

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Dr. Tassi Géza

A fib első kongresszusa és a magyar vasbeton-építés feladatai

66

Polgár László – Almási József –
Karkiss Balázs – Varvasovszky
Péter – Pethő Csaba – Tatai Erika

**ASIA Center tartószer-
kezeteinek tervezése**

68

Dr. Kiss Zoltán

**Vasbeton csarnokszer-
kezetek Kelet-Európában**

74

Dr. Dulácska Endre – Dr. Csák
Béla – Orosz László

A beton surlódása

83

Dr. Köllő Gábor

**Nemzetközi Magyar
Építéstudományi
Konferencia –
Csíksomlyó 2002**

94

**Betontechnológiai
szakmérnöki tanfolyam
indul 2003. február-
jában**

95

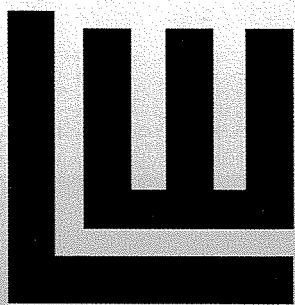
Személyi hírek

**Búcsú Szigyártó
Lajostól**

96

2002/3

IV. ÉVFOLYAM 3. SZÁM



ISOPROF

Szigetelésforgalmazó KFT.

HÍDSZIGETELŐ ÉS DILATÁCIÓS RENDSZEREK

- SERVIDEK - SSERVIDAK

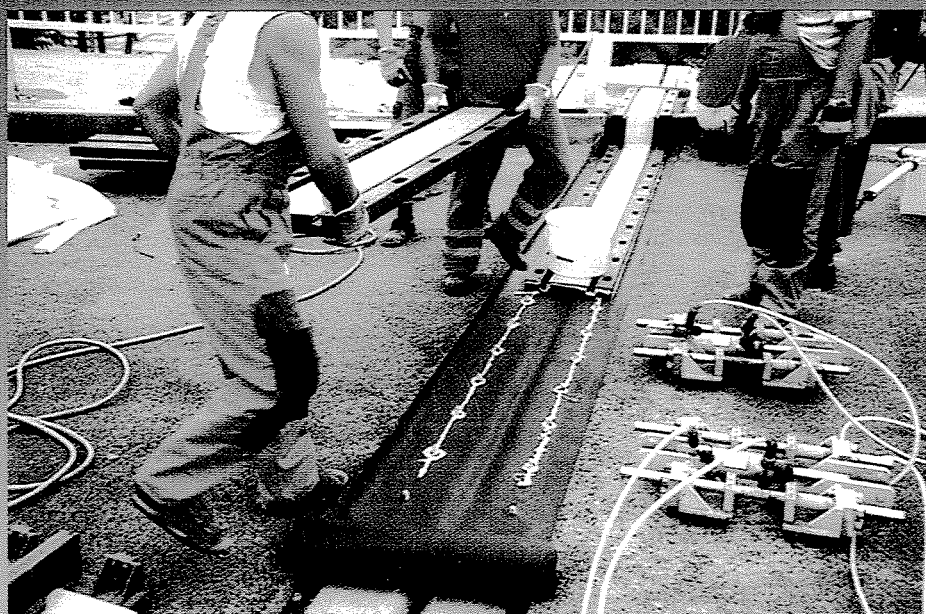
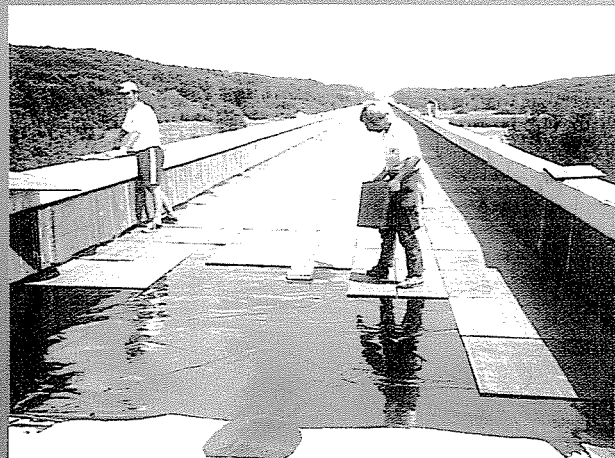
Hidegen alkalmazható kent hídszigetelő rendszer, mely egy vegyileg kezelt gumi-bitumen masszából és méretre vágott, a forrón hengerelt aszfalt terítését védőréteg nélkül elviselni képes 3, 6, 12 mm vastag védőablákból áll

- BITUTHENE HD - BITUTSHIELD

Eloregyártott öntapadó lemezes szigetelőrendszer, mely egy nagy teherbírású, hálóval erősített, gumi-bitumen lemez és egy védőlemez kombinációja

- SERVIFLEX

Összetett mechanikus híddilatációs szerkezet csúszásmentes alumínium futólemezzel szerelve



FŐBB REFERENCIÁK

- Körvasútsori felüljáró
- Ferihegy II. előtérhidak
- M3 autópálya hídjai
- Ferdinánd-híd
- Magyar-Szlovén Vasúti Völgyhíd - Nagyrákos
- Tesco körhíd dilatációja
- Árpád úti felüljáró
- M7 autópálya hídjai
- M1 autópálya Rába-híd
- Hungária körúti felüljáró dilatációja

Kizárólagos magyarországi forgalmazó:

Gyártó:



ISOPROF
Szigetelésforgalmazó KFT.

