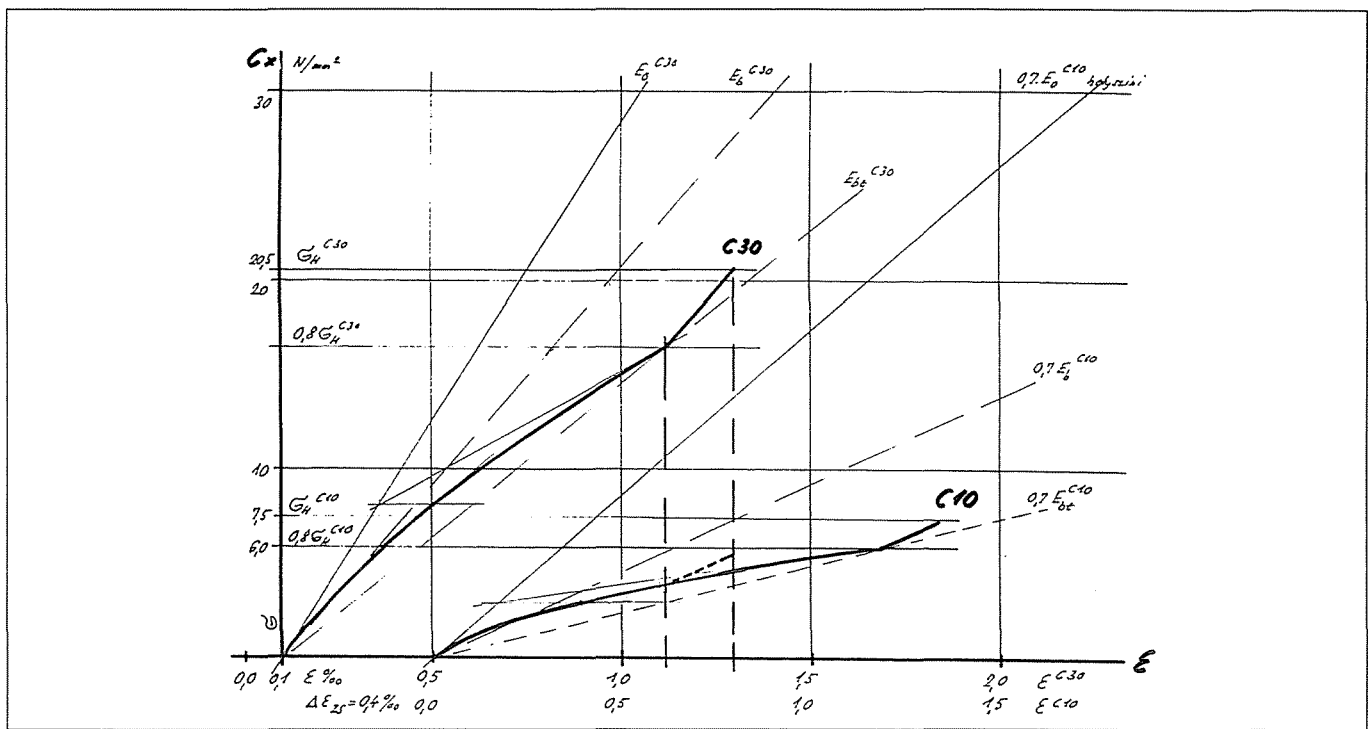
az azokat összefogó a betonmérettel arányos hosszvasalás. Sajnos gyakori eset, hogy az előregyártott elemek közötti csomópontban nem lehet szabályos vasbeton vasszerelést elhelyezni. Az ilyen összeépítést betonszerkezetnek kell tekinteni, és annak megfelelően méretezni.

A cementtartalom és ugyancsak a fölös víztartalom növeli a zsugorodást. A szerző többször találkozott 1,0 mm/m zsugorodással, így az Eurocode szerint az öntött betonoknál számítandó 0,6 ‰ inkább minimumnak tekinthető. A plasztifikátor sem tudja maradéktalanul megoldani ezt a problémát, mert hatására a $v/c=0,2-0,3$ értékű csökkentése lehetséges, de folyós beton ekkor sem tömöríthető.

2. AZ ELŐREGYÁRTOTT ELEMÉK ÖSSZEÉPÍTÉSÉNÉL ALKALMAZOTT MEGOLDÁSOK HATÁSA A STATIKAI MODELLRE

Az előregyártott vasbeton és feszített beton elemek összeépítésénél általában helyszínen kibetonozott kapcsolatokat terve-zünk. Ez a kapcsolási mód méreteltérés és elhelyezési pontatlanságot tűrő, ezen felül a legolcsóbb. A beemelő daru köté-lzetén függő elem minden irányban leng, illetve rugózik, s így mm-pontos elhelyezése csak segédszerkezettel lehetséges. Az elhelyezési pontosság korlátozott volta miatt az elem mérettű-résénél is érvényesíthető a még gazdaságos mérték.

Az illesztés méretét általában csökkenteni törekszünk a hoz-zá kapcsolódó szerkezeti méretekre gyakorolt hatása miatt. A kis méretű, esetleg bonyolult profilok miatt is csak finom szem-szerkezetű betont lehet alkalmazni, s a fészekmentes kibeto-nozás miatt a folyós beton megfelelő. Az ilyen betonnak ki-sebb a szilárdsága, nagy a zsugorodása és a kúszása. Ehhez járul, hogy az előregyártott elemhez csatlakozásnál a helyszí-ni beton teljes zsugorodásából eredő zsugorodási hézag kelet-kezik. A zsugorodási repedés záródásáig a kapcsolati be-ton igénybevételt nem közvetít.



2. ábra Az előregyártott elem és a helyszínen készült betonnak σ - ϵ diagramja a kúszási tényezővel és a zsugorodás különbségek ábrázolásával

A 2. ábrán bemutatjuk egy feltételezett esetben a kétféle beton alakváltozási görbéjét a kúszás figyelembevételével, s a kapcsolati beton zsugorodásával eltolt σ - ϵ görbéken leolvashatóan közös teherviselés esetén a helyszíni beton későbbi belépését. Például pillér toldásnál az előregyártott elem nagyobb szilárdságú betonja, mely gyakorlatilag nem képlékeny tulajdonságú, akár törésig túlterhelődhet. A kérdésnek a csak elvi vizsgálata félrevezető lehet. Konkrét eseteknél számszerűsítve látható a zsugorodás és a repedezettség nagy – néha döntő – hatása, mint az a szerzőnek „Előregyártott fal és földémtáblából összeépített szerkezetek modell elemeinek merevsége” (Gilyén, 1974) c. tanulmányának és „Előregyártott elemek erőátadó kapcsolatai...” (Gilyén, 1979) c. cikkének számpéldáiból látható. A zsugorodási hézag miatt ez esetben az egyszerű alakváltozási tényezők alapján való méretezés nagyon nagy hibát eredményez.

Nagyon gyakori, hogy az építéstechnológiai körülmények hatásáról megfeledkezve irreális beton minőséggel és alakváltozási tényezőkkel számolnak a sima falú, merev próbatest zsakban előírásosan kezelt próbatestek eredményei alapján. Pedig a mostoha körülmények között készült betonoknál mindig kell legalább kisebb mértékű technológiai lazasággal számolni.

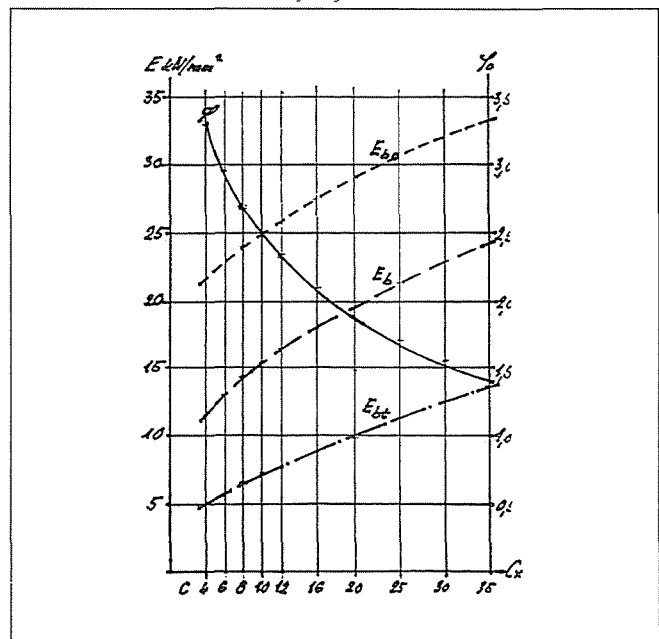
A 3. ábrán láthatóak az MSZ 15022-71 szerinti alakváltozási tényezők és a kúszási tényező különböző beton szilárdságok esetén. A kis terhelésnél mért alakváltozási tényezőkben a beton szilárdság hatása mérsékelt, tízszer nagyobb szilárdságú betonnál csak háromszoros, mert ekkor az adalékanyag – kvarc és földpát – nagy szilárdsága döntő. Az igénybevétel növekedésével érvényesül a kúszás tartós igénybevételénél, s ezzel a kisebb szilárdságú betonoknál a nagyobb légpórus tartalom miatt is nagyobb mértékben csökken az alakváltozási tényező. Még ennél is nagyobb a nem szabványosnak ítélt, de technológiai kényszerből gyakori, nem tömöríthető, folyós beton alakváltozási tényezőjének csökkenése.

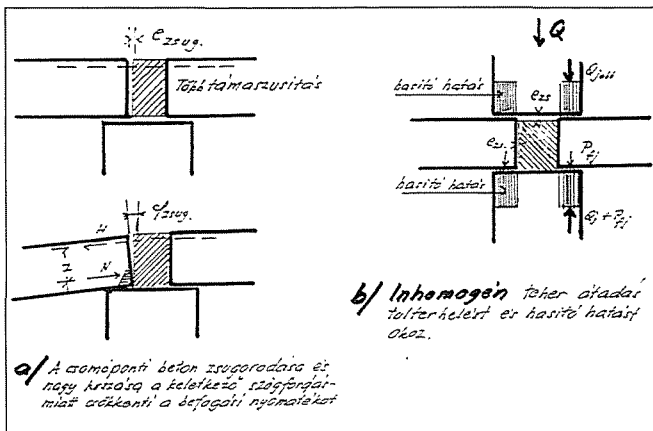
Természetesen csak az illesztéseknél jelentkező zsugorodási repedések hatása nagyon rugalmas rúdszerkezeteknél nem nagyon jelentős, de már merevebb rúdszerkezeteknél is kimutatható. Merevítő falakban lévő keskeny nyílás áthidalóknál a

nyíróerő hatására keletkező rugalmas alakváltozást akár meghaladhatja egy sarokponti repedésből eredő alakváltozás. Hasonló hatást kiválthat a rúdszerkezetben helyi tömörítési elégtelenség, például többtámaszú tartó támaszponti keresztmetszetében a sűrű felső vasalás miatt a betont oldalról befolyatják, így ott a tömörítés kevésbé hatásos. Ennek eredménye a kisebb szilárdság és ezzel együtt a kisebb alakváltozási tényező, aminek következtében a szükséges szögforgás kisebb igénybevételnél már bekövetkezik, azaz kisebb lesz a befogási nyomatok, ettől nő a mezőnyomatok, csökken a biztonság. Hasonlóan és főleg az eltolódó keretknél a rúdcillag csomópontjaiban is számolni lehet a túl sűrű vasalás következtében tömörítési inhomogenitással és ezzel járó módosult igénybevételi osztozkodással. A biztonsági tartaléknál e hatásokra is gondolni kell. A 4. ábra az előbbi hatásokra mutat példát.

A nagyon rugalmas szerkezetekhez szokott szemléletünk miatt a szerző „A vasbeton szerkezetek nem lineáris alakvál-

3. ábra Betonok alakváltozási tényezői különböző igénybevételeknél és a betonok kúszási tényezője tartós terhelésnél





4. ábra A csomóponti öntött beton nagy alakváltozása és utólag bekövetkező zsugorodása módosítja a monolit viselkedést, inhomogén szerkezetet keletkezik

tozásának hatása a statikailag határozatlan szerkezeteknél” (Gilyén, 1982b) c. tanulmányában részletesen elemezte a repesztő nyomaték elérése után bekövetkező alakváltozást – elvileg ugrásszerű növekedését – (5. ábra) befolyásoló tényezőt befogási nyomaték csökkenés és eltorzulást okozó nyíróerő esetében.

A befogási nyomaték a repedés keletkezése után a befogott rúdnak mint törzstartónak támaszponti szögforgásából levont repedéstágasságból és a belső erőkarok hányadosából keletkező szögforgás különbözetéből keletkezik. $M_{rep} = K \cdot \text{tg } \phi_{rep} \cdot I/L$ amikor például egyenletesen megoszló terhelt tartónál $K = 2 \cdot E$. Ebből látható, hogy a repedés hatása nő, minél nagyobb „I”, azaz minél merevbb a tartó és minél kisebb a támaszköz.

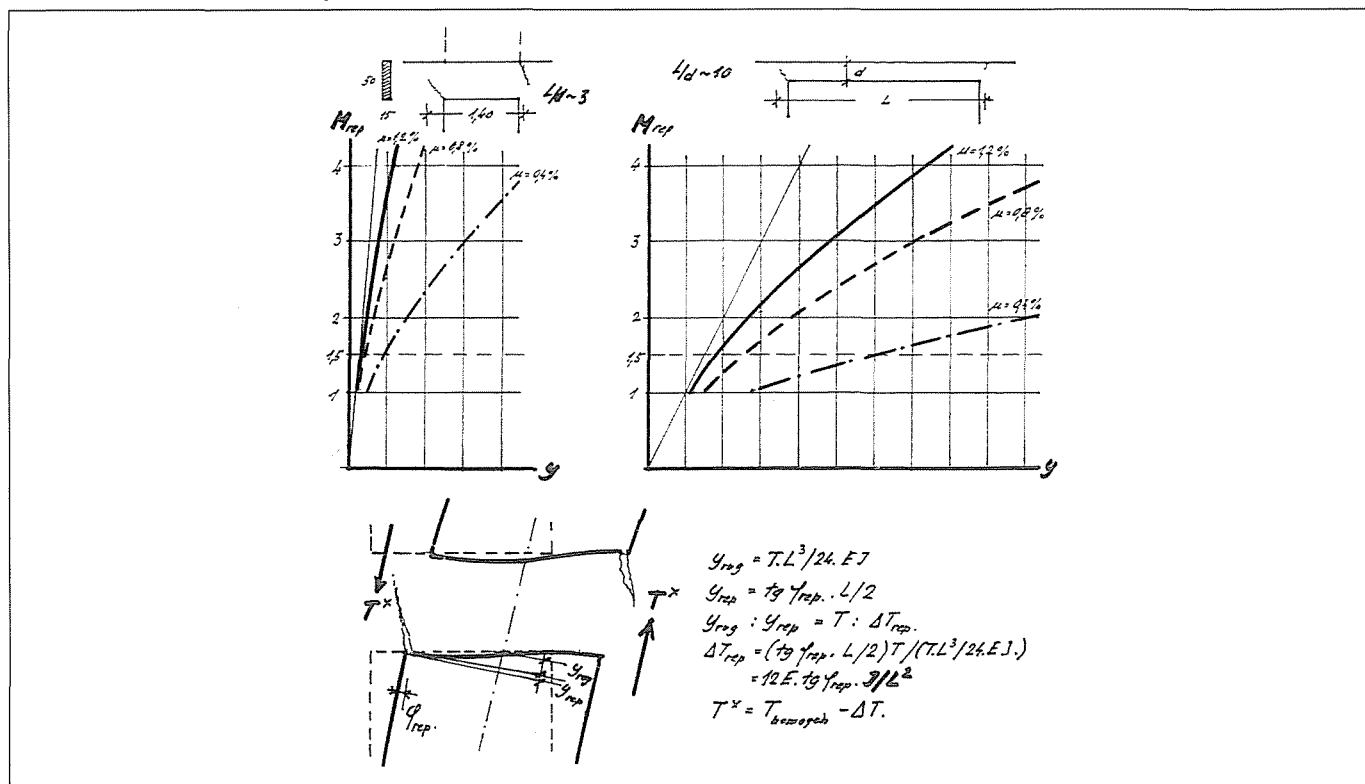
Nyíróerő hatására a rúd inflexiók elgörbülésekor (5. ábra) a befogási nyomaték gyors lecsökkenése miatt általában csak sarokrepedéssel számolhatunk és akkor az elemi szilárdságtan szerint a befogási nyomaték $M_{bef} = T \cdot L/2$ s a lehajlás, itt függőleges eltolódás a féltartó hosszon $T \cdot L^3/24 \cdot E \cdot I$. A repedésből pedig $\text{tg } \phi_{rep} \cdot L/2$. A kétféle hatásból keletkező eltolódás aránya szerint alakul a befogási nyomaték. Adott eltolódás esetén

(alapok süllyedéskülönbségéből, falsávok elferdüléséből az átkötésben) a repedés okozta ellenállás csökkenés – nyíróerő csökkenés – az aránypár felállítása után – $T = 12 \cdot E \cdot \text{tg } \phi_{rep} \cdot I/L^2$.

Tehát ebben az esetben a repedés hatása annál nagyobb, minél merevbb a tartó – falsávok közötti átkötés – és minél kisebb a fesztáv négyzete! Ezért nyílással gyengített faltárcsa méretezésénél nagy hibát okoz a repedezettség elhanyagolása. A homogén, repedésmentes modellnél az átkötéseknek szerepe a külső nyomaték felvételéből túlzott és egyúttal a falsávokra jutó nyomatékot a valóságosnál kisebbre számítottuk. Pedig a ma általánosan használt közepes szilárdságú acélok kihasználásakor az acél és a beton nyúlóképessége összeférhetetlen, a repedés fizikai szükségszerűségéből létrejön.

A magyarországi lakásállomány mintegy 20 %-a panelos technológiával épült 1960-90 között, zömében 1966-86 közötti időszakban. A tervezési korban típus igényekre szabott lakások korszerűsítése és az épületek felújítása még csak megkezdődött. Az épületek tervezését néhány azóta megszűnt tervezővállalatnál végezték, így a szerkezeti megoldások kevésbé ismertek, továbbá a vonatkozó szakirodalmat is kevesen tanulmányozták. A szakirodalomból a kiindulásnál használt legjobb forrásmunkák között Lewicki (1965): *Lakóházak építése előregyártott nagyelemekből c.* műve és e cikk szerzőjének a hazai panelos építést a gyakorló szerkezettervező szemléletével megírt műve „Panelos épületek szerkezetei” (Gilyén, 1982a) említendő. A panelos épületszerkezet lapelemekből élelik mentén összeépített térbeli szerkezet, amely dobozok halmozásának tekinthető. A lapelemeket gyártó csarnokokban fix vagy mozgatható sablonokban gyártották az üzemhez tartozó betongyárakban előállított betonból, a sablonok megfelelő oldalkialakításával, az illesztési vonalakban kapcsolódó acélbetétek, hurkok, U alakú kapcsolódó acélbetétek elhelyezésével. Az elemekből kinyúló betétekhez helyszíni hegesztéssel jött létre a húzóerőkhöz szükséges kapcsolat. A nyíró és nyomó erők felvételét a kéményszerű illesztés kibetonozásával biztosították. Az általában 15x15 cm keresztmetszetű és 2,60-2,80 m mély üreg természetesen csak folyós betonnal tölthető ki. E kapcsolati öntött beton és a panelek nagyobb szilárdságú be-

5. ábra Alakváltozások repedés és E_p figyelembevételével, különböző merevségű áthidalóknál és vesszázaléknál



tonja következtében technológiai okokból összeférhetőségi és inhomogenitási probléma szükségszerűen felmerül.

Az inhomogenitás probléma a függőleges terheket hordó vízszintes illesztésben is fellép, ha a teher átadása nem homogén szerkezeti megoldású. Esetleg vasbetonnak tekintenek vasalást ugyan tartalmazó, de a haránt kontrakciót nem akadályozó megoldást, mint azt a szerző az 1998. évi berlini IABSE Colloquiumra (Gilyén, 1998) küldött tanulmányában kifejtette, egy magas panelos épület felsőbb szintjén bekövetkezett gázrobbanástól a földszintig bekövetkezett leomlásnál történt.

A szerkezet a dobozos struktúra következtében megfelelő karbantartással katasztrófális igénybevételekre nagy biztonsággal bír, de a használatnál megkövetelt korlátozott repedéstágassági követelmény kielégítése csak az inhomogenitás és összeférhetőség figyelembevételével való méretezéssel lehetséges. Ez a szerkezet leggyengébb pontja, a monolit készítésű doboz nyírószilárdságának csak töredékét bírja. A témának elméleti megközelítése sikertelen volt, ezért a szintén nagyarányú francia panelos építésre tekintettel a párizsi székhelyű CEBTP kutatóintézetben több mint 120 kísérleti kapcsolatot terheltek törésig, a repedések méretét és az ahhoz tarozó nyíróerőt mérve. A kísérletsorozat kimutatta, hogy sem az összekötő vasalás mennyisége, sem a beton szilárdság, sem a fogazás felülete nem hatott lineárisan a nyíró szilárdságra.

A kísérletekről és a megalkotott tapasztalati képletekről dr. Simurda László egy. adjunktus beszámolt *1984-ben „Panelos épületek függőleges kapcsolatainak kialakítása, teherbírása”* c. cikkében (Simurda, 1984).

Hiányossága volt a kísérletnek, hogy az illesztést fekvő helyzetben, padlón, jól tömöríthetően betonozták s nem a valóságos technológiai körülményeknek megfelelően, azaz felülről öntve! Ezért a kísérlet a tendenciákat jól rögzíthette, de nem adott választ a valóságos körülményeknek megfelelően készített illesztések tényleges teherbírására. Hasonló, mint amikor próbatetek egészen más készítési és tömörítési körülményeiből (kockából, hasábból, hengerből) más méretarányú és tömörítési kibetonozás szilárdságára kívánnánk következtetni!

A szerző a Népstadion építések tapasztalata az előregyártott elemekből épített falazatnál a 12x13 cm méretű s fogazott üregek fészkesként kitöltéséhez használt s próbakockák megfelelő törési eredményeit mutató öntött beton kitöltés teljes hatástalanságát. Az üregeket kitöltő beton laza szerkezetével, vagy zsugorodásával nem vett részt a teherhordásban. Ez a felismerés vezette a szerzőt a panelos épületek illesztéseinek tervezésében és azok teherbírásának értékelésében.

Építési gyakorlattal és építéstechnológiai ismerettel nem rendelkezők részére idegen felfogásból eredő viták feloldására 1980-81-ben az Építéstudományi Intézet Szentendrei Kísérleti telepén valós méretű panelokkal kísérletet végeztek. A nagyon szerény méret és mérőpont mennyiség ellenére a kísérlet igazolta az inhomogén viselkedést mint azt *Kaliszky-György-Lovas (1983): valós méretű... kiértékelő* cikkének tanulmányozásából láthatjuk. Az inhomogén szerkezeti működést az ME 95-72/74 helyesen, előírásban rögzítette.

A kísérlet igazolta, hogy a panelokból összeállított szerkezet nem működik faltartóként s alapáthajlásnál az egyes emeletek hosszfalai Vierendeel-tartó szerű viselkedéssel egymáson leterhelést modellezve is elcsúsztak. A szomszédos falpanelokban lévő, s illesztéssel kapcsolt pillérek és kiváltók sem működtek együtt monolit jelleggel.

A francia kísérletekkel egy időben angol kutatók is végeztek kísérleteket, de a francia kísérleteknél követett zipzár szerű – valóságban nagy technológiai nehézséget okozó – kapcsolás helyett az acélkapcsolatokat a koszorúsávba helyezve.

A tendenciák hasonlóak voltak, de azonos nyíróerőkhöz kétszer-háromszor nagyobb megnyílású repedések tartoztak.