GRACE
Construction Products

H-1012 Budapest, Logodi u. 44. ● Tel.: 212-4700, 212-469 Fax.: 212-4701 ● e-mail: isoprof@lw.hu
www.isoprof.hu ● www.graceconstruction.com

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Madaras Botond

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássi 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

E-mail: fib@goliath.eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai szerkesztője: Damokos Ádám

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1000 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4000 Ft

Megjelenik negyedévenként
1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 120 000 Ft,

belső borító: 100 000 Ft.

A hirdetések felelőse:

Telekiné Királyföldi Antónia

Tel.: 311-7677, Fax: 331-9917

Címlapfotó:

„Beton és a természet”

Készítette: Simon Tamás

TARTALOMJEGYZÉK

66 Dr. Tassi Géza

A *fib* első kongresszusa és a magyar vasbetonépítés feladatai

68 Polgár László – Dr. Almási József – Karkiss Balázs –
Varvasovszky Péter – Pethő Csaba – Tatai Erika

Az ASIA Center tartószerkezeteinek tervezése – 1. rész

74 Dr. Kiss Zoltán

Vasbeton csarnokszerkezetek Kelet-Európában

83 Dr. Dulácska Endre – Dr. Csák Béla – Orosz László

A beton súrlódása

94 Dr. Köllő Gábor

Nemzetközi Magyar Építéstudományi Konferencia Csíksomlyó – 2002

95 **Betontechnológiai szakmérnöki
tanfolyam indul 2003. februárjában**

96 **Személyi hírek**

Búcsú Szigyártó Lajostól

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,

ÉMI Kht., Hídépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar Scetauroute

Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.,

Pont-Terv Rt., Uvater Rt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., Peristyl Kft.,

Techno-Wato Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft.,

Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union Plan Kft.,

BME Hidak és szerkezetek Tanszéke,

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke

A FIB ELSŐ KONGRESSZUSA ÉS A MAGYAR VASBETONÉPÍTÉS FELADATAI



Folyóiratunk e száma *fib* első, a FIP és CEB hagyományait követő, oszakai kongresszusa időszakában jelenik meg. A nemzeti tagszervezetek, valamint a bizottságok és munkacsoportok beszámolnak az elmúlt négy év gyakorlati és elméleti eredményeiről. A *fib* Magyar Tagozata az oszakai kongresszusnak szenteli a *Concrete Structures* 2002. évi számát. Szakembereink a lap első részében ismertetik az amszterdami FIP kongresszus óta épült, figyelemre méltó szerkezeteket, a második rész cikkei pedig jelentős kutatási eredményekről adnak számot.

Az oszakai kongresszus szervezői a meghirdetett 15 témának a *Betonszerkezetek a XXI. században* összefoglaló címet adták. Bizonyos, hogy ennek kapcsán sok előremutató gondolattal ismerkedhetünk meg.

E sorok írásának kezdetén ex abrupto felsoroltam 70 témát, amelyek a XXI. század elejének hazai vasbeton-szakembereit foglalkoztathatják. Szinte mindegyik megérdemelné egy tartalmas elemzést. E helyen arra kell szorítkoznom, hogy kiragadjak néhány kulcsszót. A találomra kiválasztott 17 témáról nem írhatok rendszerezett egységben, s egy-egy kérdésről annak súlya szerinti terjedelemben sem. A kiválasztott tárgyköröket betűrendben sorolom fel.

Akuszтика. A zajkeltés csökkentésében a vasbeton hidak előnyösebbek. Egyes városok belterületén a hatóság csak vasbeton vasúti híd építését engedélyezi. A forgalom által okozott zaj elleni védelmet jól szolgálják a beton anyagú falak. Vasbeton paneles épületeknél a hanggátlás jobb megoldása további kutatást igényel.

Betonacél, feszítőelemek. A betonacélok szilárdságának további növelése nem nyújt újabb műszaki-gazdasági előnyt. A még kedvezőbb felületi viszonyokat kínáló periodikus profil kialakítása megérdemli a figyelmet. A feszítőacélok szilárdságát érdemes fokozni egyéb mechanikai tulajdonságaik javítása mellett. A nem acél anyagú feszítőbetétek fejlesztésének van létjogosultsága.

Bontás. Vasbeton szerkezetek fizikai és erkölcsi avulása mind jobban szükségessé teszi a bontás műszaki-gazdasági feltételeinek tudományos megalapozását, gondolva az újrafelhasználásra is. A szerkezetek tervezésekor-építéskor gondolnunk kell az utánunk következő nemzedékek gondjaira.

Elemi csapások. A földrengés, árvíz, rendkívüli szélteher – s noha nem természeti jelenség – ide tartoznak a háborús események és a terrorizmus széles kutatási területet képviselve.