Az illesztésbe beépített beton utólagos zsugorodása miatt az összeékelődés nem jön létre a teljes hosszon, ami nagyon lecsökkenti a nyírószilárdságot. Az illesztésben lévő beton **ri-deg** elnyíródása után, használat szempontjából megengedhetetlen, nagy repedésekkel együtt járó elcsúszás következtében az összekötő acélbetétekben ébredő igénybevétel folytán keletkező súrlódás egyensúlyozza a csúsztató igénybevételt. Tehát a beton nyírószilárdságát nem lehet összegezni a súrlódó erővel, használati körülményeknél, de rendkívüli hatásoknál sem.

Ne legyen meglepésztő, hogy ezek a kísérletek panelos épületek kapcsán készültek. Az inhomogenitás, nem monolitikus viselkedés, és a kétféle nagyon eltérő alakváltozás, szilárdságú és zsugorodású beton összeférhetetlensége, más szerkezeteknél is fennáll. A kísérletekben tapasztaltak a technológiai körülmények fontosságát a statikai modell megalkotásánál bizonyították.

3. KÖVETKEZTETÉSEK, AJÁNLÁSOK

Az előregyártott elemek alkalmazásának előnyei közismertek, de elveszítjük a monolit vasbeton legfőbb értékét, a folytonosságot. A kapcsolatok kiképzésénél sok eddig nem ismert hatás és hibalehetőség belép, továbbá fokozottan érvényesül az emberi tényező.

Míg monolit szerkezeteknél a munkahézag nem jelenti a vasalás megszakítását és általában a tovább betonozásig kisebb zsugorodási különbség kialakulása valószínű. A tovább betonozáshoz hasonló minőségű betont használnak, hasonló tömörítéssel. Előregyártott elemek alkalmazásánál különösen fontos az építéstechnika figyelembevétele, az építés megfigyelése.

A nagynevű konstruktőrök és kutatók sohasem mulasztották el kísérleti tapasztalataiknak ipari hasznosításban való ellenőrzését. A XX. század elején széleskörű együttműködés volt az európai műszaki egyetemek és főiskolák között. Kísérleteikről részletesen beszámoltak. Így alakultak ki a vasbetonra vonatkozó szerkezeti szabályok. Abrams a szemszerkezeti görbéket több mint 40000 kísérlet alapján alkotta, és ellenőrizte. Zielinski, Czako, Mihailich, Csonka professzorok számos vasbeton szerkezet építését vezették, és az ott tapasztaltak alapján terveztek és szabályoztak!

A méretezés egyszerűsítése végett a beton alakváltozási tényezőjének igénybevételtől függőségét a lassú alakváltozás, a kúszás átlagértékével alkotott húrmodulussal számoljuk. A matematikai modell egyszerűsítése végett lett később népszerű a bilineáris – rugalmas képlékeny – modell. A tárgyalt jelenségek figyelembevétele még bonyolultabb, mert törésponton kívül még ugrás is lehet az alakváltozásban, például a repesztő nyomaték elérésekor. A repedések keletkezését a szerkezet életében gyakori hőmérséklet-változás is elősegíti.

A tartószerkezet tervezés és számítási mód nem elméleti, matematikai kutatás. A statikai modell és számítás a valóságot megközelíteni akaró transzformáció, matematikai felkészültségünk segítségével, annak minden kockázatával.

Szemben az elektronikával, ahol a tervezett tulajdonság vagy működéstől való eltérés visszacsatolással korrigálható olyan kismértékűvé, ami már nem zavaró, a szerkezeteknél ilyen lehetőség nincs. Egy elrontott, vagy csak gyengébbre sikerült csomópont következtében nem tudjuk visszacsatolással a mezőnyomatéki vasalást megerősíteni. A statikailag határozatlan

szerkezetek igénybevétel átrendezési képességéből valahol az igénybevétel megnő a biztonság kárára. Ugyanez következik a képlékeny szakasz kihasználásánál is. Szerkezettervezésben a visszacsatolás a szerkezettervező tapasztalatából következhet csak.

E tanulmányban tárgyalt jelenségek, hatások matematikai megfogalmazása nehéz. A szerkezet alakváltozásában töréspontok, sőt ugrások is lehetségesek (5. ábra). Minden olyan szerkezetnél, ahol a kicsiny alakváltozások hatása jelentős, ott az illesztéseknél megvalósult pontosság és minőség hatása nem mellőzhető. Például a merev, tömör és lyukasított faltárcsák-ból álló többszintes építmény szintenként merev födémekkel összeépítve rendkívül bonyolult erőjátékú. Viselkedése egyáltalán nem faltartószerű, mert a merev födém kikényszeríti a szintenkénti azonos elhajlást vízszintes erőhatásnál (6. ábra).

A korábban hivatkozott *Lewicki (1965)* professzor lengyel eredetiből magyarra lefordított művében ismerteti Rico Rosman zágrábi egyetemi tanár módszerét egy nyílásoros homogén faltárcsák áthidalóiban keletkező nyíróerők számítására munkaminimum módszerrel. A rendkívül bonyolult számítás már a II. stádiumban működő vasbeton falrendszerrel sem helyes. Előregyártott elemekből összeillesztett szerkezetnél még kevésbé pontos. A tendenciákat azonban jól érzékeltetve segítette a használható módszer megtalálását.

A panelos lakásépítésnél tömegesen megvalósuló 10-16 szintes épületek merevítő falainak méretezésére gyakorlatilag kellő pontosságú számítászt kellett kidolgozni. *Prepeliczay György és Szabó László (1971)*, korábban tartószerkezet tervező mérnökök az épületek számos különböző lyukasítottaságú merevítő falait mint több emeletes eltolódó keretet sorba kapcsolva tudták érvényesíteni a födémhátsík hatását. (*Elektronikus számítógépek alkalmazása panelos épületek méretezésénél*).

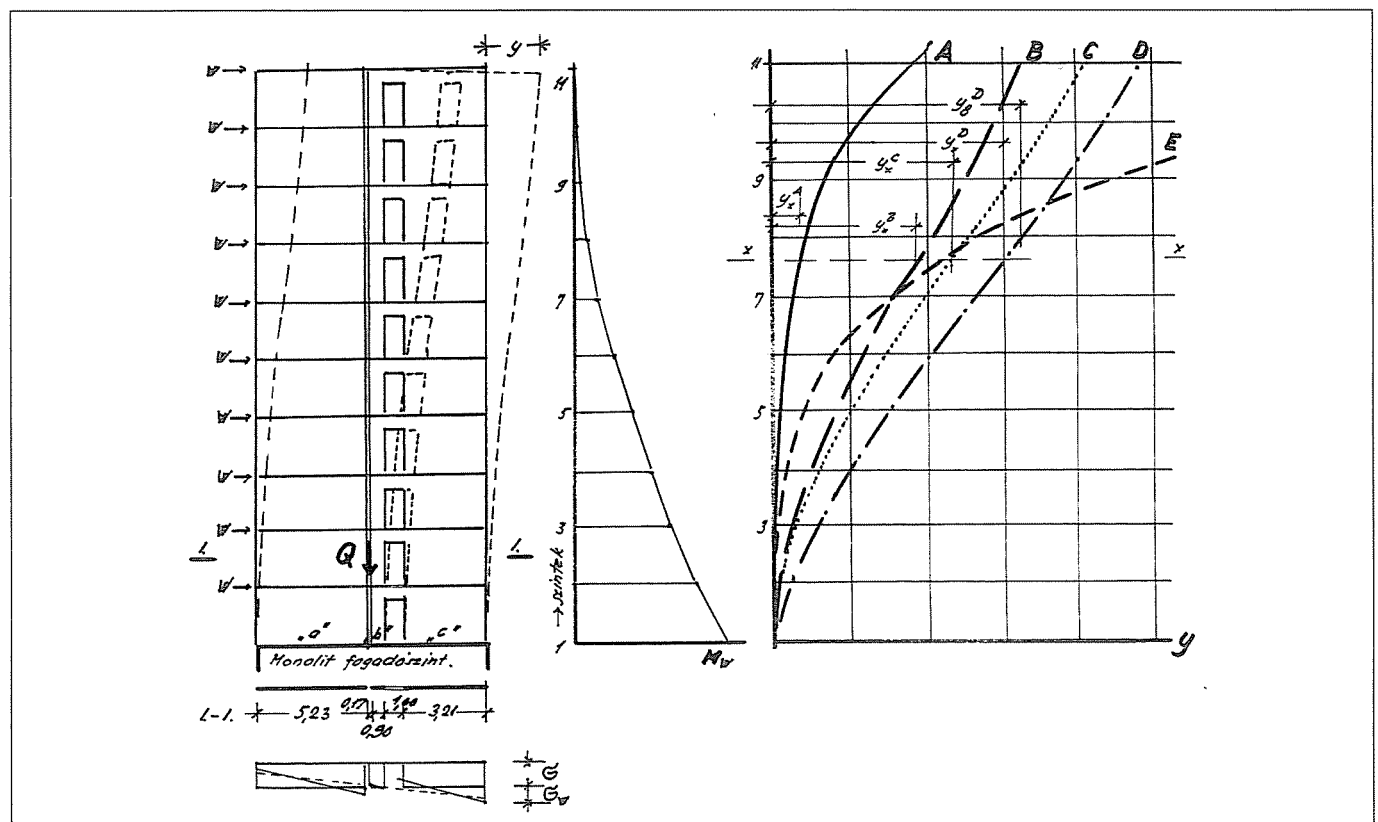
Lényegileg a Rosman modell is keretmodell, csak a falszerű arányok miatt a nyírási alakváltozásból eredő munka is lényeges, sőt az helyenként, így az áthidalókban és a falsávok alsó szintjein dominál. A nyílásáthidalóknak leperszerű kezelése a matematikai modell miatt volt szükséges.

A keretmodell lehetőséget kínált, hogy a függőleges illesztések deformációját helyettesítő áthidalóval, s az áthidalók repedezettségét is, helyettesítő inercianyomatékkal lehetett figyelembe venni. A kapott eredmény nagyon eltért a tetőponti elhajlások arányából számított igénybevétel osztozkodástól. A 6. ábrán látható inhomogén modellhez tartozó elhajlás mutatja a repedezettség és az illesztések alakváltozásának jelentős hatását. Még így is jelentős közelítést kellett alkalmazni azzal, hogy az áthidalókban a nyíróerőből keletkező nyomaték null pontját vagy közepén, vagy egyik végén kellett feltételezni. A maximum 1000 csomópontig terjedő számítási lehetőséggel kapott első futtatási eredmény után kellett a tervezőnek esetleg korrigálni a befogási igénybevételek alapján csuklók beiktatását, vagy az I_n módosítását.

E tanulmány érzékeltetni kívánta, hogy a képlékeny viselkedés felhasználása, a modell pontatlanságok, így a **homogén repedésmentes anyagmodell** milyen súlyos és a biztonságot csökkentő hatású lehet. Különösen nagy hibát ejtünk, ha elemekből összeépített szerkezeteknél nem pontosítjuk az anyagmodellt, és nem törődünk az elemekből összeállítottság, valamint az építéstechnológia hatásaival. A gazdaságosság indoklásával csökkentett biztonságnál az előbbieken tárgyalt hatások elhanyagolása megengedhetetlen, ha a társadalmilag elvárt, szükséges élettartamot elérni óhajtjuk.

Az előregyártott szerkezetek bevezetésekor mindezek természetesen még nem voltak ismertek, de megfigyelésükre mód volt. Ma is nagyon megszívlelendők *Mihailich Győző pro-*

6. ábra Konzol szerkezetű faltárcsa alakváltozása a födém szinteken ható azonos nagyságú vízszintes erőhatásból, lyukasítás nélkül, illetőleg egy ajtó nyílással gyengítve. 11 szintes lakóépület egy harántfalának minta számítás szerinti alakváltozása különböző statikai modellek szerint.
 A = monolit lyukasítás nélküli fal
 B = monolit fal, egy nyílással gyengítve, repedés nélküli áthidalóval
 C = monolit fal, egy nyílással gyengítve berepedt áthidalóval
 D = inhomogén fal, egy nyílással és egy illesztéssel gyengített, berepedt áthidalóval
 E = homogén monolit fal csuklósnak számított ajtó áthidalóval. $\Sigma I_{ly} = I_1 + I_2$



fesszornak a „Vasbetonszerkezetek” c. tankönyvének első 1921-ben kiadott előszavában szereplő figyelmeztetése: „... a kísérleti viselkedés gondos tanulmányozása megóv azután azon veszélytől is, hogy a kapott eredményeket egyszerűen matematikai értékeként kezeljük.”

4. JAVASLATOK

Az előregyártott elemek összeépítésénél a statikai modell alkotásánál és méretezésénél figyelembe kell venni, hogy a kapcsolati beton általában a szokványos méreteknél fizikai és technológiai okokból kisebb szilárdságú és nagy zsugorodású, ami utólag jön létre. Az utólagosan létrejött zsugorodás a kapcsolatban hézagot okoz, és ezzel a kapcsolatot lazítja. Különösen nagy hatásúak az előbbi körülmények falszerű arányú, előregyártott elemek összeépítésénél. Ekkor mind a vízszintes, mind a függőleges illesztésben számolni kell a kisebb szilárdságú, nagyobb alakváltozású, helyszínen készült beton kedvezőtlen tulajdonságaival a statikai modellnél is. **Tehát az illesztési keresztmetszetek határozzák meg az igénybevehetőséget.**

Gyakori az öntött falakhoz kapcsolódó előregyártott rúd-szerkezet ahol a tárgyalt körülmények és hatások figyelembevétele ugyancsak szükséges a statikai modellnél és a méretezésnél.

A nagyobb szilárdságú acélbetétekkel megvalósuló, túlnyomórészt hajlításra igénybevett rúdszerkezeteknél, már üzemi terhelésnél is összeférhetetlen az acél és a beton nyúlóképessége, így a repedezettség szükségszerű az ezzel járó merevség csökkenéssel. A statikailag határozatlan szerkezetek igénybevétel kiegyenlítő képessége valahol a biztonság kárára igénybevétel növekedést okoz, ami például kilendülő csomópontú váznál a mereven befogott és általában legjobban igénybevett alsó keretpillérnél fog fellépni.

Végül az általános monolit rúdszerkezeti szemlélet, amely a méretezési szabványokban is megnyilvánul, a tárgyalt összeférhetőségi és inhomogenitási tulajdonságok hatásának vizsgálatát háttérbe szorította. Ennek és a modellezési nehézségeknek tulajdonítható, a hivatkozott szakirodalomban szereplő hazai, francia és angol kísérletek késői (1980-tól) megvalósítása.

Mert a legegészséges matematikai modell sem ad pontos és megbízható eredményt, ha a kiindulási adatokban (E_b , $I_h \neq I_b$) akár több tíz százalék pontatlanságot követünk el.

Továbbá hasonlóan fontos, hogy az építéstechnológia hatását az anyagmodellnél figyelembe vegyük (beton tömöríthetősége, v/c hatása, méretek, és építési körülmények hatása stb.). A beton képlékenynek nevezett tulajdonságát célszerűbb csak a helyi hibák, élfeszültségek kiegyenlítésére tartalékolni.

Rendkívül nagy hibalehetőséget jelent a homogén – öntvényeszerű – anyagmodell különösen a jelenleg általánosan használt acélminőségekkel jelentkező kis acélszázalékoknál. Szükségessé válhat sok esetben az első számítási eredmények után a modell, vagy a kiindulási adatok módosítása

A szerző tanulmányában saját tapasztalatai alapján kívánta ezekre a körülményekre a figyelmet felhívni.

5. HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy. (1994). „Beton és vasbeton, I. köt.”, Akadémiai Kiadó
- Balázs Gy. – Tóth E. (1998). „Beton és vasbeton szerkezetek diagnosztikája. II. köt.”, Műegyetemi Kiadó
- Gilyén J. (1974). „Előregyártott fal és födémablakból összeépített szerkezetek modell elemeinek merevsége”, *Magyar Építőipar*, 1974/12, pp. 702-714.
- Gilyén J. (1979). „Előregyártott elemek erőátadó kapcsolatai. Az alakváltozások figyelembevétele előregyártott elemek kapcsolatainak méretezésénél”, *Magyar Építőipar*, 1979/4, pp.206-212.
- Gilyén J. (1982a). „Panelos épületek szerkezetei. Tervezés. Méretezés., Műszaki Könyvkiadó, Budapest,
- Gilyén J. (1982b). „A vasbeton szerkezetek nem lineáris alakváltozásának hatása a statikailag határozatlan szerkezeteknél”, *Magyar Építőipar*, 1982/3, pp152-162.
- Gilyén J. (1998). „Retrofitting of Residential Prefabricated Building in Hungary” IABSE Colloquim. Berlin 1998. „CD-ROM Reference Numbers, 2154.”
- Kalischky S. – György J. – Lovas A. (1983). „Valós méretű panelokból álló szerkezeten végzett laboratóriumi kísérletek értékelése”, *Magyar Építőipar*, 1983/6, pp.328-334.
- Leonhardt, F. (1973). „Vorlesungen über Massivbau”, Bd. I. Berlin, Springer Verlag
- Lewicki, B. (1965). „Lakóházak építése előregyártott nagyelemekből (fordítás lengyel eredetiből). Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- ME 95-72(74). „Panelos épületek tervezése és kivitelezése, I. rész. Általános tervezési, méretezési és minőségi előírások, követelmények”, *Építésügyi Tájékoztatói Központ*
- Mihailich Gy. – Schwertner A. – Gyengő T. (1946). „Vasbeton szerkezetek”, *Németh József Műszaki Könyvkiadó*
- Prepeliczay Gy. - Szabó L. (1971). „Elektronikus számítógépek alkalmazása panelos épületek méretezésénél”, *Műszaki Tervezés* 1971/1, 51-54.
- Simurda L. (1984). „Panelos épületek függőleges kapcsolatainak kialakítása, teherbírása”, *Magyar építőipar* 1984/11, pp. 663-671.

Dr. Gilyén Jenő (1918) okl. építészmérnök (1943), egy. doktor, a műsz. tud. kandidátusa, c. egy. tanár. 1943-47 között egyetemi tanársegéd, s 1945-50 között kivitelezői gyakorlatot is szerez. A Népstadion szerkezettervezőjeként 1954-ben Kossuth-díjjal kitüntetik. Előbb középületek típusszerkezeteivel foglalkozik, majd 1960-80 között a TÍPUSTERV szerkezetfejlesztési létesítményi főmérnöke, műsz. szaktanácsadó, szakági főmérnökként irányítja a hazai panelos építés sajátos méretezési módszereit, szerkezeti kialakításait, és szabályozását. A mérnök továbbképzés keretében az előbbi témákon kívül a régi épületek szerkezeteivel és méretezésével is foglalkozik napjainkig is.

PROBLEMS OF COMPATIBILITY AND INHOMOGENEITY AT THE JOINTS OF PREFABRICATED ELEMENTS

Dr. Jenő Gilyén

There is basic incompatibility between the high strength prefabricated elements and the cast-in-situ poured joint-filling concrete. The later is never properly compacted, full of voids and its elasticity modulus is too much different from the same parameter of the precast element. The joint-concrete starts its shrinkage only at the moment of the compilation of the complete structure, and this shrinkage is rather great. So there are definite cracks everywhere around the contours of the elements. These cracks and the great differences between the elasticity modulus heavily influence the structural behaviour and the statical model. These problems, the differences between the physical parameters of the different involved concretes are consequences of the very much differing conditions at the production including the significant differences also with the dimensions. The resulting phenomena cause effects modifying even the correct structural model - mostly at the structures constructed by high strength precast elements.

The results gained by experimental model structures may be verified only in the cases if the experiment has properly repeated also the technological conditions of the construction. The joints with their small dimensions can be filled only by pourable concrete, and their lower strength and rigidity should also be properly modelled.

A KERESZTMETSZETI MENNYISÉG VALÓSZÍNŰSÉGELMÉLETI ALAPON VALÓ MEGHATÁROZÁSA



Dr. Mistéth Endre

*A számítás bizonyító erővel igazolja, hogy a kommunális építmények méretezése – tekintettel arra, hogy a kis szórású, megbízható építmények méretezéséről van szó – továbbra is a magyar előírások szerint történjek. Az ipari építmények és más olyan építménycsaládok, ahol az építőanyag relatív szórása 10%-nál nagyobb, az Eurocode szerinti méretezés látszik célravezetőbbnek.**

Kulcsszavak: teherbírás, igénybevétel, élettartam, kockázat, valószínűség, üzemi teher

1. ÁLLANDÓ TEHER

Az építmény, az épületrész súlya, beleértve a teherhordó és a határoló szerkezetek súlyát is, állandó teherként kezelendők. A dolgozat az állandó teher függőleges összetevőjével foglalkozik. A tehernek az a része, amelyik 50%-nál kisebb tartósságú, esetleges tehernek tekintendő. Azok a terhek, amelyek emberi beavatkozás hatására szabályozhatók (vízmedence víz terhe, silók terhe, stb.), tartósságuk mértékétől függetlenül, mindig esetleges tehernek tekintendők. Az állandó tehernek a tervezés időpontjában ismert geometriai és fizikai méretűnek kell lenni. Mértékét várható értéke alapján kell meghatározni. Az állandó teher használati (üzemi) mértéke, várható értéke, az a nagyság, amelynek tartóssága a tervezett élettartam legalább 50%-a; a névleges méretekből és az átlagos testsűrűségéből számítható.

Az állandó teher szélső (ritka) mértéke az a nagyság, amelynek a tervezett élettartamra vonatkoztatva legalább 5%, de legfeljebb 95% valószínűségű. Az Eurocode szerint 1%-os, de legfeljebb 99%-os valószínűségű. A különböző állandó terhek relatív szórása eltérő. A tervezett élettartamot is figyelembe

véve a relatív szórás értékei az 1. táblázatban találhatók. Valamennyi érték a névleges méretekre vonatkozik.

Az állandó teher valószínűségi eloszlása lognormálisnak vélelmezhető.

Sűrűség függvénye:

$$f(g) = \frac{\exp 4 - \left\{ \frac{[\ln(g - g_0) - u_0]^2}{2\sigma^2} \right\}}{\sqrt{2n}\sigma(g - g_0)}, \text{ ha } g \geq g_0$$

$$f(g) = 0, \text{ ha } g < g_0$$

$$\text{várható érték: } \bar{g} = g_0 + \exp\left(u_0 + \frac{\sigma^2}{2}\right) \quad (1)$$

$$\text{szórás: } s^2 = \exp(2u_0 + \sigma^2) [\exp(\sigma^2) - 1]$$

$$\text{ferdeség: } a = \sqrt{\exp(\sigma^2) - 1} [\exp(\sigma^2) + 2]$$

A g_0 , u_0 , v paraméterek a momentumok módszerével vagy maximum Likelihood módszerrel meghatározhatók.

Az állandó teher esetén ha $g_0 = 0,7$; $\bar{g} = 1$, akkor $s = v$ és

$$\sigma = \sqrt{\ln \left[1 + \left(\frac{v}{0,3} \right)^2 \right]}$$

$$u_0 = -1,20397 - \frac{1}{2} \ln \left[1 + \left(\frac{v}{0,3} \right)^2 \right] \quad (2)$$

$$\text{a ferdeség: } a = 10v + \left(\frac{v}{0,3} \right)^2$$

1. táblázat Építőanyagok relatív (v) szórása

Megnevezés	Min.	Max.	Átlag
Acélszerkezet	2%	4%	3%
Vasbetonszerkezet	3%	5%	4%
Betonszerkezet	4%	6%	5%
Vakolt téglafal szerkezet	5%	7%	6%
Kőfalazat	6%	8%	7%
Tömörített feltöltés	7%	9%	8%
Laza feltöltés	8%	10%	9%
M. SZ. átlag	5%	7%	6%
Eurocode átlag	10%	12%	11%

2. táblázat Az állandó teher valószínűségi jellemzői és kvantilisei

$s = v$	σ	u_a	a	$[g]^{95\%}$	$[g]^{5\%}$	$[g]^{99\%}$	$[g]^{1\%}$
0,03	0,09975	-1,20895	+0,30100	1,052	0,953	1,068	0,937
0,04	0,13275	-1,21278	+0,40237	1,070	0,939	1,105	0,918
0,05	0,16553	-1,21767	+0,50463	1,089	0,925	1,135	0,901
0,06	0,19804	-1,22358	+0,60800	1,107	0,912	1,166	0,886
0,07	0,23035	-1,23048	+0,71273	1,127	0,900	1,199	0,871
0,08	0,26210	-1,23832	+0,81896	1,146	0,888	1,233	0,858
0,09	0,29356	-1,24706	+0,92700	1,166	0,877	1,269	0,845
0,10	0,32459	-1,25665	+1,03704	1,185	0,865	1,306	0,824
0,11	0,35517	-1,26704	+1,14930	1,205	0,847	1,343	0,823

* Lásd szerkesztői megjegyzést a cikk végén.

A (2) kifejezés birtokában számíthatók az állandó teher 5% (1%) és 95% (99%) kvantilisei.

$$5\% \left. \vphantom{\exp} \right\} \left[\exp \left(-1,20397 - \frac{\sigma^2}{2} \pm 1,645\sigma \right) \right] + 0,7$$

$$95\% \left. \vphantom{\exp} \right\} \left[\exp \left(-1,20397 - \frac{\sigma^2}{2} \pm 1,645\sigma \right) \right] + 0,7 \quad (3)$$

A (2) és (3) kifejezés értékei a 2. táblázatban vannak feltüntetve.

A 2. táblázatból kitűnően az állandó teher biztonsági tényezője a magyar előírások szerint célszerűen 1,1 és 0,9, míg az Eurocode szerint 1,35 és 0,82 javasolható. A magyar előírások az építőiparban az átlagos relatív szóráshoz ($v = 0,06$), tehát a magasépítés kommunális építményeihez vannak rendelve. Az Eurocode a legnagyobb relatív szóráshoz

($v = 0,11$) van rendelve, ami a feltöltés és általában a földmunka; ez általában az ipari építményeknél fordul elő. Az (5%, 95%) is a kommunális építményeknél, míg az (1%, 99%) az összes többi ipari építményeknél indokolt lehet. A nagyobb biztonsági tényezők még a teherbírás oldalának értékeitől is függenek.

2. HASZNOS TEHER

A magasépítés hasznos terhei többségükben megoszló terhek, ezek tartóssága az 1. ábrán látható. Az időtartam valószínűség 10%-ának megfelelő teherérték tartós tehernek tekinthető. Ezekből még együttes előfordulásának időtartama az 1,5 éves tervezett élettartam alatt még $1,5 \times 365,25 \times 24 \times 0,1^4 = 1,3$ óra, tehát lehetséges.

Ha a hasznos teher éves maximumainak eloszlás-függvénye az első-felső extrémális eloszlást követi, akkor az eloszlás-függvény:

$$F(p, t) = \exp\{-\exp[-\lambda(p - p_0)]\}$$

ahol $p_0 = p_0 + \frac{\lambda t}{\lambda}$ (4)

Az eloszlás-függvény valószínűségi jellemzői:

$$\text{várható érték: } \bar{p}_t = p_0 + \frac{0,577216}{\lambda} + \frac{\lambda t}{\lambda} \quad (5)$$

$$\text{szórás: } s = \frac{\pi}{\lambda\sqrt{6}}$$

$$\text{ferdeség: } a = 1,13955$$

3. táblázat A hasznos teher mértéke a tervezett élettartam függvényében

	s	p_0	λ	p_t	Tervezett élettartam (év)				
					1,5	5	15	50	150
Alapérték				0,183	0,267	0,518	0,748	1,000	1,230
95%-os szélső értékek	0,2680	0,0621	4,7864		0,767	1,019	1,248	1,500	1,730
99%-os rendkívüli érték					1,108	1,359	1,589	1,840	2,070
Alapérték				0,346	0,414	0,615	0,799	1,000	1,184
95%-os szélső értékek	0,2144	0,2497	5,9830		0,814	1,015	1,199	1,400	1,584
99%-os rendkívüli érték					1,086	1,288	0,471	1,672	1,856
Alapérték				0,510	0,560	0,711	0,849	1,000	1,138
95%-os szélső értékek	0,1608	0,4373	7,9773		0,860	1,011	1,149	1,300	1,438
99%-os rendkívüli érték					1,065	1,216	1,353	1,504	1,642
Alapérték				0,673	0,707	0,808	0,899	1,000	1,092
95%-os szélső értékek	0,1072	0,6248	119660		0,907	1,008	1,099	1,200	1,292
99%-os rendkívüli érték					1,043	1,144	1,236	1,336	1,428

A teher $\left(100 - \frac{100}{n}\right)$ valószínűségi teherértéke:

$$P_{\left(100 - \frac{100}{n}\right)\%} = \frac{\ln[(n - \Delta)]}{\lambda} + p_0 \quad (6)$$

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta = \frac{1}{2}$$

A (6) kifejezésben $n = 2$ esetben már az egyenlőség fennáll. Az (6) kifejezésből látható, hogy az elosztást a statisztikai halmaz csak akkor követi, ha ferdesége $\sim 1,14$. Első közelítésben feltételezzük, hogy a magasépítés terheinél a ferdeség $\sim 1,14$, ellenkező esetben a változót annyiadik hatványra kell emelni, hogy a ferdeség $a = 1,14$ legyen. Ha a ferdeség nagyobb, mint $\sim 1,14$, akkor a III. felső extrémális eloszlás az érvényes. Ez azonban ritkán fordul elő. A teheralapértékek mértéke a 3. táblázatból kiderülnek; szavakban az ötven éves élettartamra tervezett építmények ötven évenként előforduló tehermaximumok átlaga.

Ez az érték a létesítmény egy helyiségében feltételezhető, az építmény egyéb részeit csak lényegesen kisebb mértékűre kell terhelni akár lakásról, akár irodáról, akár tanteremről, akár színházról, akár könyvtárról van szó. Üzemi épület földem terheit a legnagyobb alkatrész súlya 5 m^2 -en veendő figyelembe, a földem többi részén 5 kN/m^2 teher helyezendő mértékadóan.

A teheralakzatra vonatkozólag biztos eseménynek tekinthető egy oszlopköz (nyílás) leterhelése, a többi oszlopköz már csak üzemi mértékkel terhelendő. Az üzemi teher a mértékadó teher 20%-a, de ipari épületeknél legalább 5 kN/m^2 . Az előbb elmondottak egy példán érzékelhetők legjobban.

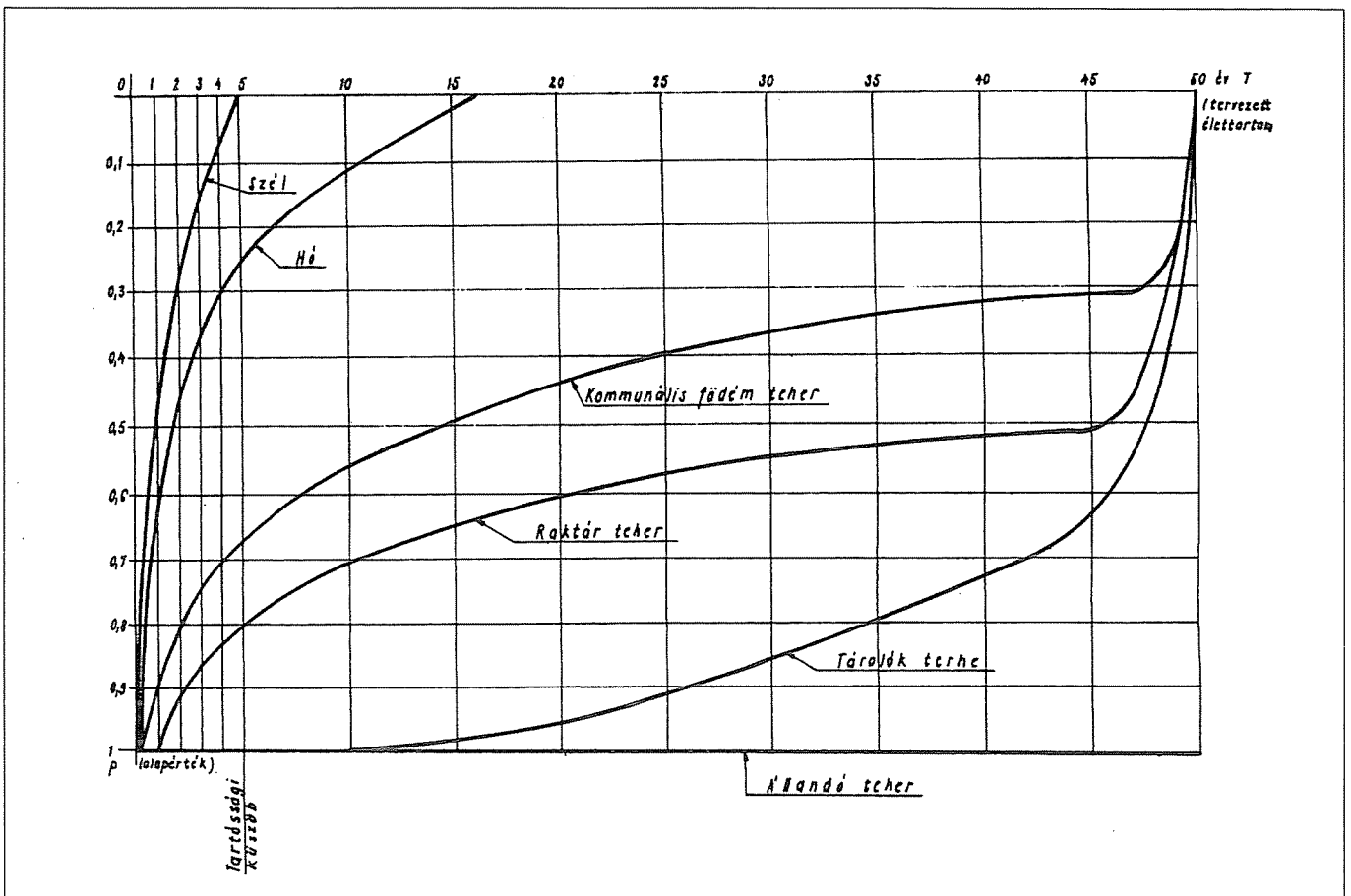
3. A KERESZTMETSZETI MENNYISÉG

A tervezett élettartam végén a keresztmetszeti mennyiség várható értéke:

$$R(T) = S(T) + \beta_y \sqrt{[s_g(T)]^2 + [s_g(T)]^2}$$

$$\beta_y = \beta_{y..}(r, a_y, T) \quad (7)$$

A (7) kifejezésben R a teherbírást, S a teher okozta igénybevételt, s a szórásokat, β_y a valószínűséget kifejező számértéket, T a tervezett élettartamot, r a vállalt kockázat reciprokát, a pedig a ferdeséget jelenti. Ha a (7) kifejezés valamennyi szórását a relatív szórás és a várható érték szorzataival helyettesítjük, akkor a (7) kifejezés a tervezett élettartam végén



1. ábra Magasépítési teher tartóssága

$$\bar{R}(T) = \frac{1 + \beta_y \sqrt{[v_R(T)]^2 + [v_S(T)]^2 - \beta_y^2 [v_R(T)]^2 [v_S(T)]^2}}{1 - \beta_y^2 [v_R(T)]^2} \bar{S}(T) \quad (8)$$

$$\beta_y = \beta_y(r, a_y)$$

lesz. A (8) kifejezésben v a relatív szórásokat, b a valószínűséget kifejező számértéket jelenti. Ha σ_{B0} -val (a törő feszültséggel) osztjuk az egyenlet mindkét oldalát, és figyelembe vesszük, hogy

$$\bar{R}(T) = \bar{R}_0 [\sigma(T)] [w(T)] [\alpha(T)] \quad \text{továbbá}$$

$$\frac{\bar{R}_0}{\sigma_{B0}} = \bar{W}_0^R$$

$$\bar{S}(T) = \sum_{j=1}^i S_{aj} + \ell n T \sum_{i=1}^n \frac{S_i^{(1)}}{\lambda_i} \quad \text{akkor}$$

$$B(T) = \frac{1 + \beta_y \sqrt{[v_R(T)]^2 + [v_S(T)]^2 - \beta_y^2 [v_R(T)]^2 [v_S(T)]^2}}{\{1 - \beta_y^2 [v_R(T)]^2\} [\sigma(T)] [w(T)] [\alpha(T)]} \quad (9)$$

$$\bar{W}_0^S = \frac{\sum_{j=1}^i S_{aj}}{\sigma_{B0}}$$

ahol \bar{S}_{aj} az igénybevételnek a tervezett élettartamtól független részének a várható értéke, és

$$\Delta \bar{W}_0^S = \frac{\ell n T \sum_{i=0}^n \frac{S_i^{(1)}}{\lambda_i}}{\sigma_{B0}} \quad (10)$$

A (10) kifejezésben $\bar{S}_i^{(1)}$ a változó hasznos teher igénybevételi egysége, λ az első felső extrémális eloszlás paramétere, akkor

4. táblázat Teherbírás-csökkenés

$$t \quad \sigma(t) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^3 \quad w(t) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 \quad \alpha(t) = 1 - 0,15 \left(\frac{g + \left(t \cdot \frac{p}{750} \right)}{g + p} \right)^4 \quad R = \pi \bar{R}_{i=1}^{(i)}$$

t	$\sigma(t)$	$w(t)$	$\alpha(t)$	R
0	1	1	1	1
5	0,99998	0,99664	0,98627	0,98294
15	0,99980	0,98980	0,98360	0,97337
50	0,99763	0,96444	0,98056	0,94345
100	0,98993	0,92444	0,96398	0,88217
150	0,97600	0,88720	0,95254	0,82481
200	0,95496	0,83111	0,93856	0,74491
350	0,84030	0,65778	0,92170	0,50945
440	0,72695	0,53458	0,91310	0,35484

$$\bar{W}_0^R = B(T) \left[\bar{W}_0^S + \Delta \bar{W}_0^S \right],$$

sok esetben $\Delta \bar{W}_0^S = 0$, akkor $\bar{W}_0^R = B(T) \left[\bar{W}_0^S \right]$ (11)

Az anyag szilárdságcsökkenése:

$$\sigma(T) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^3 = R_0^{(1)};$$

az acél tönkremenetel 750 év múlva várható, szórása

$$s^{(\sigma)}(t) = 1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right).$$

A keresztmetszeti mennyiség csökkenése

$$w(t) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 = R_0^{(2)};$$

szórása ugyancsak $s^{(w)}(t) = 1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right).$

A tartós szilárdság időben csökkenése

$$\alpha(t) = 1 - 0,15 \left(\frac{g + \frac{t}{750} p}{g + p} \right)^4 = R_0^{(3)} \text{ és } v^{(\alpha)} = 0,03 \text{ függvények}$$

szerint csökken (g az állandó teher, p a hasznos teher). Ezek alapján a folyási határ időbeni változását a 4. táblázat tartalmazza.

A (8) kifejezés β_y -ja a fentiekre figyelemmel:

$$\beta_y = \frac{\bar{R}_0 [\sigma(t)][w(t)][\alpha(t)] - \sum_{j=1}^{\ell} S_{aj} - \ell n t \sum_{i=1}^n \frac{S_i^{(1)}}{\lambda_i}}{\sqrt{\left[\bar{R}_0 [\sigma(t)][w(t)][\alpha(t)] \right]^2 \left[v^R(t) \right]^2 + \sum_{i=\ell+n} [S_{Si}(t)]^2}} \quad (12)$$

A (11) kifejezésben a méretezés alapjául szolgáló mennyiség várható értéke $\left(\bar{W}_0^R \right)$ kiszámítható, ha az igénybevétel alapján $t = 0$ időpontban kiszámított várható értékű keresztmetszeti mennyiséget $\left(\bar{W}_0^S \right)$ megszorozzuk az időben növekvő biztonsági tényezővel $[B(T)]$ 9.)

A (12) kifejezésben szereplő $v^R(t)$

$$\left[\frac{v_0^{(w)}}{w(t)} \right]^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right) \right] + \left[v^{(w)}(t) \right]^2 \quad (13)$$

A (13) kifejezésben lévő értékek a jelen példa értékei.

A ferdeség értéke, ami időben csökkenő:

$$a^{(R)}(t) = a_0^{(\sigma)} \left\{ \frac{v_0^{(\sigma)} \cdot \sqrt{1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right)}}{v^{(\sigma)}(t) \cdot [\sigma(t)]} \right\}^3 \cdot [1 - d(t)] \quad (14)$$

A (14) kifejezésben d a folyási határ csökkenését jelentő tényező. Végül figyelembe véve, hogy $\bar{B}_{aj} = \frac{\bar{R}_0}{S_{aj}}$ és $B_i^{(1)} = \frac{\bar{R}_0}{S_i^{(1)}}$; ahol $S_i^{(1)}$ a hasznos teher egységéből keletkező igénybevétel. β_y a következő:

$$\beta_y = \frac{[\sigma(t)][w(t)][\alpha(t)] - \frac{1}{\sum_{j=1}^{\ell} B_{aj}} - \ell n t \sum_{i=1}^n \frac{1}{\lambda_i B_i^{(1)}}}{\sqrt{\left\{ [\sigma(t)][w(t)][\alpha(t)] v^R(t) \right\}^2 + \sum_{i=1}^{\ell+n} \left[\frac{\partial S_{i0}}{B_{i0}} \right]^2}} \quad (13)$$

4. PÉLDA

Legyen adva egy kör keresztmetszetű acélrúd $d = 100$ mm átmérővel $A = 7854$ mm² területtel. Az 1948. utáni magyar hengerelt acélananyag folyási határának várható értéke Korányi [1] szerint $\sigma_{F_0} = 288,3$ N/mm², szórása 30,73 N, relatív szórása $v_{F_0}^{(\sigma)} = 0,10659$, ferdesége $a_{F_0} = 0,679$. Az állandó teher fajlagos alapértéke $S_{g_0} = 2,7$ kN/m², a lognormális eloszlást követi, a tervezett élettartam $T = 100$ év. Gazdasági számítások szerint a vállalt kockázat az élettartam végén $1/r \approx 10^{-4}$. Az állandó teher szórása $s = 0,06 \times 2,7 = 0,162$ kN/m² (0,297), ferdesége 0,60800 (1,14930). A zárójeles értékek az Eurocode szerinti méretezésnél vannak. A hasznos teher fajlagos értéke $p = 3,0$ kN/m² az első felső extrémist követi. A 3. táblázat szerinti szórása $0,1608 \times 3,0 = 0,4824$ kN/m², ferdesége 1,1395. A teher hatástényezője 228 m² (201 m²). Az acélananyag tönkremenetele $t_0 = 750$ év múlva következik be.

Az alapadatok.

A teherbírás várható értéke:

$$\bar{R}_0 = 288,3 \cdot 7854 \cdot \frac{1}{1000} = 2264,3082 \text{ kN.}$$

Az állandó teher várható értéke:

$$\bar{S}_a = 2,7 \cdot 228 = 615,6 \text{ kN.}$$

$$\bar{B}_a = \frac{\bar{R}_0}{S_a} = \frac{2264,3082}{615,6} = 3,67821.$$

A hasznos teher fajlagos értékének várható értéke:

$$228 \times (1,0) = 228 \text{ kN/m}^2.$$

A hasznos teher várható értéke:

$$\bar{S}_1 = 3,0 \cdot 228 = 684 \text{ kN.}$$

A fajlagos teher biztonsági tényezője:

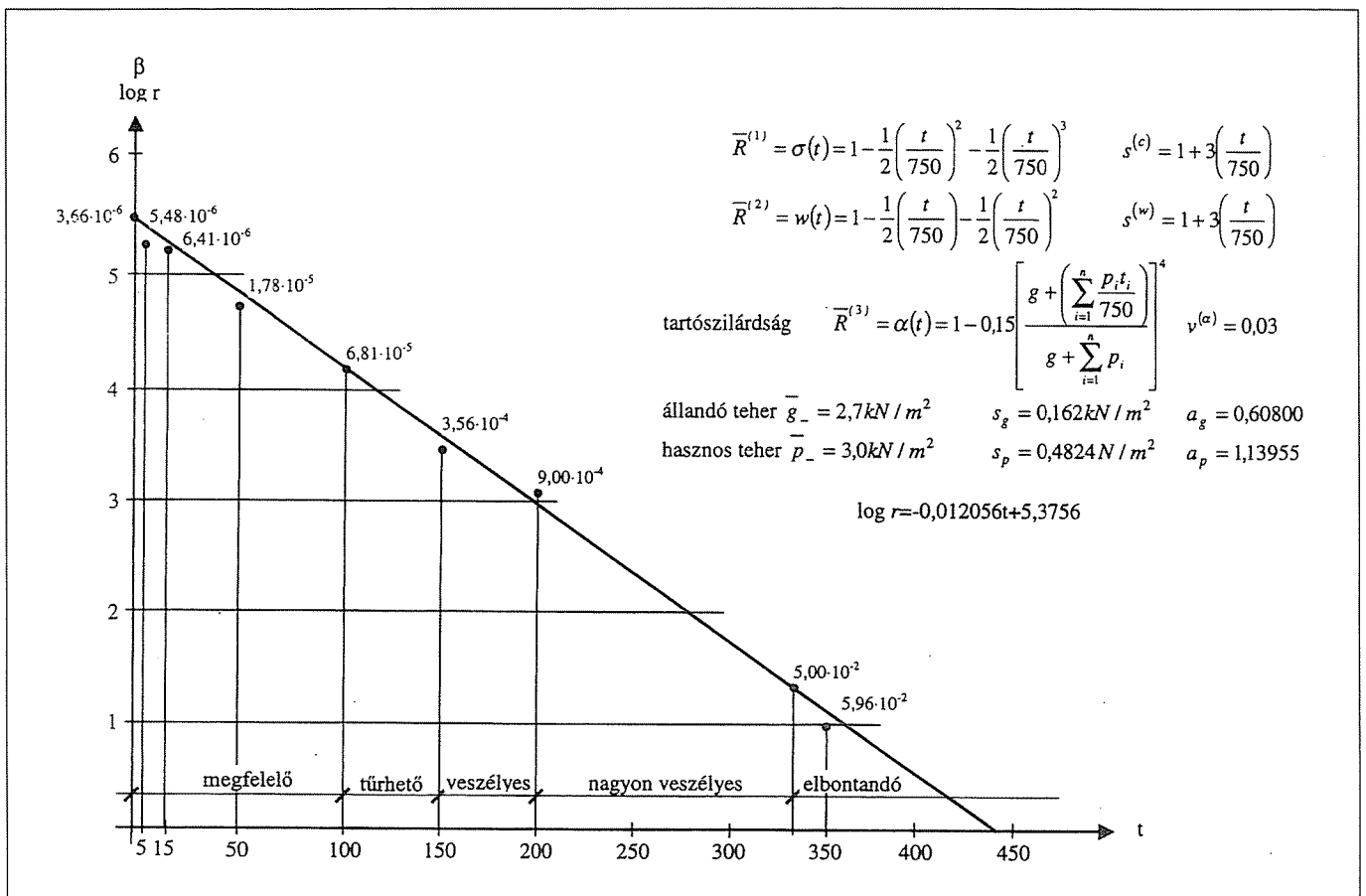
$$\bar{B}_1^{(1)} = \frac{\bar{R}_0}{S_1^{(1)}} = \frac{2264,3082}{228} = 9,93118.$$

A (15) kifejezés szerint

$$\beta_{y,0} = \frac{1,0 - \frac{1}{3,67821}}{\sqrt{0,10659^2 + \left(\frac{0,06}{3,67821} \right)^2 + \left(\frac{0,1608}{9,93118} \right)^2}} =$$

5. táblázat Az időben csökkenő, vállalt kockázat számítása (2. ábra)

t	$\beta_y(t)$	$a_y(t)$	$v_y(t)$	$\frac{1}{r}$	$\log r$
0	6,67764	0,64505	0,10670	$3,66 \times 10^{-6}$	5,437
5	6,14890	0,54456	0,11187	$5,48 \times 10^{-6}$	5,261
15	5,89328	0,48601	0,11391	$6,41 \times 10^{-6}$	5,193
50	5,34490	0,43058	0,12096	$1,78 \times 10^{-6}$	4,750
100	4,68497	0,37440	0,13104	$6,81 \times 10^{-6}$	4,170
150	4,11577	0,31563	0,14154	$2,73 \times 10^{-4}$	3,56
200	3,49565	0,25496	0,15204	$9,00 \times 10^{-4}$	3,05
350	1,57310	0,16319	0,19904	$5,96 \times 10^{-2}$	1,23
440	0,0633	0,11890	0,24592	-	-



2. ábra $T = 100$ évre tervezett acélrúd időbeni biztonságcsökkenése

$$= \frac{0,72813}{\sqrt{0,0113614 + 0,0052825}} = 6,67764$$

A (14) kifejezés szerint

$$a_{y,0} = 0,679 \left[\frac{0,10659 \sqrt{1,00}}{0,10659 \cdot 1,00} \right]^3 \cdot 0,95 = 0,64505$$

és

$$v_{R0} = \sqrt{\left(\frac{0,10659}{1} \right)^2 \cdot 1,0 + \left(\frac{0,005}{1} \right)^2} \cdot 1,0 = 0,10670$$

Az 5. táblázatból látható, hogy a 100 éves élettartamra tervezett acélrúdnál kockázatvállalás $6,81 \times 10^{-5}$ -ös értéke megfelelőnek mondható, ha figyelembe vesszük, hogy az esetleges tönkremenetelkor okozott kár megbecsült értéke nehezen számítható. A kiszámított valószínűségek reciprok értékeinek logaritmusára regresszió számítással egyenes illeszthető, aminek egyenlete: $\log r = 0,012056 t + 5,3756$; független változó a tervezett élettartam (t). A legnagyobb eltérés $t = 150$ évnél $1,2 \times 10^{-3}$.

5. AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐ ALAPJÁN TÖRTÉNŐ SZÁMÍTÁS

A magyar előírások szerinti számítás:

$$(1,1g + 1,3p) T_e \leq \frac{\sigma_{B0}}{1,2} \cdot A$$

A kifejezésben g az állandó, p a hasznos teher fajlagos értéke, T_e a hatástényező (az a terület, aminek terhét az acél-

$$\bar{R}^{(1)} = \sigma(t) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^3 \quad s^{(c)} = 1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right)$$

$$\bar{R}^{(2)} = w(t) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{t}{750} \right)^3 \quad s^{(w)} = 1 + 3 \left(\frac{t}{750} \right)$$

$$\text{tartószilárdság} \quad \bar{R}^{(3)} = \alpha(t) = 1 - 0,15 \left[\frac{g + \left(\sum_{i=1}^n \frac{p_i t_i}{750} \right)}{g + \sum_{i=1}^n p_i} \right]^4 \quad v^{(\alpha)} = 0,03$$

$$\begin{aligned} \text{állandó teher} \quad \bar{g}_- &= 2,7 \text{ kN/m}^2 & s_g &= 0,162 \text{ kN/m}^2 & a_g &= 0,60800 \\ \text{hasznos teher} \quad \bar{p}_- &= 3,0 \text{ kN/m}^2 & s_p &= 0,4824 \text{ N/m}^2 & a_p &= 1,13955 \end{aligned}$$

$$\log r = -0,012056t + 5,3756$$

rúdnak hordani kell): $\bar{\sigma}_{B0}$ a törőfeszültség névleges értéke $t=0$ időpontban. Esetünkben

$$(1,1 \cdot 2,7 + 1,3 \cdot 3,0) 228 \leq \frac{240}{1,2} 7854$$

$$1566,36 \leq 1570,8 \text{ kN.}$$

Az Eurocode szerint végezve a számítást, ha A a rúd keresztmetszet területe (1,5 érték a 3. táblázatból):

$$(1,35g + 1,5p) T_e \leq \frac{\sigma_{B0}}{1,15} A$$

$$(1,35 \cdot 2,7 + 1,5 \cdot 3,0) 201 \leq 1639,1$$

$$1637,1 \leq 1639,1$$

Az Eurocode szerint ~12%-kal kisebb a hatástényező, mint a magyar előírások szerinti 201 m².

6. JAVASLAT

A számítás bizonyító erővel igazolja, hogy a kommunális építmények méretezése - tekintettel arra, hogy kis szórású megbízható építmények méretezéséről van szó - továbbra is a magyar előírások szerint történjék. Az ipari építmények és más olyan építménycsaládok, ahol az építőanyag relatív szórása 10%-nál nagyobb, az Eurocode szerinti méretezés látszik célravezetőbbnek.

Ez az építmények kétféle választása látszik gazdaságilag is a legjobb javaslatnak. A magasépítés családja olyan sokféle létesítményt foglal magában, hogy a kétféle választás bármelyik része még mindig sokkal nagyobb, mint a vízépítési műtárgyak vagy a hidak családja. Ezen utóbbiaknál is külön előírás van a közúti és külön előírás a vasúti hidakra vonatkozó-

lag. Európa vízellátási műtárgyai együttesen kisebb építménycsoportot képviselnek, mint a magyar kommunális létesítmények együttese.

A regresszió számítás eredménye $\log r = -0,012056 t + 5,3756$. A legnagyobb eltérés $t = 150$ évnél $\Delta \frac{1}{r} = 1,2 \cdot 10^{-3}$.

7. HIVATKOZÁS

Korányi I.: (1958) Analyse der Grenzspannung bei ST 37., *Acta Technica* Budapest
Mistéth E.: (2000) Méretezéselmélet. *Akadémiai Kiadó*

Dr. Mistéth Endre (1912) okl. építőmérnök, Buziás fürdőn született, a Műegyetemet 1935-ben végezte el. Hosszú életpályája műszaki és politikai részekből áll. Több mint 300 különféle anyagú és különféle rendeltetésű objek-

tumot tervezett. Hazánkban, Egyiptomban, Szíriában és Irakban tervezett. Vasbeton szerkezetű hidak, gabonatarházak, acélszerkezetű forgóhidak és zsilipkapuk is, tervei között vannak faszerkezetű állványok és hidak. Ezek teszik teljessé hosszú élete alatti létesítményeket. Politikai pályája 1944-ben kezdődött a német megszállás idején. Tildy kormányában iparügyi államtitkár, Nagy Ferenc kormányában építészeti miniszter majd 8 és 1 évig letartóztatásban volt. Kiszabadulása után az UVATERV-nél, majd a VIZITERV-nél volt osztályvezető és irodavezető főmérnök. 1963-ban egyetemi doktor, 1969-ben a műszaki tudományok kandidátusa, majd 1975-ben doktora lett. Nyugdíjba menetele után szakértő és a Műegyetemen előadó.

SZERKESZTŐI MEGJEGYZÉS

Dr. Mistéth Endre mindnyájunk öröme hozzájárult ahhoz, hogy nagy érdeklődést keltő legújabb tanulmányát a VASBETONÉPÍTÉS folyóirat jelen számában közöljük. A tanulmányt az Eurocode-ok mostani honosításának időszakában készült és a szerzőre jellemző alapossgal értelmezi annak egyes részeit. Az Eurocode előírások tartalmi háttérére vonatkozó pontosabb Eurocode információk hiányában a szerző saját következtetéseket tesz és ennek megfelelően ad javaslatot a hazai alkalmazás feltételeire.

Főszerkesztő

TANFOLYAMI HÍREK

Eurotervezési szakmérnöki tanfolyam indul

A 2001. év februárjában induló önköltséges tanfolyam feladata a gyakorló (tervező, kivitelező vagy kutató) *építő- és építészmérnökök* szintemelől szakirányú továbbképzése abból a célból, hogy a sikeresen államvizsgázott új szakmérnök a teherhordó szerkezetek Eurocode-jai szerint a tervezés, kivitelezés és kutatás feladatait euromérnöki követelmények színvonalán tudja teljesíteni.

Jelentkezés: **BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén, Stubán Ferencnél (Tel: (1) 463-1751).**

Betontechnológiai szakmérnöki tanfolyam indul

A **betontechnológia jelentősége nagyon megnövekedett** az elmúlt időszakban egyrészt a betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása, stb.) miatt, másrészt a speciális igényeket kielégítő betonok megjelenése miatt, 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 **érdekeiben minden cégnek kell legyen jó betontechnológusa.**

A tanfolyamra való felvételhez egyetemi vagy főiskolai végzettség szükséges. Az egyetemi végzettségűek szakmérnöki, a főiskolai végzettségűek pedig szak-üzemmérnöki oklevelet kapnak a sikeres államvizsga alapján. (Azok számára, akik nem műszaki egyetemi oklevéllel jelentkeznek a tanfolyamra, különbözeti vizsga is előírható.)

A tanfolyam célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben a betonalkotók anyagtanai kérdéseiben, építőanyagok újrahaznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetéselméleti kérdések egészítik ki.

A 4+1 féléves képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten, így a jelöltnek a teljes képzés alatt csupán 12 hétig kell távollennie a munkahelyétől, és utána diplomamunkát kell készítenie.

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.

✍ Jelentkezem a 2001. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.

✍ További információkat kérek a 2001. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamról

Dátum: Fax: Cég: Név:

VÍZZÁRÁS BIZTOSÍTÁSA VASBETONNAL A LURDY-HÁZ ALAPOZÁSÁNÁL



Dr. Almási József

A vízzárás biztosítása hagyományos módon szigetelőanyag alkalmazásával szokásos. A talajba helyezett szerkezet vízzárása a hagyományos eljárás alkalmazásánál csak az üzembe helyezést követően derül ki, javítása szinte lehetetlen. Ezért az adott építménynél a „tömegbeton” vízzáró tulajdonságára építve alakítottuk ki a talajvízbe kerülő alapozási szerkezetet. A dolgozat az alapozási szerkezet kialakításával, a víz elvezetéssel kapcsolatos megfontolásokat és az egyenletes süllyedésre épülő erőtani számítás alapelveit összegzi.

Kulcsszavak: vízzárás, alapozás, vízzáró beton, tervezés

1. A TERVEZÉS KIINDULÓ ADATAI

A Lurdy-ház Budapesten a Mester utca és a Könyves Kálmán krt. sarkán lévő területen épült fel a Lurdy Kft. és a Walter Rudolf AG beruházásaként az 1997-1998 években. Az építmény tartószerkezeti terveit a CAEC Kft készítette, a tervezésben a cikk szerzőjén kívül rész vett Sterner Pál és Kiss Mária okleveles mérnök.

Az építmény többfunkciós, egy szint parkoló, 2 szint bevásárló központ, zárt iroda szárnyak és szórakoztató központ található benne.

Az épület körvonalainak alaprajzát az 1. ábra ismerteti. A közel négyszög alakú 4 fő épületrész közül az A, B, C azonos elrendezésű, belső udvaros kialakítású (-1)+2+2 szintszámmal, míg a D nagy belmagasságú szinttel rendelkezik. Az alaplemez vonatkozásában az A, B, C egy dilatációs egységet képez, a D épületrész külön álló. Az alaplemez felett azonban az építmény már négy dilatációs egységű. Az építmény térszint alatti részének befoglaló mérete kb. 164x164 m. A négyszög alapú épületrészek (A, C) 75x90 m, a köríves épületrész (B) 82x82 m befoglaló méretűek.

Az építmény alapozása és a külső pince falai monolit építési móddal készültek, a felmenő szerkezetek a végső tervek szerint többszint magas előregyártott oszlopokhoz kapcsolódó előregyártott gerendás és π panelos szerkezet, kisebb részben monolit építésű és csuszószaluzással kialakított falrendszerekből, valamint ezekhez utólagosan kapcsolt födémekből áll. Az épület merevítését adó lépcsőházak és liftaknák falai csuszószaluzatos technológiával készültek, melyekben a pihenő lemezek és lépcsőkarok előregyártottak (2. ábra).

A talajmechanikai szakvélemény alapozásként lemezalapozást, vagy mély alapozást cölöpalapokkal, illetve alaplemezrel együttműködő cölöpalapozást javasolt a 8,2x10,5 m-es rafter-tengelytávolságú építmény alá. A meszes, homokos, agyag alapközetű és változó vastagságú mészkő-homokkőpados betelepedésekkel átszőtt altalajnál a szakvélemény a gyengén agresszív (II/1) talajvizet a térszinthez közel egy szint mélységben jelezte.

A kapcsolódó kiegészítő szakvélemények pontosító javaslatai és az ésszerűen vállalható kockázat alapján a tömbalapokkal kombinált lemez sicalapozás mellett döntöttünk. Ez azt jelentette, hogy az oszlopok alatt nagyobb vastagságú, az előregyártott oszlopok befogadására is alkalmas vasalt beton tömbök és a tömböket összekötő, a teherviselésben résztvevő lemez részek képezik az alapozási rendszert, kombinálva a pap-

lan- és övszivárgó rendszerrel, melynél az ágyazat tömörsége 95%-os és a visszaépített anyagok összennyomódási modulusa minimálisan 40 MN/m².

A magas talajvíz miatt a talajmechanikai szakvélemények hagyományos fekete szigetelés alkalmazását ajánlották. Mivel a gépkocsi tárolásnál nem követelmény a porszárazság, így a tervezők a vízzárást kis repedéstágasságú (0,15 mm), a fokozott vízzárási követelményt teljesítő „tömegbeton” alkalmazása mellett biztosították, ami egyben a tartószerkezetet is képezi.

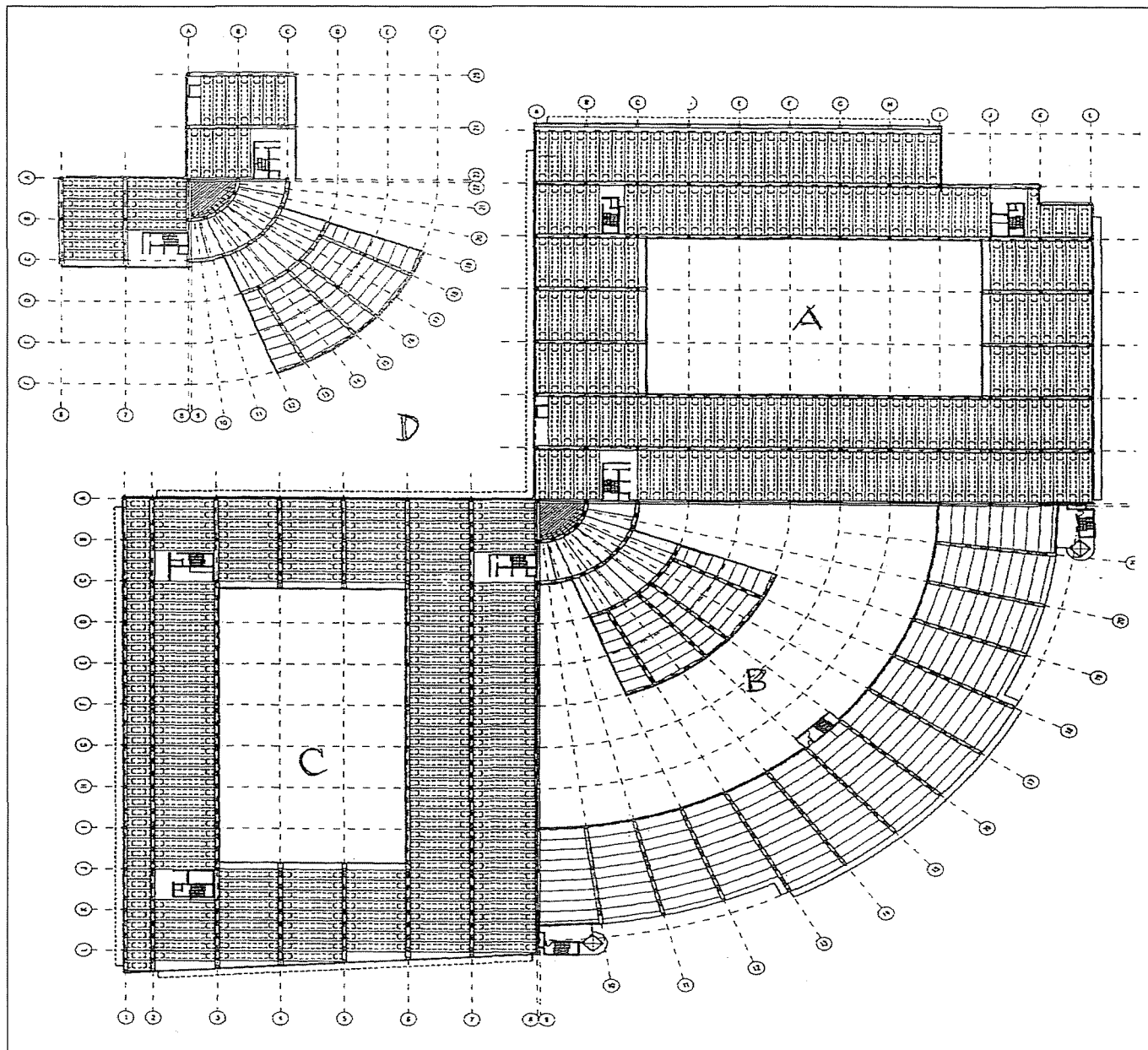
Az alapozás általános áttekintő képét a 2. ábra ismerteti. Az oszlopok alatt ébredő függőleges erők értékei az épület felszerkezeti elrendezése függvényében változóak voltak. A „C” dilatációs egységnél alkalmazott alaptestek léptékhelyes rajzát a 3. ábra mutatja. Az alaptestek méretei tükrözik a felszerkezet kialakítását és beépítettségét és az abból származó terhelő erők nagyságát. Az oszlopról átadódó maximális teherértékek 9000 kN, a minimális értékek 3000 kN körül vannak. A „tömb-alapok” méretei a működő erőkhöz igazodnak és az azonos süllyedési értékek elérése alapján lettek meghatározva. A 3. ábra a méreteket illetően önmagában léptékhelyesen adja az alaptestek elrendezését és a közöttük kialakuló lemezmezők nagyságát.

2. TERVEZÉS ÁLTALÁNOS KÉRDÉSEI

Az igen nagy kiterjedésű építmények esetében egyik alapvető kérdésként jelentkezik az egyes épületrészek, illetve dilatációs egységek nagyságának és számának megválasztása. Az MSZ-ben megadott értékek inkább általános irányszámokat adnak az épületrészek nagyságára vonatkozóan, és nem közvetlenül az épületrészek szerkezetéből kiindulva adják meg a méretek célszerű értékeit.

Az is ismeretes, hogy minden mozgási hézag kedvező hatása mellett hátrányokat is jelent, és sokszor a későbbi meghibásodások egyik hibaforrásoként jelentkezik, továbbá az építési költségeket is növeli.

Tekintettel a felszerkezeti rendszerre, célszerűnek mutatkozott, hogy az A, B, C épületrészek alatt összefüggő, egy dilatációs egységből álló alapozás készüljön és csak a függőleges terheiben jelentősen eltérő D épületrész alapozása legyen a süllyedés különbségek kialakulását lehetővé tevő dilatációval csatlakoztatva a többi épületrészhez. A dilatáció kialakítása számos részletproblémát vetett fel a vasalás kialakításánál,



1. ábra A felszerkezet elrendezési terve a II. emeleten az A, B és C dilatációs egységekben

valamint az építési ütemek megvalósításánál, ami igazolja előbbi kijelentésünket, hogy „minél kevesebb a mozgási hézag, annál kevesebb a meghibásodási lehetőség”. Gondoljunk csak azon bonyodalomokra, hogy dilatáció esetén, pl. A és B épületrészek határán a kettőzött oszlopokat befogó „alaptestek” elvágására lett volna szükség, miközben az oszlopok tengelyeit a helykihasználás és funkció zavarás miatt nem lehet, nem célszerű egymástól eltávolítani, közben a befogást is biztosítani kell, ami szinte lehetetlen feladatot jelent.

Ha mindezeket elfogadjuk, akkor viszont adódik a kérdés, hogy az ilyen nagy méretű (164x164 m), közel L alakot felvevő alapozás egy mezőben elkészíthető-e, elfogadható-e. Mindezekről részletesebben szólunk a 3. pontban.

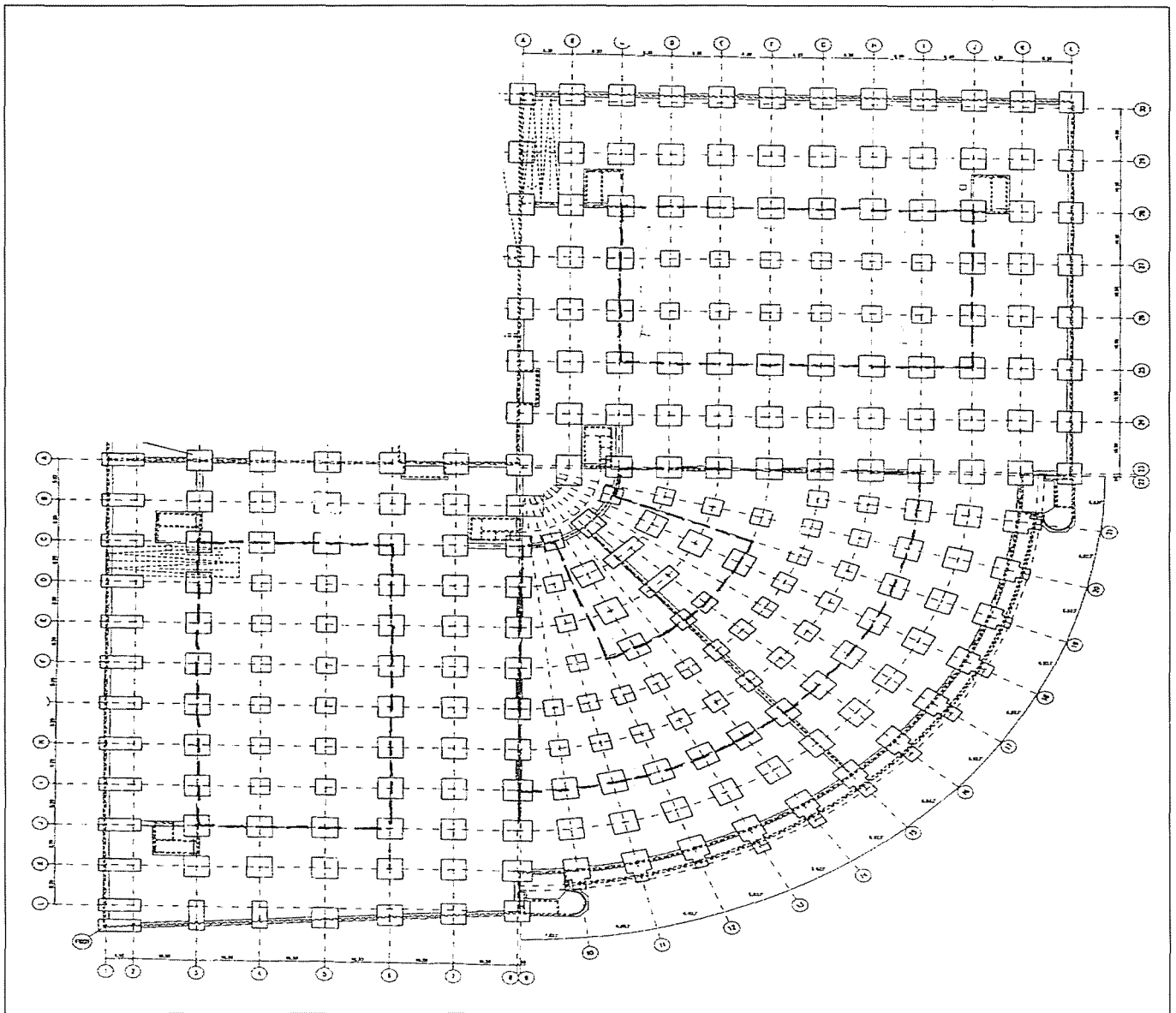
A felmenő szerkezet szétválasztása, dilatálása elsősorban az építmény általános szerkezeti rendszeréhez igazodik, mintegy természetes egységeként kialakuló épületrészeket alkotva, adódtak az A, B, C épületrészek. A dilatációk mentén az oszlopok kettőzését alkalmaztuk. Azonban az így kialakult épületrészek is jelentős méretűek (75x90 m), melyek meghaladják az eddig szokásos oldalhossz méreteket. Az említett épületrészek további „darabolása”, a függőleges terhek változása miatt, a belső udvarok és azokat körülölelő zárt részek határán adódott volna, ami a kicsi alaprajzi méretek miatt a szerkezet

építésében jelentős költségnövekedést okozott volna, ezért ezt elvetettük, és a teher eltérésekből származó többlet igénybevételeket az alaprajz ezen kerülete mentén megerősített vasalású alaplemez viseli.

A kis alapterületű dilatációs egységek mind-mind önálló merevítő rendszereket kívántak volna meg, melyek biztosítása a funkciók jelentősebb zavarása nélkül megoldhatatlan, és az egész építmény gazdaságos megvalósítását is veszélyeztetnék volna, ami természetesen nem engedhető meg.

Az épületrészek merevítésére elsősorban azok a falak szolgálnak, melyek az alaptesttől az épület magasságáig áthaladnak. Ezek, a szerencsés építészeti kialakításnak köszönhetően, a lépcsőházak és a lifteket körülvevő aknafalak által adóttak voltak, és csak néhány helyen alkalmaztunk az épület elcsavarodásának gátlására önálló merevítő falakat.

Az alaplemez vízzáró betonból való kialakítása mellett, a talajvíz épülettől való távoltartását, szivárgó rendszerrel is elősegítettük. Az épületet körülölelő szivárgó árkok külön szikkasztó medencébe vannak bekötve, ami által a környezet eredeti vízháztartása a továbbiakban is biztosított. Az alaplemez részek alatt 30 cm vastag tömörített kavicságyazat adja a „paplanszivárgót” ami a széleken futó „szűrőbetonból” kialakított peremgerendákon elhelyezett áttörések útján is kap-



2 ábra A Lurdy-ház alaptestjeinek és merevítő falainak elrendezési terve az A, B, C dilatációs egységben

csolva van az övszivárgó rendszerhez (lásd a 3. ábrát). A szivárgó rendszer hatékony működéséről, a vízzállításról és gyűjtéséről már az építési idő alatt meg lehetett győződni. Reméljük, hogy az időszakos karbantartással a szivárgó rendszer továbbra is betölti funkcióját.

Az épületet körülvevő munkagödör rézsús kialakítású lehetett, külön rézsú védelemről nem kellett gondoskodni.

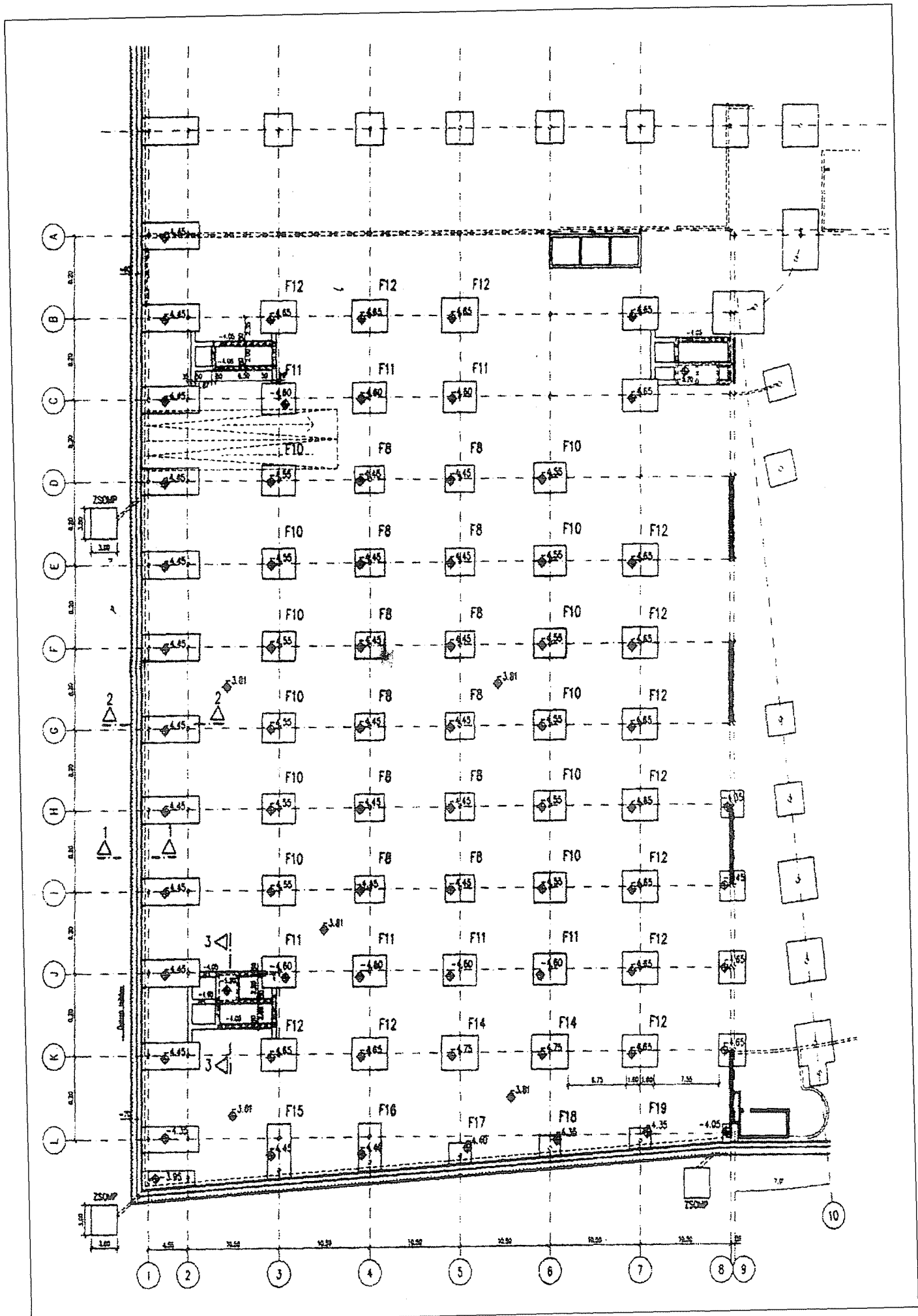
Az alapozás célszerű építési sorrendjét a talajvíz áramlási iránya adta meg. Így a terep és a talajrétegek lejtésviszonyainak, az eredő esés vonalnak megfelelően volt a talajvízáramlás tapasztalható, ami azt jelentette, hogy az épületrész Könyves Kálmán körüti felső sarkából áramlott a talajvíz a C épület Mester utcai sarka felé, mintegy átlós irányban az épület alatt. Ezek alapján célszerű volt az építési sorrendet az A épületrésznél kezdeni.

3. AZ ALAPLEMEZ ÉS AZ ALAPOZÁS KIALAKÍTÁSA

Az alaplemez és tömbalapok alkotta együttes alapozási rendszer általános alaprajzi elrendezését, már mutattuk. A rendszer egy jellegzetes részletének függőleges metszetét a 4. ábra mutatja.

Az oszlopok alatti részen a tömbalapok vastagsága 1,2 m-re növekszik meg általában, hogy az 50x50, illetve 60x60 cm keresztmetszetű és leginkább 18-20 m hosszú (4 szint magas) oszlopok 80-90 cm hosszú befogását is biztosítsuk. A fejtömb alaprajzi méretei általában négyzetes és a befoglaló oldalak hossza a síkalapozáskor számítható talpfeszítéssel, mint bázis értékkel van meghatározva. A tömbalap oldalhosszúságát az átszűrődés szempontjából is ellenőriztük, ami a legnagyobb igénybevétel helyén 3,2x3,2 m volt. A tömbalapok közötti lemezrész végül 45 cm vastagságú lett. A lemezvastagság ezen értékét a 60° alatt kiékelte tömbök és alaplemez csatlakozási keresztmetszet találkozásánál ébredő – a rugalmasan ágyazott rendszerből fellépő – legnagyobb hajlítónyomaték figyelembe vételével határoztuk meg, a repedés tágasság korlátozás és a még ésszerűen beépíthető és elhelyezhető, valamint jól bebetonozható vasmenyiség figyelembe vételével. Az alaplemeznek viselnie kellett az építési állapotban a darus kocsik mozgásából származó terhet (300 kN-os gépkocsi terhet), valamint az elemek beemelésekor fellépő többlet terhet is.

Az előbbieken bemutatott geometriával rendelkező rugalmasan ágyazott alapozási rendszert az oszlopokból átadódó terhekre méreteztük. A méretezést több iterációs ciklusban végeztük el és elsősorban egy-egy terhelési eseténél a süllyedésekkel arányos „rugóállandót”, az ágyazási tényezőt igazítottuk.



3. ábra Az alaptestek elrendezése és léptékhelyes méretei a C dilatációs egységben

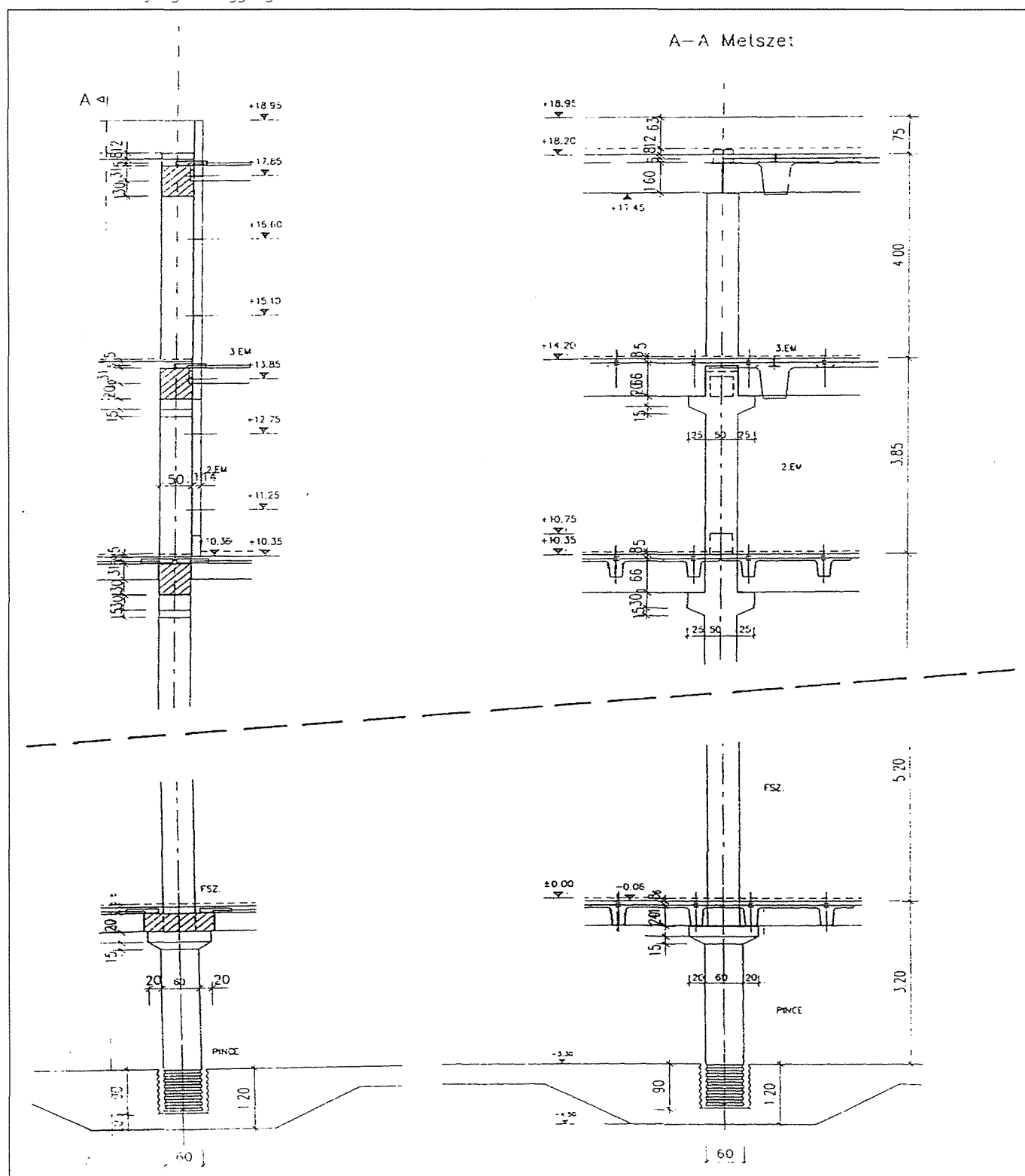
A hőmérsékleti hatás, zsugorodás és kötőhő szempontjából az alapozási rendszernél a következő megfontolásokat tettük:

- Az alapozás nyáron készül és ősszel már a „takaró” felmenő szerkezet állni fog, az üzembehelyezés egy éven belül megtörténik, tehát a külső hőmérsékletváltozás az éves téli és nyári átlag hőmérsékleti különbségből adódik, amit $\Delta t = 15^\circ\text{C}$ -ra vettünk fel.
- Az alapozási szerkezet a földbe nyúló tömbjeivel – a 60° -os szög alatti kiékelések ellenére is – gátolt a vízszintes irányú mozgásban. A szabad mozgási hosszak nem haladják meg a raszter tengelyek távolságát: $10,5 \times 8,2$ m-t.

- Azt feltételeztük, hogy az alacsony v/c tényező (0,42) mellett a kis zsugorodású cementtel (S54) készülő és talajba helyezett szerkezetnél a zsugorodás végértéke nem lesz több 0,3 %-nál.
- A kötőhőből származó hőmérséklet-különbség – a lemez alsó széle, közepe és felső széle között az előzetes számításaink szerint és a betonozás utáni fólia védelem és nedvesen tartás mellett szintén nem több 15°C -nál.

A fenti megfontolásokra alapított számításokból az adódott ki, hogy általában a vasalás alapértékét a 0,15 mm repedéstágassághoz tartozó és a zsugorodási hatásból származó erő határozza meg és itt az alkalmazott alapvasalás minkét irány-

4. ábra A szerkezet jellegzetes függőleges metszetei



ban alul és felül Ø16/15 volt. Kivételt képeztek azok a helyek, ahol a „lemez” és a „tömbök” csatlakoznak és elsősorban a csak részlegesen magas és teljes magasságú épületrészek vannak, a belső udvarok határa, ahol a függőleges erők különbsége igen eltérő volt. Ezen csatlakozási szakaszokon un. pótvasalásokat helyeztünk el. A felső felület és alsó felület közötti hőmérséklet különbségből származó hatást ellensúlyoztuk az alapvasaláson felül elhelyezett repedésgátló vasalással (Ø7,8/15 mindkét irányban).

Az alaplemez kivitelezésénél alkalmazott betontechnológiát és minőség ellenőrzési rendszert a folyóirat következő számában közlésre kerülő cikk külön ismerteti.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az alkalmazott műszaki megoldás helyességét az élet jelenleg már visszaigazolta. Ennek ellenőrzését olvasóink saját maguk is megtehetik a helyszín megtekintésével.

Nagy kiterjedésű, 100 m-nél nagyobb oldalhosszúsággal rendelkező építmények monolit vasbeton tömb alappal kombinált alaplemeze dilatációs hézagok nélkül is megvalósítható az alábbi szempontok részletes vizsgálata és elemzése útján:

- számításba kell venni az építés alatti hőmérsékleti viszonyokat,
- a különböző terhelésű lemezrészecskék összekapcsolhatók, ha azokat azonos süllyedésre méretezzük,
- a vasalás mennyiségének meghatározása során figyelembe kell venni a zsugorodásból, a kötéshőből származó húzó feszültségeket,
- a betontechnológia részletes előírása során alacsony zsugorodású és kötéshőjű cementet alkalmazunk.

A dilatáció nélküli kb. 30 cm-nél vastagabb vasbeton alapozási szerkezet esetében a vízzárás tömegbetonnal – külön szigetelés nélkül – elérhető, ehhez biztosítani kell:

- az alaplemez alatt a terület eredeti vízháztartását, a rétegvizek szabad áramlását,
- a betonozási sorrend, illetve az építési egységekre való bontás során figyelembe kell venni a rétegvizek áramlási irányát,
- meg kell oldani az alapozási szerkezet alatt áramló vizek összegyűjtését és megfelelő befogadóba való bevezetését.

A felsorolt feltételekkel nagyméretű épületek szigetelés nélküli vízzárása megoldható.

5. HIVATKOZÁSOK

Betonkalender (1996. „Wasserundurchlässigkeit Baukörper aus Beton”, Teil II. pp.383-441.

Dr. Almási József (1940) okl. mérnök, ügyvezető. Munkahelyei: Láng Gépgyár (1958), Mélyépítő Vállalat (1964-66), BME Vasbetonszerkezetek Tan-széke (1967-1995), ügyvezető a Cronauer Almási Engineering Consulting CAEC Kft.-nél (1995-től). A *fib* Magyar Tagozat tagja.

WATERTIGHT FOUNDATION AT LURDY BUILDING

Dr. József Almási

The traditional way to ensure the watertightness can be done with isolation material. At that case the leakage of watertightness turn out after taken in use the structures and its repair is quite impossible. Therefore at this building, where the basement is sitting in water we used watertight-concrete for the foundation. The paper gives information about the applied solution at Lurdy Building in Budapest and the ideas during the design.

5. A VÖLGYHIDAK ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIAI ÉRDEKESSÉGEI II.



Becze János

A cikksorozat előző négy részében részletes leírás volt olvasható a Zalalövő – Bajánsenye vasútvonal két jelentős völgyhídjáról. A sorozat utolsó részében a technológiai tervezésen belül az előretolásnál alkalmazott segédszerkezeteket és berendezéseket ismergetjük. A hazai szakma számára szokatlan méretű felszerkezet szakaszos előretolásához megfelelő eszközök kialakítása vált szükségessé. A segédszerkezetek részben a meglévő eszközök megerősítésével, részben új szerkezetek létrehozásával készültek el. A hídszerkezetek időközben elkészültek.

Az előretolási technológián túl szó esik még a hídszerkezet szokatlan kialakítású fix sarujának megoldásáról is.

Kulcsszavak: előretoló hidraulika, csúsztató zsámolyok, oldalvezetés, acélszerkezetű szerelőcsőr, ideiglenes jármók

1. BEVEZETÉS

A szakaszos előretolási technológiával épülő, feszített vasbeton felszerkezetek 1988 év óta készülnek hazánkban. Ez ideig Magyarországon 12 különféle hídszerkezet valósult meg ezzel a technológiával - ami összesen tizenhat önálló felszerkezetet jelent - valamennyi közúti hídszerkezetként megépítve. A megvalósult hidak egy része az áthidalt akadályokat tekintve vasúti vágányok felett ível át. A felszerkezetek építése a fenti technológia alkalmazásának köszönhetően a vasúti forgalom zavarása nélkül történik.

A MÁV történetében először fordult elő, hogy vasúti híd épült hazánkban feszített vasbeton felszerkezettel, szakaszos előretolási technológiával. A Zalalövő – Bajánsenye vasútvonal völgyhidjai közül a I. jelű völgyhíd két különálló előretolt szerkezetből áll, míg a II. völgyhíd egybefüggő szerkezet.

A beruházás előkészítését (Vörös J., 1999); a hídszerkezet általános ismertetését (Wellner P. – Mihalek T. 2000); a völgyhidak tervezését (Mihalek T.- Wellner P., 2000); és néhány építéstechnológiai érdekességet (Fodor J., 2000) folyóiratunk előző cikkeiből ismerhettük meg.

A szakaszosan előretolt völgyhidaknál alkalmazott technológia eszközeit, azok kialakítását és alkalmazásai kérdéseit mutatjuk be az alábbiakban.

2. ÁLTALÁNOS ISMERTETÉS

A Zalalövő – Bajánsenye vonalon épülő völgyhidak statikai rendszere egycellás, többtámaszú feszített vasbeton szekrényes tartó, szakaszos előretolási technológiával készíttve.

A szakaszos előretolási építési technológia bizonyos geometriai feltételek meglétét igényli. Nevezetesen az előretolt hídszerkezet vízszintes értelemben egyenes tengelyű, magassági értelemben egyenletes hosszsesésű, vagy állandó sugarú függőleges lekerekítésben kell legyen. Amennyiben alaprajzilag fekszik a szerkezet állandó sugarú tiszta körívben, ezzel egyidejűleg csak egyenletes hosszsesésű lehet a szerkezet tengelye. Ha a fenti geometriai jellemzők nem biztosítottak, akkor a felszerkezet vagy nem juttatható be a tervezett helyére,

vagy a szerkezetben olyan többlet igénybevételek keletkeznek, amelyekre azt külön méretezni kell (csavarás, szélső szál többlet igénybevétele stb.).

2.1. I. Völgyhíd

A vasúti pálya geometriai adottságai alapján bontottuk három szakaszra az I. völgyhíd felszerkezetét.

A Zalalövő felőli hídfőtől induló szakasz jele „A”, a Bajánsenye felőli hídfőtől induló szakaszé „C”, és a két hosszú híd közötti, a dilatációs mozgások megosztása, ill. a vasúti pálya domború lekerekítése miatt beiktatott rövidebb híd jele „B”. (Ld. a sorozat első két cikkét is.)

„A” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes
- a pálya emelkedése egyenletes
+1,1% (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza: L = 704,00 m
- zömhosszak: 8,90+18,00+29x22,50+15,70+8,90 m
- a zömök száma: 33
- a felszerkezet teljes tömege: $\Sigma G = 14\,475\text{ t}$

„B” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes, bár rövid szakaszon belenyúl az átmeneti ívbe
 - a pálya emelkedése 1,1%-ról csökken 0,6%-ra
 - a híd hossza L = 77,00 m
- A teljes felszerkezet állványon készül.

„C” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye R = 2400,00 m sugarú jobb ív
- a pálya emelkedése egyenletes –0,6% (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza: L = 614,00 m
- zömhosszak: 8,90+18,00+25x22,50+15,70+8,90 m
- a zömök száma: 29
- a felszerkezet teljes tömege: $\Sigma G = 12\,650\text{ t}$

Az „A” és „C” híd készült szakaszos előretolási technológiával.

2.2. II. Völgyhíd

„D” hídszakasz jellemző adatai:

- a szekrényes tartó tengelye egyenes
- a pálya emelkedése egyenletes
+1,2 % (tolási irányt tekintve)
- a híd hossza $L = 200,00$ m
- zömhosszak $8,90 + 13,50 + 7 \times 22,50 + 20,10$ m
- a zömök száma: 10 db
- a felszerkezet teljes tömege: $\Sigma G = 4.100$ t

A felszerkezet teljesen azonos a I. völgyhíddal, de a gyártótér helye és az előretolási megoldás eltérő.

3. A SZAKASZOS ELŐRETOLÁSI TECHNOLOGIA

A nagy tömegű vasbeton felszerkezet előretolását két fő technológiai elem teszi lehetővé.

- az egyik az 1960-as években már ismert műanyag, a politetra-fluor-etilén (PTFE), ismertebb nevén – *teflon*.
- a másik pedig a nagy nyomású – $p > 350$ bar – hidraulikus eszközök elterjedése.

A PTFE anyag megfelelő nyomás alatt igen kis súrlódási tényezővel rendelkezik. Ez a nyomásérték valamivel kisebb, mint a hidépítésben általában alkalmazott felszerkezeti betonok számított nyomószilárdsága. Ez lényegében azt jelenti, hogy a teflonlemezen átadódó nyomófeszültség a ráterhelődő betonfelületen nem okoz túlzott helyi igénybevételeket, tehát véges méretű felületen nagy reakcióerők adhatók át. A csúszóbetétek Cr-Ni ötvözetű polírozott acéllemezen csúsznak, a súrlódást szilikon adalékú zsírozással lehet még jobban csökkenteni. A kivitelezés során mért súrlódási tényező, $m = 2,20 \sim 3,50\%$ értékre adódott.

A szakaszos előretolást a I. völgyhídnál egy ún. *emelő-toló sájtóval*, a II. völgyhídnál *fogas-léces toló-sájtóval* végeztük el. Megfelelő kapacitású sájtó(k) kiválasztásával a nagy tömegű felszerkezeteket előre tudtuk mozgatni. A nagy nyomású hidraulikus szerkezetek előnye, hogy viszonylag kis méretű eszközökkel igen nagy erőket lehet velük kifejteni.

3.1. Az előretolási technológia ismertetése

3.1.1. Völgyhíd

A felszerkezeti zömök általában a hídfő mögött kiépített gyártótéren készülnek, jelen esetben max. 22,50 m hosszú szakaszokban. A zömhosszakat a sokszor ismétlődő nyílások (45,00 m) felében határoztuk meg, így alapvetően kétféle zömöt kellett gyártani. Az egyik zöm mindig a támasz feletti szakaszra esik, a másik pedig a nyílásközbbe kerül. Minden egyes elkészült és megszilárdult vasbeton zömöt a már kész szerkezethez hátulról hozzáfeszítünk, és a híd ezután egy zömnyit előretolható.

Tolás közben a támaszokon átjutó vb. szerkezet konzolossá válik, és a következő támasz elérésekor a vb. felszerkezetben igen nagy konzolnyomaték ébredne. Ezt a nyomatékot jelentősen csökkenthetjük egy, a vasbeton felszerkezethez képest „könnyű” acélszerkezetű szerelőcsőr ideiglenes elhelyezésével. (A felszerkezet fajlagos tömege 20,50 t/m, a szerelőcsőr csak 3,00 t/m.)

Az „A” híd szakaszos előretolása

3.1.2. A gyártótér

A gyártótér a Zalalövő felőli – „H1” jelű – hídfő mögött 15,75 m-re kezdődik, teljes hossza 22,50 m. A gyártótér magába foglalja az alsó-, és külső zsaluzatot, a gyártópadba beépített csúsztató szerkezeteket és a belső zsaluzatot. (Ld. a sorozat előző cikkét.) A gyártópadnak pontosan a szekrénytengely vonalában kell lennie. A pad előtt elhelyezett szerelőcsőr beállítása után kezdődhet az első zöm készítése. Az első – megszilárdult – vasbeton elemet a szerelőcsőrhöz feszítve indulhat az első előretolás.

3.1.3. Az előretolás eszközei

A teljes hídszerkezet előretolásához két emelő-toló sájtóra van szükség. Az egyik előretoló-sájtót a hídfőt követő, „P2” jelű pilléren helyeztük el.

Az itt alkalmazott hidraulikus emelő-toló sájtó működési lépései a következők:

1. A „P2” támaszon nyugvó felszerkezetet egy hidraulikus emelő-sájtó ~1 cm-t megemeli.
2. Ezt az emelő sájtót rögzített magassági helyzetében a hidraulikus toló-sájtó 25 cm-t előretolja. A rögzített emelő-sájtó mozgása itt is teflon lemezekon történik.
3. A hidraulikus emelő a felszerkezetet visszaereszti az eredeti szintjére, a „P2” támaszra
4. A toló-sájtó kinyomott dugattyúját 25 cm-t visszahúzza.

A fenti lépések ismétlődnek mindaddig, amíg a szerkezet teljesen ki nem csúszik a gyártópadból. Egy teljes zöm – 22,50 m-es szakasz – előretolásához kb. 90 fázis szükséges. Egy tolási fázis időigénye kb. 2 perc, ami azt jelenti, hogy a híd előretolásának sebessége ~ 6-8 m óránként.

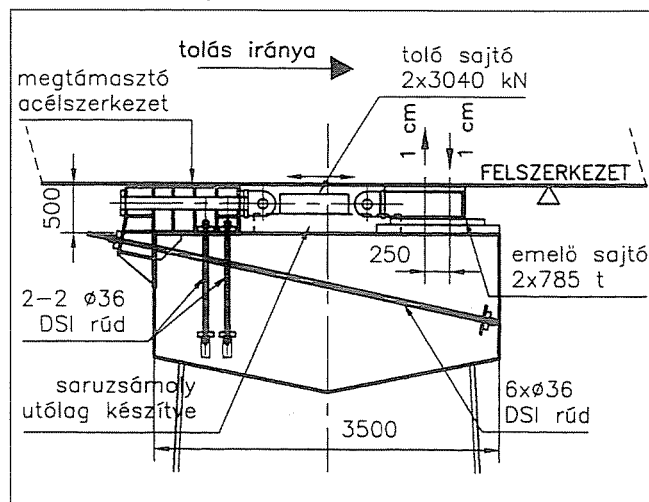
Az emelő-sájtó és a vasbeton felszerkezet között a vízszintes tolóerő átadását súrlódással biztosítjuk. Az érdesített felületű emelő-sájtó és a beton felszerkezet között igen nagy – $\mu = 70\%$ -os – súrlódási tényezővel számolhatunk. Megfelelő nagyságú reakcióerő esetén a szerkezet előretolható.

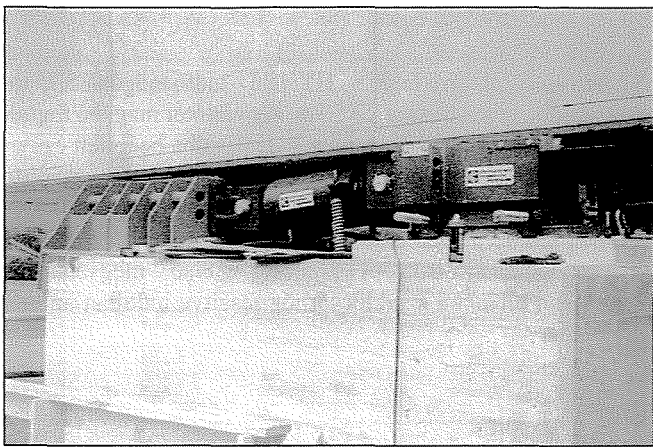
Az első három zöm előre mozgásakor a szerelőcsőr még nem éri el a toló-támaszt, ezért az első három zömöt nagyszilárdságú feszítőrudakkal húztuk előre.

A „P2” pilléren elhelyezett emelő-toló sájtó elrendezését és bekötését a mellékelt 1. és 2. ábrán láthatjuk.

Az emelő-toló szerkezetet a pillér fejgerendájára telepítettük. A toló-sájtó vízszintes reakcióját egy acélszerkezet adja át a pillér fejgerendájának. Az acélszerkezetet Dywidag (DSI)

1. ábra Emelő-toló sájtó elrendezése - hosszmetset

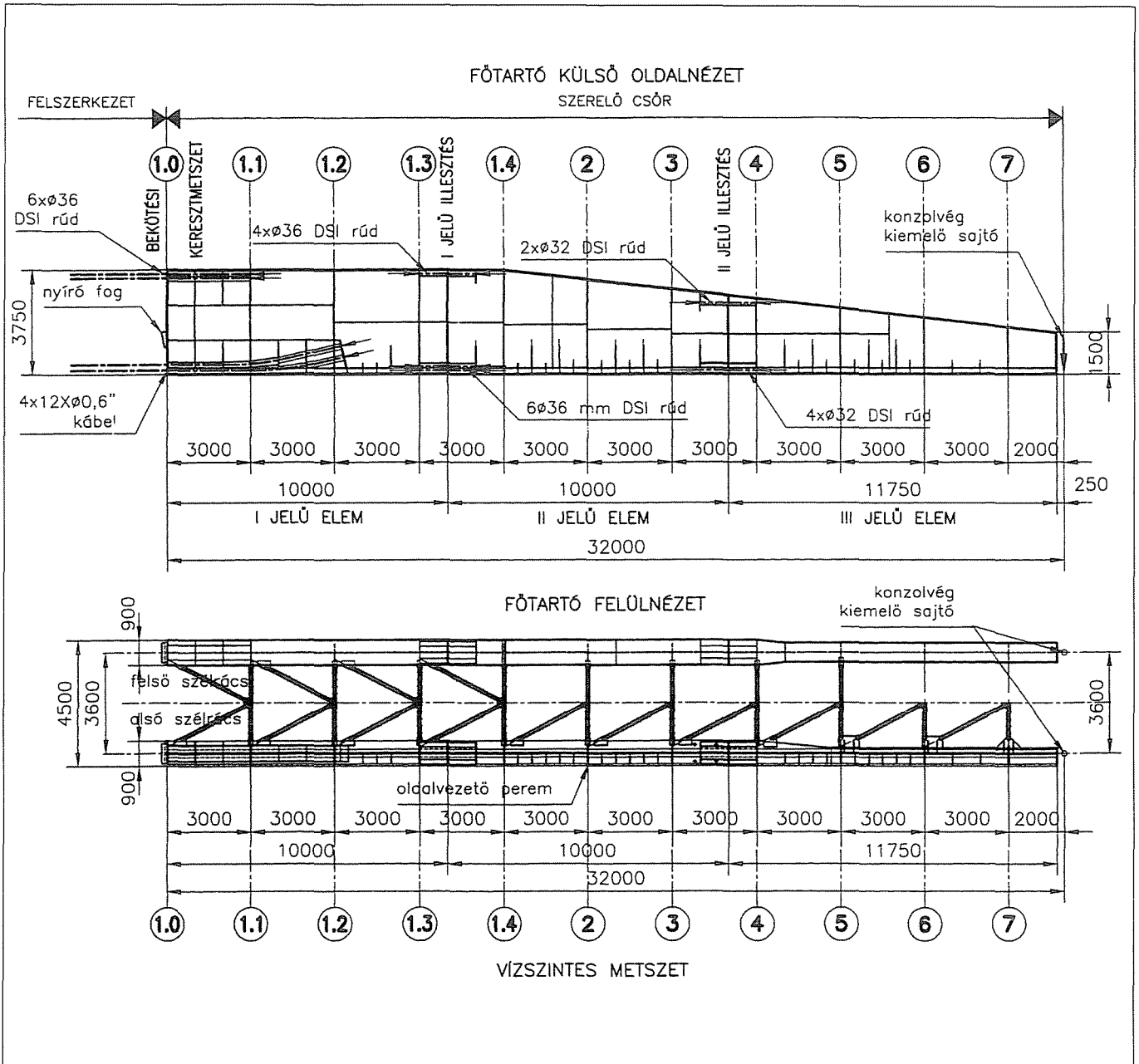




2. ábra Emelő-toló sajtó a pilléren

feszítőrudakkal kötöttünk be a fejgerendába. Az új elem gyártásakor, majd az előretolás során a dugattyú visszahúzásakor ezen az acélszerkezeten támaszkodik fel a felszerkezet. A tényleges előretolásnál pedig az emelő-sajtó adja át a reakciót a pillérre. A pillér felmenőfalát természetesen a tolásból származó igénybevételekre is méreteztük.

3. ábra Szerelősőr összeállítási rajza



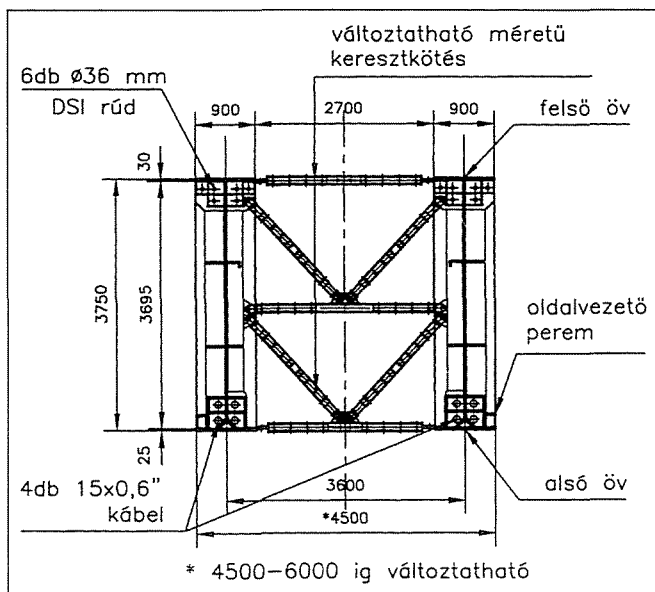
3.1.4. Az emelő-toló sajtó

Az emelő-toló sajtó típusát a felszerkezet tömegéből számítva 4 %-os súrlódást és az 1,1%-os emelkedési szöget figyelembe véve választottuk ki. A szükséges tolóerő 7500 kN körüli értékre adódott. A toló-sajtó tényleges kihasználtságát a keletkező reakcióerő súrlódási tényezővel szorozott értékével „ H_s ” lehet figyelembe venni.

Az „A” híd előretolását Eberspächer AH 123 típusú emelő-toló-sajtóval végeztük. A sajtó emelőkapacitása 2 x 785 t, tolóereje $H_0=6080$ kN, a teljes szerkezet előretolásához két sajtó működtetésére volt szükség.

A teljes hídszakasz biztonságos előretolásához a „P2” támaszon kívül, az „FP8” fix támaszon is beépítettünk egy azonos kapacitású emelő-toló sajtót. Ennek a sajtónak az elhelyezhetőségét nehezítette, hogy ezen a pilléren kellett elhelyezni a felszerkezet fix támaszát is (ld. később). A kétféle igénybevétel (tolóerő, fékező erő) közel azonos nagyságú vízszintes erőt ad át a pillérnek, tehát statikai oka is volt ezeket egy helyre telepíteni.

A felszerkezet tizenhatodik zömének legyártása után ért el a felszerkezet az „FP8” jelű támaszhoz, ezután kezdett dol-



4. ábra Szerelőcsőr keresztmetszete

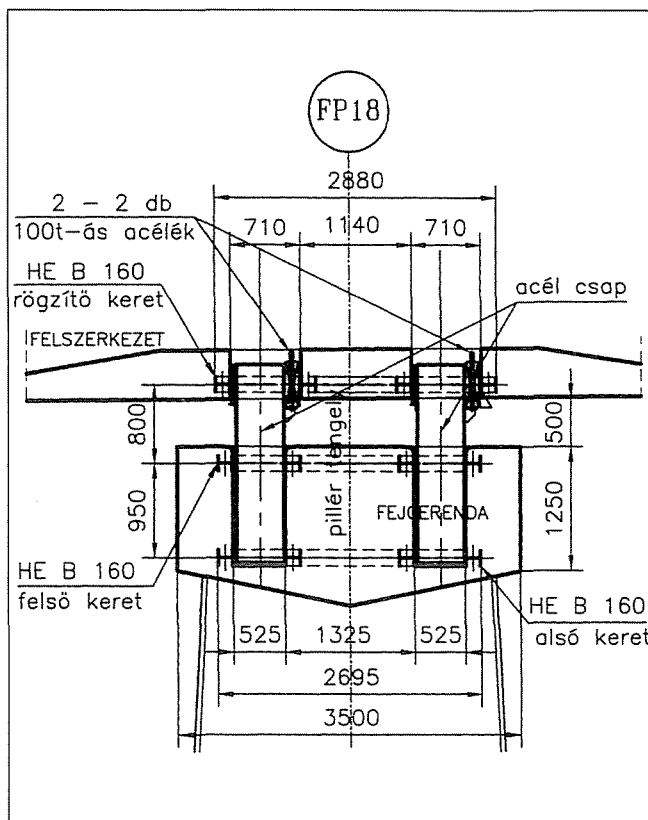
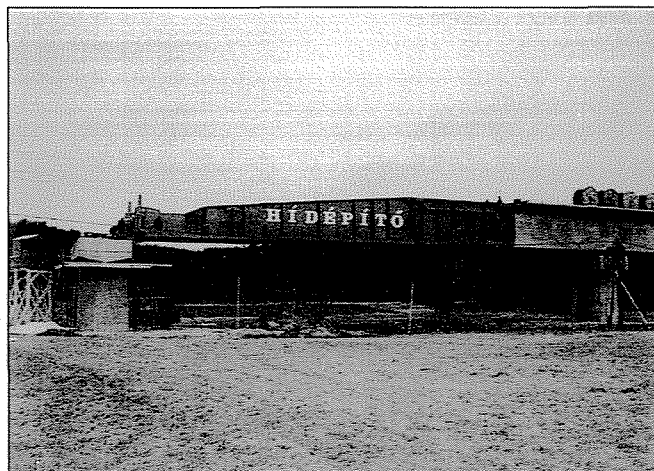
gozni az ide telepített 2 sz. emelő-toló sajtó is. A két sajtó egyidejű működtetésére azért van szükség, mert a heti ciklusban készülő felszerkezet megindításakor – egy heti állás után – kicsit nagyobb a súrlódás, mint menet közben. A megindításokor $\mu=3,5\%$ súrlódási tényezőnek megfelelő erőt mértünk. A fenti súrlódási érték ezután kb. az 5-6. tolási ütemet követően 2-2,5 % körüli mértékre csökkent.

A „C” jelű hid rövidebb mint az „A” hid, ezenkívül 0,6 % -os esésben kellett előre tolni. A számított tolóerő igény 5500 kN. A szerkezetet tehát kisebb kapacitású emelő-toló sajtókkal – 2 db Eberspächer AH 124 típusú toló-sajtóval – tudtuk mozgatni. Az egyik sajtó – tolási irányból tekintve itt is a hidfőt követő első - „P32” jelű – pillérre került, míg a másik tolóberendezés a „C” hid fix pillérére – „FP26” – építettük be. Egy sajtó emelőkapacitása 2 x 500 t, tolóereje 4000 kN.

3.1.5. Oldalvezetés

Előretolás közben a felszerkezetet a tervezett irányban kell tartani, mivel a hid tényleges alakja csak így biztosítható. A tolt hídszakasz oldalvezetését a korábbi munkáknál már jól bevált görgős oldalvezető kerekkel biztosítottuk. A függőleges tengelyű, tömör gumis kerek keresztirányú helyzetét menet közben is lehet szabályozni, ezáltal a mért vízszintes kitéréseket menet közben azonnal korrigálni lehetett. Az oldalvezetés acélkeretei a saruzsámolyokhoz vannak rögzítve. (ld. 8 ábrát)

5. ábra Szerelőcsőr az „A” hid elején



6. ábra Fix megfogás rajza - hosszmetset

A „C” hid íves szerkezet, a szekrényes szerkezetet $R=2400$ m sugárral készítettük. Az oldalvezetés a belső oldalon ugyancsak görgős megoldású volt, az ív külső oldalán viszont nagyobb teherbírású – teflonlemez – vezetést alakítottunk ki. A külső oldali vezetés tehát egy függőleges síkban elhelyezett Cr-Ni lemez, amelyen az elcsúszó teflonbetét nagy erővel kényszeríti a felszerkezetet a tervezett íves irányba.

3.1.6. A szerelő csőr

A szekrényes tartók elejére acélszerkezetű szerelőcsőr kerül. Ezek hossza $L=32,00$ m, ami kb. a legnagyobb nyílás 70%-a. A szerelőcsőr magassága azonos a vasbeton szekrény 3,75 m-es magassági értékével. Az acél szerelőcsőr tömege ~100 t. A szerelőcsőr egy-egy főtartója három – szállítható – elemből áll. Az egyes elemek központozító és egyúttal nyírófogakkal kapcsolódnak egymáshoz. Az illesztést feszítórudakkal tesszük nyomatékíróvá. A csőr és a vasbeton elem határán keletkező pozitív nyomatékot alsó feszítőkábellel vesszük fel. A feszítőkábel alkalmazása itt azért is célszerű, mert könnyebb elhelyezni a sűrű vasalás között és részt vesz a szerkezet tolás közbeni erőjátékban is. A csőr és a vasbeton szekrény homloklapján keletkező nyíróerőt a szerelőcsőrről a betonba nyúló ún. nyírófog adja át.

A csőr konzolos elejének számított lehajlása abban a helyzetében, amikor eléri a következő támaszt, kb. 8 cm. A csőr elején lévő hidraulikával lehetett ezt a lehajlást kiemelni, majd ezt követően a csőr az eredeti szinten haladhatott tovább. (A szerelőcsőr kialakítását 3., 4. és 5. ábra mutatja)

A „C” hídnál alkalmazott acélszerkezetű szerelőcsőr szintén 32,000 m hosszú, azonos szerkezeti kialakítású, mint az „A” hidé. A szekrénytengely $R=2400$ m sugara miatt a csőr szerelési egységeit az ívet követő sokszögvonalba építettük be. Ezzel a kialakítással a szerelőcsőr szakaszán is működtethető már az oldalvezetés, ill. a csőr főtartója menet közben nem végez az érintőre merőleges csúszásokat.

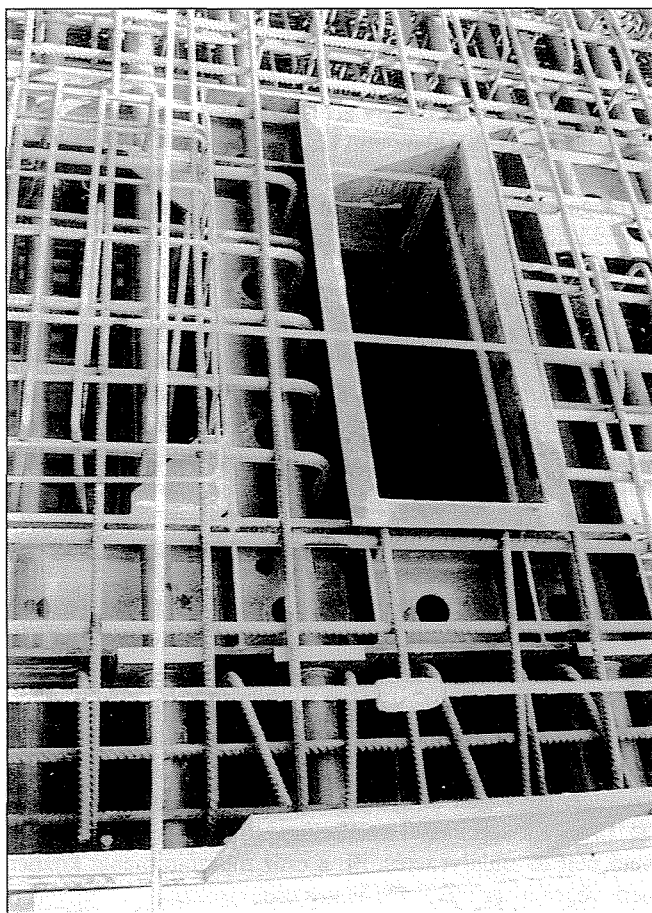
Eredetileg úgy terveztük, hogy az „A” és „B” hidakat a Zalalövő felőli hídfő felől, egybefüggő szekrényes tartóként toljuk előre, és az „A” hídról a „B” hidat csak a végleges helyén leválasztva állítjuk be azt a tervezett geometriai helyzetébe. Az igen szűk határidő szorítása miatt a „B” hidat végül a végleges helyén, állványon kellett elkészíteni. Ezek után a két betolt szerkezetet – „A” és „C” hidak – a hídfők felől toltuk előre a végleges helyén betonozott „B” jelű híd irányába. Az állványon betonozott „B” hídnek akkorra már készen kell lennie, amikor a két betolt híd megérkezik a közös pillérekre (KP17; KP19). A szakaszosan előretolt szekrényes tartó elején lévő szerelőcsőrt a „B” híd elérése előtt le kellett szerelni. A „B” híd előtti szélső nyílásokban ezért egy – egy segédjármó beépítése vált szükségessé. A jármók a közös pillérektől 16,00 m-re lettek felállítva. A jármokon túlnyúló szerelőcsőr elemek előretolás közben – rövid állásidő alatt - fokozatosan leszerelhetők voltak. A gyors leszerelést segítette az illesztések feszített DSI rudakkal kialakított megoldása. A csőr leg-hosszabb eleme 15,00 m, így nem ütközött bele a már elkészült, helyszínen betonozott szerkezetbe. Az utolsó 16,00 m betolásánál a szekrénytartó szerelőcsőr nélkül halad előre, mivel a szekrényes tartó konzolos állapotából keletkező nyomtérk nem több, mint ami korábban szerelőcsőrrrel együtt egy teljes nyílásban való áttolásnál keletkezett benne.

3.2. II. Völgyhíd

A gyártótér elhelyezése a hídfő mögötti területen igen nagy földmunkával járt volna, ezért azt az első nyílásban alakítottuk ki. A gyártópad acélszerkezete acéljármókra támaszkodott.

Az előretoláshoz itt kisebb kapacitású ún. fogasléces tolósjátót alkalmaztunk.

7. ábra Fix megfogás helye az „FP8” pilléren



A fogasléces sín be lett építve a gyártópad alsó zsaluzatába. A tolósjátó pedig a kész elem hátsó homloklapjára támaszkodva tolja ki a gyártópadból a kész hídszakaszt. A tolóerő igény számításánál figyelembe vettük az 1,2%-os emelkedőt, valamint azt a tényt, hogy az utolsó szakasz (zöm) a végleges helyén készül. A szükséges tolóerő 160 t értékre adódott.

A Hídépítő Rt saját fejlesztésű fogasléces tolósjátója, amelyet itt alkalmaztunk 2x1000 kN vízszintes tolóerőt képes kifejteni.

Előretolás után a gyártópadban lévő fogasléces tolósjátó acél zsaluzólemezekkel lefedjük. A következő elem majd ezeken a zsalulemezekon készül, és csúszik ki a padból.

Ennek a módszernek az az előnye, hogy az elkészült szerkezeti részt nem kell felszakítani ill. kiemelni a zsaluzatból, hanem az a gyártás szintjén csúszik előre. Ez statikai szempontból is kedvező, hiszen a híd végén nem kerül sor támaszmozgatásra.

A fogasléces tolósjátó működése a következő. A fogasléces tolósjátó a fogak távolsága 475 mm. A szerkezet hátlapjához rögzített tolósjátó lökethossza 500 mm, és egy papucs segítségével kapaszkodik a fogasléces fogaiba. Előretoláskor a rögzített papucsra támaszkodva tolja előre a szerkezetet, majd a lökethossz kimerülése után a papucsot maga után húzza, mindaddig, amíg a papucs be nem zökken a következő fogba. Ekkor kezdődhet a következő tolási lépés. Az előretolás sebessége közel azonos a fent említett emelő-toló rendszerével.

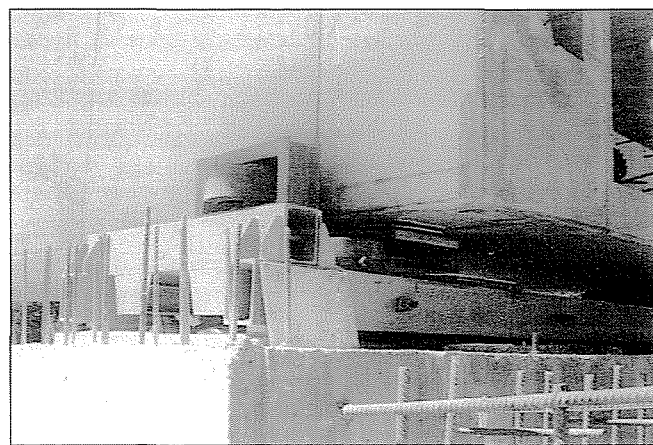
4. FIX TÁMASZOK KIALAKÍTÁSA

A völgyhidak szokatlan méretei szokatlan megoldásokat igényelnek, például a fix támasz kialakításánál is. A hídszerkezet alá beépített Maurer & Söhne teflonbetétes fazéksaruk fix sarui a függőleges reakcióerő 7%-át képesek felvenni. Ennél a szerkezetnél a reakcióerő 2x11500 kN, ennek 7%-a 1610 kN. A Vasúti hídszabályzat által előírt fékezőerő az „A” hídon viszont ennél lényegesen nagyobb; 2x3000 kN. Ezt a vízszintes erőt külön acélszerkezettel kellett felvenni és átadni az alépítménynek.

Fix támasznak az „A” hídnál az „FP8” és „FP9” pilléreket jelöltük ki (az F jelölés itt fix pillért jelent). A teljes fékezőerő megoszlik a két pillér között. A fix támaszok méretezésénél figyelembe vettük még a fékezőerőn kívül a felszerkezet két pillér közötti szakaszának hőmozgásából adódó többleterőt is.

A fix támasz acélszerkezete pillérenként két függőleges helyzetű acélkonzolból áll. A tartókat a pillér szerkezeti gerendájába mereven be kellett fogni. A merev befogást a szerkezeti gerendába bebetonozott acélkeretek biztosítják. A felszerkezet alsó lemezében kihagyott nyílásokba ezek a tartók felnyúlhatnak, és a felszerkezet megfelelő pozíciójában azokhoz be kell őket

8. ábra Görgős oldalvezetés



ékelni. Az ékelés merev kialakítását 1 cm vastag műszaki gumilemez beépítésével tudjuk rugalmasabbá tenni (támaszponti szögforgás stb.). Az ékelést fix támaszonként 2x2 db 1000 kN-os csavarorsós acélékkel oldjuk meg (ld. 6. és 7. ábrát).

A fix támasz csapos acélszerkezete mellett a fazéksaruk vízszint nem lehetnek fixek, mert akadályozzák az utólagos korrigálást. A reakció erőket átadó fazéksaruk tehát az „FP8” és „FP9” fix támaszokon is mozgó saruk, ezáltal lehetővé válik a szerkezet hosszirányú beszabályozása, amit a későbbiek során tetszőleges időpontban meg lehet ismételni.

A II. völgyhídon a fix támasz a „H01” jelű hídfőre került. Ennek oka az, hogy az előretolásból származó vízszintes tolerót is a hídfő vette fel, tehát a fékező erő felvételére is alkalmassá lehetett tenni azt.

A számított fékezőerő ezen a hídon 4000 kN. A fix támasz kialakítása hasonló a nagy hidéval. A különbség csak annyi, hogy a bebetonozott megfogó acélkereteket itt mind a szerkezeti gerendába, mind a felszerkezetbe feszítéssel rögzítettük. A szerkezeti gerendában 18+10 db Ø36 DSI rúd, a felszerkezetben 4 db 15Ø0,6” kábel adja a rögzítéshez szükséges feszítőerőt.

5. ÖSSZEFOGLALÁS

A Zalaölvő – Bajánsenye vasútvonalon Közép-Európa leghosszabb feszített vasbeton felszerkezetű vasúti hídja épült. A I. jelű völgyhíd 1400,00 m hosszú. A völgyhíd három szakaszból áll, két hosszú szakasz közül az „A” híd hossza 704,00 m, a „C” híd hossza 614,00 m, a köztük lévő „B” jelű rész – ún. „dead-span” – 77,00 m. A vb. felszerkezet állandó keresztmetszetű szekrényes tartó. A II. jelű völgyhíd „D” felszerkezete 200,00 m hosszú, azonos szerkezeti rendszerű, mint a nagy hídé.

Az „A”, „C” és „D” hidak felszerkezetei szakaszos előretolással készültek.

A szakaszos előretolás fő segédszerkezetei az alábbiak:

- Gyártópad
- Emelő-toló hidraulikus berendezés
- Teflon csúsztató saruk
- Szerelőcsőr
- Az oldalvezetés eszközei
- Ideiglenes jármók

Az előretolt felszerkezeti elemeket (zömöket) mindig egy helyen, a gyártópadban készítjük. Ez a gyártási technológia igen nagy geometriai pontosságot biztosít a teljes felszerkezet hossza mentén.

Az előretolás a zömgyártások ütemében, szakaszosan történik, teflonbetétes csúsztató sarukon. Az előretolást hidraulikus előretoló sajtókkal végezzük. A toló-berendezések felszerkezeteként két – két pilléren helyezkedtek el.

A felszerkezetet előrehaladás közben oldalvezető görgőkkel tartottuk tengelyirányban.

A felszerkezet igénybevételeinek csökkentésére acél szerelőcsőr került a híd elejére, amit az utolsó nyílásban le kellett szerelni.

Az utolsó nyílásban lévő ideiglenes járom csak a szerelőcsőr fokozatos leszerelése miatt vált szükségessé.

A szakaszos előretolási technológia teszi lehetővé, hogy a tervezett feszített vasbeton felszerkezetek tetszőleges akadályok felett, pontos geometriával határidőre, jó minőségben készüljenek el.

A II. völgyhíd csupán 200,00 m hosszú, de a kivitelezési technológiát vizsgálva minden tekintetben hasonlóan készült, mint a nagy völgyhíd.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A Hídépítő Rt-nél több, mint tíz éves, igen jelentős szakmai tapasztalattal a hátunk mögött kezdtünk el felkészülni a szakaszos előretolású vasúti hidak tervezésére.

Az előkészítő munkák során elengedhetetlen követelmény volt számunkra, hogy a szerkezet és a kivitelezés technológiája egyszerre alakuljon ki. A szakaszos előretolás során létrejövő igénybevételek, az alkalmazott segédszerkezetek határozzák meg a szerkezet végleges kialakítását, természetesen a hídszerkezettel szemben támasztott funkcionális igények után.

Nem csak a különböző szakterületű tervezők, hanem a kivitelező bevonása is feltétlenül szükséges, már a vázlaterv készítése idején is. Tekintettel arra, hogy jelen esetben a tervezés is a kivitelező cég keretein belül valósult meg, a különböző szakterületek összhangja biztosította a tényleges munka zökkenőmentes folyamatát.

A rendkívül rövid határidő miatt komoly feladat volt a rendelkezésre álló segédszerkezetek számbavétele, azok kiegészítésének, megerősítésének tervezése és kivitelezése is.

A különleges feladat megoldásához nem csak a kivitelezési szempontokat vettük figyelembe, hanem a beruházó MÁV által elvárt igényeket is folyamatosan tudtuk beépíteni a tervekbe.

Természetesen a kivitelezés során így is szükség volt helyszíni egyeztetésekre, utólagos módosításokra, amivel a kivitelezést egyszerűbbé, pontosabbá lehetett tenni.

7. HIVATKOZÁSOK

- Fodor J. (2000) „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – A völgyhidak építéstechnológiai érdekességei I.”. *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/3, pp. 83 -92.
- Mihalek T. - Wellner P. (2000) „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – A völgyhidak tervezése”. *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/2, pp. 53 -60.
- Wellner P. – Mihalek T. (2000) „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – A hídszerkezet általános ismertetése”, *VASBETONÉPÍTÉS* 2000/1, pp. 20-25.
- Vörös J. (1999) „A magyar szlovén vasútvonal völgyhidjai – A beruházás előkészítése”, *VASBETONÉPÍTÉS* 1999/4, pp. 95-99.

Becze János (1948) okl. építőmérnök. Tervezői pályáját az UVATERV hidirodáján kezdte. Részt vett az ország nagyobb hídszerkezeteinek technológiai tervezésében, és a segédszerkezetek terveinek készítésében. 1987-től a Hídépítő Vállalat Műszaki Osztályán dolgozik. Alapvető feladata volt a szakaszos előretolás hazai alkalmazásának kidolgozása, a szükséges segédszerkezetek megtervezése. 1988-ban a berettyóújfalui Berettyó-híd tervezése óta több szerkezet teljes technológiai folyamatát tervezte meg. Ezenkívül speciális acélszerkezetek, technológiai feladatok tervezésével is foglalkozik. A *fib* Magyar Tagozat tagja

VIADUCTS ON THE HUNGARIAN – SLOVENIAN RAILWAY LINE 5. THINGS OF INTEREST IN THE CONSTRUCTION TECHNOLOGY OF THE VIADUCTS (PART II)

János Becze

The longest, prestressed railway bridge of Middle-Europe has been built on the Zalaölvő – Bajánsenye railway line in Hungary. The Viaduct No. 1. is 1400,00 m long and has three separated parts of superstructures. The length of the bridge: „A”: 704,00 m, „B”: (so called –dead span) 77,00 m, „C”: 614,00 m. The Viaduct No. 2. (Bridge „D”) is 200,00 m long and has the same superstructure as the Viaduct No. 1: prestressed reinforced concrete one cell hollowbox girder.

The construction of the bridges was carried out with incremental launching method. The main auxiliary structures were: manufacturing stand (formwork of the deck), hydraulic lifting – pushing equipments, sliding devices with PTFE sheets, launching nose, lateral guiding devices, temporary supports.

The superstructure has been produced on the manufacturing stand in max. 22,50 m long units and was pushed forward with lifting – pushing equipments. Lateral guiding devices have provided the exact position and direction of the superstructure during the launching process.

A steel launching nose was assembled to the front end of the superstructure to reduce the bending moments on the reinforced concrete during the launching.

Temporary supports were applied in the last two launching phases and for the dismantling of the launching nose.

The incremental launching method gives the possibility to construct bridges over different obstacles with accurate geometry and good quality at short date. The viaduct No. 2. has the same superstructure and the same construction technology as No. 1.

BESZÁMOLÓ A 2000. ÉVI *fib* SZIMPÓZIUMRÓL

“High Performance Concrete”

The Economical Solution for Durable Bridges and Transportation Structures

2000. szept. 24-27. Orlando, USA

Dr. Tassi Géza - Dr. Balázs L. György

A Nemzetközi Betonszövetség (a *fib*) a szakmai konferenciák rendjében a FIP gyakorlatát követi. A minden negyedik évben tartott kongresszusok között évenként szimpóziumok adnak fórumot egy-egy tágabb téma megtárgyalására. A *fib* tanácsa elfogadta az Egyesült Államok *fib* Tagozatának javaslatát, így esett a választás a 2000. szeptember 24-27-i időpontra és a floridai helyszínre, Orlando városában. Az amerikai szervezők a szimpóziumot beágyazták a PCI (előregyártott/feszített beton intézet) évi összejövetelébe, s meghívták az FHWA (szövetségi közúti igazgatás) szakembereit is szokásos rendezvényük megtartására.

A *fib* szempontjából ennek az összevonásnak természetesen voltak előnyei és hátrányai is. A nem amerikai résztvevők betekintést nyerhettek a PCI és az FHWA tevékenységébe, s alkalom nyílt e szervezetek tagjaival való találkozásra. A hátrány abban rejlett, hogy a több párhuzamos szekcióban is viszonylag kevés terük maradt a nem amerikai előadók-nak.

A színhely az orlandoi Marriott Szálló konferenciaközpontja volt. Ennek méreteire jellemző, hogy a szóban forgó szimpóziumon kívül még két nagy nemzetközi összejövetelnek adott helyet ugyanaz az épület. Az aktív résztvevők száma 1357 volt. Közülük 798 szakember érkezett a vendéglátó USA-ból, s 559-en voltunk a többi országból.

A szimpózium mottója, “*Reaching out to the next Generation*” azt sugallta, hogy adjuk át tudásunkat a következő nemzedéknek. A téma pedig, “*High Performance Concrete. The Economical Solution for Durable Bridges and Transportation Structures*” vagyis a nagyteljesítményű beton, mint a gazdaságos és tartós hidak és más közlekedéscélpítési műtárgyak anyaga volt. Az egyes résztémák:

- Előregyártott keret-fal rendszerek, fejlesztési-újítási megoldások.
- Kutatás-fejlesztés-fejlesztési megoldások a jövő iparfejlesztéséhez.
- Az üreges lemezek gyártásának helyzete az Atlanti Óceán két oldalán.
- Előregyártott-előrefeszített cölöpök.
- A biztonságról beszélve – a biztonságra gondolva.
- Nagy teljesítőképességű beton. Általános történet, marketing, alkalmazás.
- Nagy teljesítőképességű beton – anyagok és keveréktervezés.
- Építészeti előregyártott vasbeton.
- Nagy teljesítőképességű beton: *fib* megközelítés.
- Új üzleti lehetőségek.
- Földregés – előkészületek a bevezetésre kerülő szabványváltoztatásokra.
- Nagy teljesítőképességű beton: Laboratóriumi kutatás és a jövőbeli irányzatok.

- Nagy teljesítőképességű beton: Minőségi felfogások, gyártás és szállítás.
- A hallgatók képzése – a jövő ipari növekedésének kulcsa.
- Menedzsment, tájékoztatási rendszerek. Jobb elszámolás a jobb ellenőrzéshez.
- Műszaki tevékenység az előregyártó betonipar számára.
- Újszerű előregyártás.
- Nagy teljesítőképességű beton: Építési eljárások.
- Nagy teljesítőképességű beton: Szerkezetelemzés és tervezési elvek.
- Üzemi személyzet: A személyzet képzése – vitaülés.
- Biztosítás és kockázatvállalás: Technika és gyakorlat.
- A *fib* műszaki tevékenysége – vitaülés.
- Nagy teljesítőképességű beton: A szerkezet teljesítménye és a szabvány-követelmények.
- Nagy teljesítőképességű beton: FHWA szerkezetbemutató és esettanulmányok.

Mint minden hasonló rendezvényen, a szimpózium szerves része volt a kiállítás. 46 kiállító szervezet közül három volt külföldi. A kiállítók zöme anyagokat, anyag- és építéstechnológiai rendszereket propagált, viszonylag kevés jutott a szerkezetekre.

A megnyitó ünnepség és a bankett adott alkalmat arra, hogy kiosszák a szakterületen kiemelkedő tevékenységet folytató mérnököknek odaítélt elismeréseket, valamint a 2000. év kiemelkedő szerkezeteinek alkotói számára megszavazott díjakat. A hagyományoknak megfelelően a *fib* érmekeket is átnyújtották, ezúttal egy portugál, egy amerikai és egy osztrák szakembernek.

A szimpóziumhoz csatlakozott nem kevesebb, mint 58 bizottsági ülés. Ezek közül 11 zajlott a *fib* égisze alatt. Dr. Balázs L. György vezette a „*fib* tanfolyamok” munkabizottsági ülését. Megtartották a *fib* tanácsának ülését és a *fib* közgyűlést dr. Balázs L. György és dr. Madaras Gábor részvételével. A leköszönő Michael Virlogeux helyébe megválasztották Joost Walraven delfti professzort a *fib* elnökévé.

Mint minden hasonló rendezvény, a PCI/FHWA/*fib* 2000 convention/symposium maradandó értékű dokumentuma a 829 oldal terjedelmű kiadvány. Ez a kötet az előadások rendszerétől némileg eltérő szerkesztésben öleli fel az üléseken elhangzott előadások anyagát.

A rendezvény szakmai-tudományos mondanivalóját nehéz lenne ebben a rövid ismertetésben összefoglalni. Ezt megkíséreltük 2000. november 14-én, a *fib* Magyar Tagozatának ülésén, dr. Madaras Gábor és e sorok írói által készített vetített képes beszámoló alkalmával.

Befejezésül elmondhatjuk, hogy a PCI/FHWA/*fib* 2000. jelentős mértékben tükrözte szlogenjét, “*Reaching out to the next Generation*”, amit szabadon talán úgy fordíthatnánk, hogy „a következő nemzedékhez közeledve”.

A munkaterület átadástól számítva egy év és egy nap alatt elkészült a magyar-szlovén vasútvonalon épülő völgyhidak szerkezete. A felszerkezetek betolásának sikeres befejezését 2000. július 10-én a hagyományoknak megfelelően hordógurítással ünnepelték meg. Az ünnepségen részt vett Anton Bergauer szlovén és Nógrádi László magyar közlekedési miniszter. A képen a hordógurítás ünnepélyes pillanata látható.



Der Gotthard- Basistunnel címmel olvashatunk ismertetést az Eisenb. Ing. 2000. évi 3. számában Zbinden P. cikkében. A bázisalagút mérföldkő a vasúti mélyépítés történetében. Megépítését követően ez lesz a világ leghosszabb vasúti alagútja, ahol a vonatok 250 km/h sebességgel is közlekedhetnek. Az 57 km hosszú alagút lényegesen lerövidíti az eljutási időt Németország és Olaszország között. A tervek szerint 2011-ben adják át az alagutat a forgalomnak.

Még egy alagúttal kapcsolatos hír: A svájci Rhätische Bahn befejezte a Vereina alagút építését, így a 10 km vonalszakaszon hamarosan megindulhat a gépkocsi szállítás. Ezzel jelentősen lerövidülhet a közúti eljutási idő is, tudhatjuk meg a Brux G.: Die Rhätische Bahn und die Vereina-Neubaustrecke című írásból, ami ugyancsak az Eisenb. Ing. 2000. évi 3. számában olvasható.

Oroszország vasútjain több mint 80 000 műtárgy van, tudhatjuk meg az Inzhenerye sooruzhenija 2000. évi 4. számában. A 80 ezer műtárgy jelentős része falazott (boltozott) és vasbeton szerkezet, és mindössze 10 724 a vashidak száma. A legtöbb problémát mégis ezek a hidak okozzák, mivel sok közülük az 1907 előtti hídszabályzat alapján épített, és csak 12 t tengelyterhelésre tervezték. A koros, gyenge szerkezetek üzemeltetése rendkívüli erőfeszítést követel.

50 éve készült el a MÁV H.2.sz. utasítása

Az 1931. évi vasbetonszabályzat és az akkori országos szabványok, valamint egyéb vonatkozó rendeletek alapján dolgozták ki 1944-ben a "Végrehajtási Utasítás (VU.) vasúti vasbetonhidak építésére" tárgyú MÁV előírást. Ezt 1950-ben átdolgozták, és az új előírás "Végrehajtási Utasítás vasúti vasbetonhidak, valamint sínbetétes és vastartós teknőhidak, továbbá beton hídfalazatok építésére" cím alatt jelent meg és ez lett a MÁV H.2. számú utasítása, ami úttörő munka volt a hazai vasbetonépítés területén.

Az utasítás III., bővített kiadása 1955-ben lépett hatályba. A IV. bővített kiadás "Utasítás vasúti beton- és vasbetonhidak építésére" címmel 1976-ban jelent meg.

A vasúti beton- és vasbetonhidak építésére vonatkozó H.2. számú utasítás jelenleg érvényben lévő kiadását 1985-ben vették be.

Az utasítás újabb átdolgozását a vonatkozó országos szabványok jelentős változásai és a betontechnológiák fejlődése tette szükségessé.

A H.2. számú utasítások sorában ez az első, amely a beton- és vasbetonszerkezetek korróziójával kapcsolatos témákat részletesen tárgyalja.

40 éve 1960-ban készítette el a MÁV az 1,0-3,0 m nyílású vasbeton kerethidak mintatervét. A terv alapján a MÁV vonalhálózatán megkezdődött a vasbeton keretek előregyártása

és beépítése. A kerethidak bevezetése olyan sikeres volt, hogy rövid időn belül ebben a nyílástartományban jelentős növekedés történt a vasbetonkeretek javára a kisnyílású teknőhidak, boltozatokkal és átereszekkel szemben.

30 éve kezdődött meg az első magyar szabadon szerelt feszített vasbeton híd a kunszentmártoni Hármaskörös-híd építése. A technológia gazdaságosságát és sikerességét igazolja a Körösök völgyében megépült további szabadon szerelt vasbetonhidak építése.

E technológia hazai kifejlesztése nagy lépés volt a korszerű hazai vasbetonépítés fejlődésében, így nagymértékben elősegítette a szabadon betonozott, és szakaszosan betolt vasbetonépítési technológiák hazai elterjedését.

20 éve, 1980-ban fejeződött be a csongrádi közúti Tisza-híd építése. A szabadon betonozott technológiával épült feszített vasbetonhíd építésekor a legnagyobb nyílású vasbetonhidunk volt.

10 éve kezdődött a szolnoki Szent István Tisza-híd építése.

A szakaszosan betolt technológiával épített ártéri hidakhoz szervesen csatlakozott a szabadon betonozott technológiával épült mederhíd. A két hídfő közötti hídszerkezet kontinuitási kábelek révén teljes hosszában egy folytatódólagos többlettartót képez.

Rövid közlemény

2000. szeptember 26-28. között tartotta a Nemzetközi Vasúti Szövetség (UIC) Mérnöki Szerkezetek szakosztálya kihelezett ülését Szombathelyen. Ebből az alkalomból szeptember 27-én megtekintették a szlovén vasútvonal völgyhídjainak építését.

A helyszíni bemutató és az elhangzott előadások nagy elismerést váltottak ki a szakemberekben. Dr. M Tschumi az UIC Mérnöki szerkezetek kutatócsoportjának elnöke a MÁV vezetéséhez írt levelében gratulált a magyar-szlovén új vasútvonalon épülő, Közép-Európában leghosszabb hídépítés teljesítményéhez, a jó benyomást keltő hídépítési helyszínhez és az elhangzott előadásokhoz.

A völgyhidak próbaterhelésére 2000. november 15-19-én került sor.

V.J.

Dr. Loykó Miklós 70 éves



Diplomáját 1953-ban szerezte az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnök karán. Pályáját a Hídépítő Vállalatnál kezdte, mint építésvezető. 1955-1971 között az UVATERV Híd Irodájában tervező, majd osztályvezető. 1971-78 időszakban a Hídépítő Vállalat műszaki igazgatója. 1978-tól az UVATERV irodavezető helyettese, majd nyugdíjba vonulásáig gazdasági vezérigazgató helyettese. Nyugdíjasként a Pannon Freyssinet Kft. műszaki tanácsadója és vezetőtervezője. Élete összeforrt a hazai hídépítésekkel, tervezője

többek között az Erzsébet híd budai lehajtó hídjának, a pécsi 58. sz. úti Rózsa Ferenc utcai felüljárónak, részt vett a Közúti Hídszabályzat kidolgozásában és több hidakkal összefüggő országos fejlesztési programban. Országosan elismert szakmai tudását és nagy gyakorlatát a hazai mérnökképzésben is értékesíti, 1975-től c. egyetemi docens, ma is részt vesz az oktatásban. Elméleti és gyakorlati tudása és ismeretei, szerény emberi tulajdonságai miatt a hazai hidászok nagy megbecsülését élvezik.

Tisztelettel köszöntjük 70. születésnapja alkalmából.

Dr. Szalai Kálmán 70 éves



Szalai Kálmán (Debrecen, 1930.10.02). Okleveles híd- és szerkezetépítő mérnök (1953). Az ÉKME II. Hídépítési Tanszéken tanársegéd (1953-1958). Moszkvában aspiráns (1958-1961). A műszaki tudomány kandidátusa MTA (1961). Egyetemi adjunktus (1961 - 1964), egyetemi docens (1964 - 76) a BME II. Hídépítési Tanszéken, illetve a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén. A műszaki tudomány doktora MTA, egyetemi tanár (1976) a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, illetve a Hidak és szerkezetek Tanszékén (1976-2000), kutató professzor (2000-).

Kitüntetései: Munka Érdemrend Bronz fokozata (1966); „Az építőipar kiváló dolgozója” (1977); „Kiváló Munkáért” (1980); „Az év oktatója” (1999); „Kiváló feltaláló arany fokozat” (1989);

Oktatási területe: Az alapoktatásban előadója többek között a „Vasbetonszilárdságtan” (1955-1958), (1968-1992), a „Vízépítési vasbetonszerkezetek” (1972 - 1990) tárgyának. A PhD tanfolyamokon előadója a „Vasbetonszilárdságtan”, a „Méretezéselmélet” tárgyának A szakmérnöki szakon előadója a „Vasbetonszilárdságtan”, a „Vasbeton törésemelése”, a „Vízépítési vasbeton szerkezetek”, a „Méretezéselmélet”, a „Minőségellenőrzés” tárgyának (1970-1995). Tanfolyamfelelőse a szakirányú továbbképzés keretében szervezett „Eurotervezési” és „Betontechnológiai” szakirányoknak, ahol előadja a „Stabilitáselmélet”, a „Vasbetonszerkezetek méretezése”, továbbá a „Nagyszilárdságú beton” tárgyakat.

Műszaki-fejlesztési, kutatási-tervezési vállalásai, témafelelősként: A bauxit építmények felülvizsgálata és megerősítése (1968 - 1976); Előregyártott szerkezetek (SIOME, SENTAB csövek, SPAN - DECK és FERT földémszerkezetek) alkalmazási vizsgálata (1970-1976); A házigyári lakóházak szerkezeti elemeinek áttervezése az új vasalási koncepció alkalmazásával (1980 - 1984); A minőségellenőrzési szabványok (beton betonacél, feszítőbetét, elemgyári termékek) kidolgozása (1980 - 1984); IMKA és KALBER állvány-zsalu rendszer kifejlesztése és alkalmazása (1978-1980); Az IMS szerkezetek diagnosztikai és megerősítési eljárásának kidolgozása (1989-1995); Az Építmények és teherhordó szerkezetek tervezési szabványainak előkészítése (1971 - 85); Nagyszilárdságú és nagy teljesítőképességű beton jellemzőinek vizsgálata (1993 - 1996); A Keleti Főcsatorna ívhidak felújításának irányítása (1994 - 1995); Százhalombattai talajvízvédelmi résfal minősítése (1993); A Lurdy - ház előregyártott vasbeton és feszített vasbeton elemeinek minősítése (1997); Az IMS lakóépületek megerősítésének irányítása (1990 - 1997); A vasbeton időállóságát növelő inhibitorok és azok hatása az anyagjellemzőkre (OTKA)

(1996-1998); A közúti vasbeton hídszabályzatok korszerűsítése (1995-2000); A tartószerkezeti MSZ ENV1991-1, 1991-2-1, 1991-2-3, 1991-2-4 EC szabványok Nemzeti Alkalmazási Dokumentumainak kidolgozása (1999-2000).

Szabadalmi-szerzői munkái: tudományos kutatási és ipari feladatok teljesítése kapcsán, több újítás és 13 szabadalom létrejöttében vállalt jelentős szerepet. Ezek közül széles körű alkalmazást nyert „A házigyári fal- és földempanelek új vasalási rendszere”, továbbá „Az IMKA földem és KALBER zsalu-állvány szerkezet”, amelynek segítségével épült meg az új budapesti Francia Intézet.

Könyv és CD-ROM publikációi: A beton minőségellenőrzése (főszerkesztő), Szabványkiadó, (1982); Vasbetonszerkezetek, Tankönyvkiadó (1988-1998 között több kiadás); Vasbetonszerkezetek EC-2 szerint (1996-1999 több kiadás); Beton Évkönyv 1998/1999 és 2000 (főszerkesztő) ÉTK - MEASZ (1998, 1999); Vasbetonhid kézikönyv és tervezési segédlet, (főszerkesztő) AKMI-MAUT, könyv és CD-ROM (1999); Betonszerkezetek méretezése az Eurocode szerint, Tervezési Segédlet CD-ROM (2000).

Folyóirati publikációi: Az elmúlt 40 évben 87 dolgozata jelent meg. Publikációi révén nevéhez fűződik a csak nyomásnak ellenálló falazat- és beton-, illetve a vasbeton keresztmetszet törési feltételét jelentő teherbírási vonal általános elméletének megfogalmazása és gyakorlati alkalmazásának kidolgozása. Elsőnek definiálta a teherbírási vonal befeszülési tartományát. A teherbírási vonal elméletére támaszkodva kifejlesztette az oszlop-keresztmetszet optimális méretezésének módszerét, illetve a tapadó betétes, vagy csúszó kábeles feszített vasbeton keresztmetszet törési feltételre vonatkozó méretezési eljárását.

Tudományos munkájának szerves része a méretezés-elmélet kérdéseivel való foglalkozás. A „Méretezéselmélet” választott szakmérnöki tantárgy művelőjeként és előadójaként a teherhordó szerkezetek statisztikai szemléletet érvényesítő megbízhatósági módszer első hazai művelője, alkalmazója és propagálója.

Tevékenységének nagy részét töltötte (tölti) ki a teherhordó szerkezetek tervezési szabványainak továbbfejlesztése, illetve átdolgozása. Ennek során témafelelős volt az MSZ 17020-as sorozat 1971. évi, továbbá a Közúti Hídszabályzat 2000. évi kiadásának. Az 1971 és az 1986 évi Vasbetonszerkezetek szabályzatban és a Közúti Hídszabályzatban megfogalmazott a vasbeton oszlop kiegészítő külpontosságokra épített pontos és közelítő méretezése alkotó munkájának része. A főszerkesztésében kiadott „Vasbetonhid kézikönyv és tervezési segédlet” könyv és CD-ROM a 1910-1986, illetve 2000 közötti ha-

zai hídszabályzatokat ismerteti részletesen és ismerteti a vonatkozó EC legfontosabb előírásait.

A „Vasbetonszerkezetek, Vasbeton-szilárdságtan” (1988, 1990, 1995, 1998) tankönyve méltó tagja Dr. Mihailich Győző - Dr. Schwertner Antal - Dr. Gyengő Tibor: „Vasbetonszerkezetek” (1922; 1946) és Dr. Palotás László: „Vasbeton-építéstan” (1964) tankönyv sorozatnak.

Témavezetőként jelentős szerepe volt a bauxitbeton és az IMS szerkezetek, továbbá a salakbeton házak felülvizsgálati eljárás és a megerősítési módok kidolgozásában.

A vasbetonszerkezetek időállóságának fokozását elősegítően, továbbá a nemzetközi tendenciák követését célzóan határozott célkitűzése és a 90-es évek kutatásainak alapvető témája a nagyszilárdságú/nagyteljesítőképességű, vagy ahogy javasolta nevezni: a szuperbetonra való átállás megvalósítása.

Dr. Tassi Géza 75 éves



Tassi Géza 1925-ben született, 1949-ben abszolált a BME Mérnöki Karán. Még hallgatóként főállású demonstrátor lett az I. sz. Hídépítéstan tanszéken, a jeles minősítésű oklevele megszerzése után tanársegéddé nevezték ki. 1950–51-ben a Légerőnél volt mérnök, majd 1954-ig Mihailich Győző akadémikus vezetésével az MTA-TMB státuszában végzett kutató munkát. 1954-től volt adjunktus a II. sz. Hídépítéstan tanszéken. Ezután a főtechnológus helyetteseként dolgozott 1961–62-ben a 31. sz. Állami Építőipari Vállalatnál. Visszatérve az egyetemre a Vasbetonszerkezetek Tanszéke docenssé nevezték ki, s ugyanott 1976-ban lett egyetemi tanár, 1993 óta nyugdíjas, részfoglalkozású professzor. Másodállásban néhány évig az FTI-nél volt statikus mérnök, 1963-ban pedig az IPARTERV-ben rövidebb ideig. Az egyetemen az oktató munka mellett számos funkciót töltött be. 1964–65-ben dékánhelyettes volt, 1974–91-ig a Vasbetonszerkezetek Tanszéke laboratóriumának vezetője. Öt évig volt a doktori bizottság elnöke, hosszú időn át különféle bizottságok tagja, ill. titkára. Több perióduson át tagja volt az YMÉMF ill. a PMMF tanácsának, az ÉMI és ÉTI tudományos tanácsának.

1957-ben nyerte el a kandidátusi fokozatot, az ÉKME 1960-ban fogadta műszaki doktornak, az MTA-n 1976-ban kapta meg a műszaki tudomány doktora tudományos fokozatot.

A két tanszék valamennyi tárgyának oktatásában részt vett. Korábban az esti-levelező, majd a nappali tagozaton a vasbeton szerkezetek témakörének összes tárgyát előadta más-más időszakban. Önálló stúdiumként bevezette a feszített szerkezetek témakörét és a Szerkezetvizsgálat c. tárgyat. Német nyelven előadta a Vasbeton hidak és a Magasépítési vasbeton szerkezetek c. tárgyat, angolul a Vasbeton hidak, Vasbeton épületek, Faszerkezetek, Szerkezetvizsgálat (BSc), a Vasbeton hidak és egyéb szerkezetek, Vízépítési vasbeton szerkezetek (MSc) tárgyakat, ezek közül többet ma is tanít. Nagyszámú diplomatervező, doktorandusz, aspiráns, TDK-tag irányítója, ill. bírálója-oppoense volt.

Mérnöki munkája kezdetekor tervezett acél vezeték tartó oszlopokat, részt vett nagy adótorony átalakításában, Dunahíd próbaterhelésében. Tervezett vasbeton kishidakat, honvédségi építményeket, vonalas műtárgyakat, amelyek egy részének a kivitelezésénél is volt feladata. Tervezett később támfalakat, bonyolult kiváltásokat, kisebb tartályokat. Elvégezte monolitikus ipari épület áttervezését előregyártott változatra, vezette – a szükséges mérésekkel – feszített tartók készítését. Megtervezte több mint 80 kör alaprajzú szerkezet feszítését Mo-Ta-La rendszerben, sokuk kivitelezését is irányította. Közremű-

A vasbetonépítésünk negatív értékelését a hazai elavult betonkultúrának tulajdonítja. Publikációiban, előadásaiban vallja hirteti, hogy betontechnológiai korszakváltásra van szükség. A betontechnológiai korszakváltás téziseit „tízparancsolatban” foglalta össze. Kutatási eredményeire támaszkodva hirdeti, hogy az időálló vasbetonszerkezet kulcsa a szuperbetont elállító korszerű betontechnológia.

Legújabb vállalásainak keretében jelentős szerepet vállal az Eurocode-ok hazai bevezetésének előkészítésében. Munkatársaival együtt publikált dolgozataiban ismerteti az EC szabályzatok előírásait és annak az MSZ-hez, illetve a KH-hoz képesti eltéréseit, az előírt biztonsági szintek közötti különbségeket. Az EC előírások megismerését és az eszerinti tervezést szolgálja a főszerkesztésében kidolgozott CD-ROM Mathcad-példatár.

Tisztelettel köszöntjük 70. születésnapja alkalmából.

ködött előrefeszített és utófeszített hídgerenda-család fejlesztésében, ipari csarnokok számlára komplett tartórendszer tervezésében. Tervezett speciális feszített vasbeton vezeték tartó oszlopot. Vezette az első hazai utófeszített vasúti híd független ellenőrzését és próbaterhelését. Tagja volt annak a bizottságnak, amely kidolgozta a szabadon szerelt és szabadon betonozott feszített vasbeton hidak hazai létesítésének lehetőségét. Amikor ilyen szerkezetek megvalósítására sor került, feladata lett ezek közül soknak a független ellenőrzése, előkísérlet, próbaterhelés irányítása. A híd- és szerkezetvizsgálatok tucatjait végezte el munkatársaival. Sokszázra tehető a laboratóriumi és helyszíni szerkezetvizsgálatok száma, számtalan anyagvizsgálattal kiegészítve.

E helyen nehéz lenne részletezni tudományos munkásságát, amit több mint 200 publikációja tükröz. Ezek túlnyomó része vasbeton, zömben feszített vasbeton szerkezetekkel foglalkozik.

1951. óta tagja KTE-nek, 1970-től az ÉTE – ma már örökös – tagja. Tagja a Mérnöki Kamarának, dolgozott a MÉASZ-ban is. 1962-ben kezdett dolgozni a FIP-ben, 1974-től végzett aktív tevékenységet a CEB keretében. Tíz FIP-kongresszuson, kilenc szimpóziumon, a CEB hat plenáris ülésén és a két szervezet számos munkabizottsági összejövetelén vett részt. A *fib*=(CEB+FIP) Magyar Tagozatának ma is aktív tagja, számos kiadványnak volt szerkesztője, s közreműködik a Vasbetonépítés c. lap lektori testületében. Részt vett más nemzetközi szervezetek (IABSE, RILEM, IASS, GAMM, IGIP) munkájában is. A nemzetközi szervezetekben többféle tisztséget töltött be. Öt világrész 37 országában több, mint 200 szakmai előadást tartott változatos fórumokon, mindig arra törekedve, hogy jó híret kelte a magyar építéstudományak.

Munkája során elnyert elismerések: Árvízvédelmi Emlékérem (1954), a Munka Érdemrend bronz fokozata (1971), Kiváló Nívó-díj (1972), BME rektori dicséret (1975), a BME arany gyűrűje (1979), Kiváló Munkáért, a Közlekedési Minisztérium kintüntetése (1983), FIP-érem (1992), az egyetemi tanári megnevezése nyugállományba vonulás utáni használatának engedélyezése (1993), a *fib* Magyar Tagozata örökös tiszteletbeli elnöki cím adományozása (1998), a BME arany díszoklevele (2000). Több alkalommal elnyerte „Az év oktatója” címet. Ő maga arra a legbüszkébb, hogy sok fiatal, tehetséges munkatársat nyert meg a szerkezeti beton tudományának, a hazai és nemzetközi szakmai szervezetekben végzett munkának. Az elhintett mag – az ő legnagyobb öröme – igen termékeny talajra talált.

Tisztelettel köszöntjük 75. születésnapja alkalmából.

Megrendelem a negyedévente megjelenő VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Név:

Cím:

Tel.: Fax:

A Nyomtatott folyóirat

(előfizetési díj: 2001 évre: 4000 Ft)

B Internet elérés

(előfizetési díj 2001 évre: 5000 Ft)

Az eléréshez szükséges kódszám megküldéséhez
kérjük az előfizető e-mail címének megadását

Fizetési mód (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

Átutalom a fib Magyar Tagozat (címe: 1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.)
10560000–29423501–01010303 számú számlájára.

Számlát kérek eljuttatni a fenti címre

Kérem az alábbi hitelkártyáról kiegyenlíteni:

Kártyaszám: Kártya típusa:

Kártya érvényessége: Átutalt összeg:

Dátum: Aláírás:

**A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség
címére:**

VASBETONÉPÍTÉS folyóirat szerkesztősége
c/o BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék
1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.
Telefon: 463-4068 Fax: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

A MAPEI Kft. 1991 óta forgalmaz Magyarországon építési segédanyagokat, az alábbi témakörökben:

– Betonjavító anyagok

- Cementbázisú kézihabarcok
- Lövelltbetonzás segédanyagai
- Bevonatok, felületvédelem

– Adalékszerek

- Adalékszerek öntömörödő betonhoz
- Vízalatti betonozás segédanyagai

– Szénszálas megerősítő rendszer

– Hidegburkolási segédanyagok

- Ragasztók
- Fugázók

– Melegburkolási segédanyagok

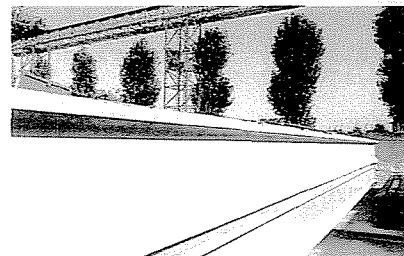
- Aljzatelőkészítés
- Ragasztók

Tevékenységünk, fejlesztéseink során mindig a legmagasabb minőség elérését tartjuk, szem előtt, a gazdaságossági és a környezetvédelmi szempontok figyelembevételével. A **MAPEI S.p.A.** és a **RESCON AS** rendelkeznek az **ISO 9001** és **ISO 14001** szerinti tanúsítvánnyal, a **MAPEI Kft.** pedig az **ISO 9002-es** tanúsítvánnyal.

Szaktanácsadással, technológiával és minden igényt kielégítő termékeinkkel állunk partnereink rendelkezésére.

Több mint száz, a legnagyobb kihívást jelentő víz alatti technológiával épített híd olajvezeték, olajfűrótorony

- Beton adalékszerek
- Vízalatti betonjavítás, világszerte szabadalmaztatott saját technológiával,
- Kábelinjektálás



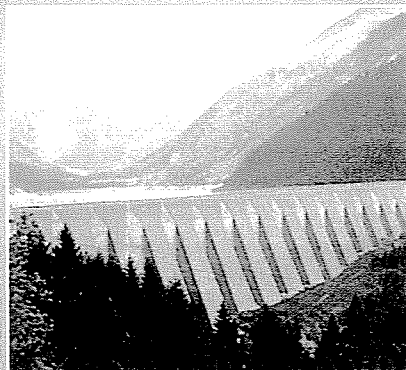
220 MPa nyomószilárdságú, különleges receptúra alapján készített, lágyvasalás nélküli előregyártott elemek az EDF számára

- MAPEFLUID X404



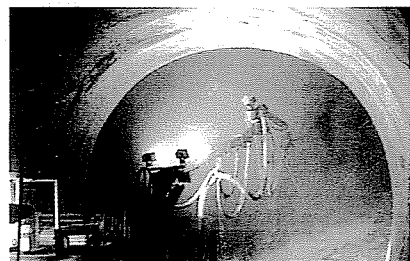
Malga-Bissinai duzzasztógát

- MAPEI betonjavító rendszer



Szénszálas megerősítő anyagok

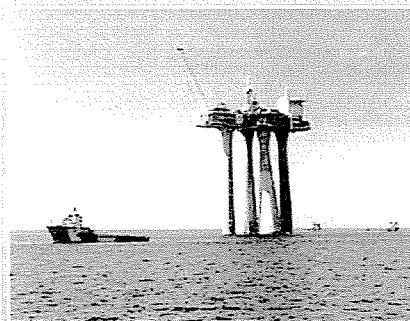
- MAPEI FRP rendszer



OSLOFJORD kapcsolat

26,5 km tengerfenék alatti alagút

- kötőgyorsítók és egyéb adalékszerekkelövellt betonozáshoz
- kihorgonyzó habarcok rugalmas védőbevonat alagutakhoz



Troll tengeri olajfűrótorony

- Adalékszerek
- Javítóhabarcok
- Epoxy ragasztó és injektáló anyagok

MAPEI Kft.

2040 Budaörs, Sport u. 2–4. Tel. 23/501-650; Fax: 23/501-666

Internet: www.mapei.hu E-mail: mapei@mapei.hu



SZÓRT FÓLIA



HÍDTECHNIKA KFT

KÍNÁLJA SZOLGÁLTATÁSAIT

TISZTELT MEGRENDELŐINEK



LEMEZES

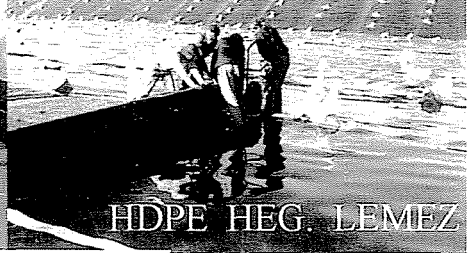
SZIGETELÉSEK



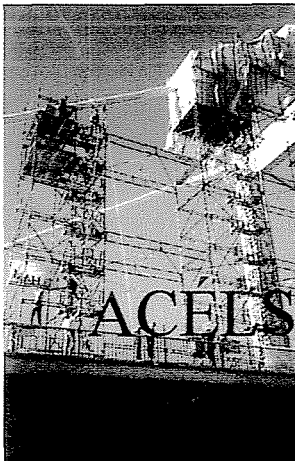
SERVIDER--SERVIPAL



KENT ACÉLLEMEZRE



HDPE HEG. LEMEZ



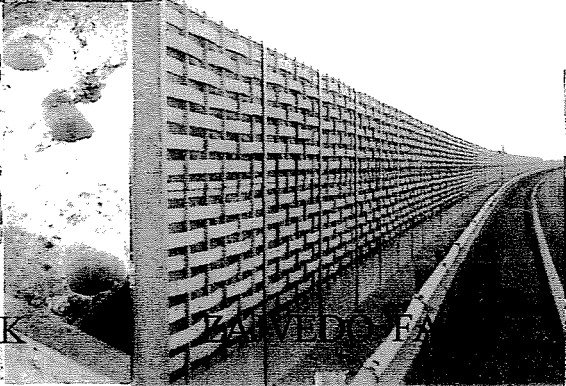
ACÉLSZERKEZETEK



KORROZÓVÉDEL



SPECIÁLIS MŰRÁSOK



ZAVARVÉDEL



BETÖNÖZÉS



HÍD FELÚJÍTÁSOK



1118 BUDAPEST
KARIKÁS F. U. 20.
FAX: (36) 1-465-2335

HÍDTECHNIKA KFT.
1118 BUDAPEST, KARIKÁS FRIGYES U. 20.