Erőtani számítás. A legfiatalabb mérnöknemzedéket megelőző szerkezettervező mérnökök idejük, energiájuk zömét az igénybevételek meghatározására és a méretezésre fordították. Az informatika segítségével napjainkban a szerkezeti tervezés e része időkímélő, a megbízhatóságot fokozó tevékenység. A CAD segíti a változatok kidolgozását, a szerkezetekkel foglalkozó kutató számára jó lehetőséget nyújt parametrikus elemzésre, ami a tervezők vázlattervi szintű tevékenységét is segíti. Természetesen szükséges, hogy legyenek mérnökök, akik a számítástechnikai szakemberekkel együttműködve fejlesztik a számítási eljárásokat. Mindezek során nem szabad szem elől téveszteni, hogy fontos a tervező statikai érzéke, közelítő módszerek ismerete.

Estétika. Az építmény megjelenítésében nagy segítséget nyújt az informatika. Alternatívák kidolgozása s ezek megíté-

lése elháríthatja a közönség részéről felmerülő támadásokat. Ide kell sorolni a felületképzést (fehér cement, stb.), s bár nem nagy területet fog át, a beton képzőművészeti alkalmazása (pl. a riói Megváltó-szobor vagy a francia autópályák melletti geometriai alakzatok).

Fenntartás, javítás, megerősítés. 50 éve még hirdettük, hogy a vasbeton nem igényel fenntartást. E tétel napjainkra, főként a káros környezeti hatások miatt megdőlt. Nem véletlen, hogy széleskörű tanulmányokat végeznek e tárgyban világsszerte, s a tartósság növelése.

Feszítés. A XX. század nagy vívmánya a beton működés-módjának megváltoztatása a feszítés révén. A századvég új kihívása a feszített tartók korrózió elleni védelme, azt szolgáló rendszerek megalkotása, nem acél anyagú feszítőelemek fejlesztése. A feszített tartók erőjátékával kapcsolatban is vannak még megválaszolatlan kérdések.

Gazdaságosság. A piac "összintése" talán lehetővé teszi, hogy hű képet kapjunk szerkezeteink gazdaságosságáról. Elvárható, hogy az építőanyagok ára, a beépítés költsége, a szerkezet teljes élettartama alatti használata pénzben kifejezhető módon, kellő megbízhatósággal tükrözze a komplex gazdaságosságot. A vasbeton versenyképességének megtartása az átfogó gazdaságosságon múlik.

Kísérleti vizsgálatok. A közelmúlt laboratóriumi munkái közül talán csak a nem anyaghű modellkísérletek szorulnak háttérbe, hiszen alig van olyan segítségükkel produkált adat, amelyet finit módszerekkel ne tudnánk elérni. Az anyagok fejlesztésében nélkülözhetetlenek a laboratóriumi vizsgálatok. Vasbeton szerkezetek viselkedésének elemzése során is találunk sok olyan kérdést, amelyre az informatika mai fokán se tudunk választ kapni. Ilyenek a fáradás, a tűzállóság, a repedés megjelenése és főként terjedése, a beton inhomogeneitása és reológiai tulajdonságai által befolyásolt viselkedési módok, s még sok más hatás. A helyszíni vizsgálatoknak, a többféle célt szolgáló próbaterheléseknek is sokáig megmarad várhatóan a létjogosultságuk.

Korrózió elleni védelem. Mind az acél, mind a beton fő elienségének leküzdése a kutatás előterében kell, hogy álljon. Jelentős áttörés várható e téren a nagy teljesítő képességű betonok és szigorúbb szerkesztési szabályok bevezetésével. Szerkezetek javítását, megerősítését túlnyomó részben a korróziós károk teszik szükségessé.

Környezetbarát szerkezetek. A problémakör középpontjában a komplex energia-felhasználás és az élettartam áll. (A természeti és az épített környezetnek a szerkezetre gyakorolt hatását és viszont szintén e téma keretében kell kutatnunk.) A beépített energia-tartalom, mellett a szállítás, beépítés, a mellékberendezések, létesítéséhez szükséges energia is szerepet játszik. Jelentkezik az építmény funkciójából származó energia-igény a fűtés, légkondicionálás, felvonók stb. révén. Közlekedési műtárgyaknál figyelmet kell fordítani arra, hogyan hat a szerkezet a forgalmi energia-igényre. A komplex szemlélethez tartozik, hogy számításba kell venni a fenntartás, javítás, átalakítás, megerősítés energia-igényét, végül a bontását (figyelembe véve az újrafelhasználást). Mindezt a szerkezet élettartamára kell vetíteni. Ezzel felmerül a kérdés, hogy mennyi időre tervezzünk, milyen legyen a flexibilitás, milyen időközökben lehet szó felújításról.

Minőség-ellenőrzés. A hatósági szerep csökkenése és az építőipari vállalatok struktúrájának átalakulása növeli az ellenőrzés jelentőségét. Fejleszteni kell a módszereket, az adminisztrációs és biztosító rendszerrel való kapcsolatot. A feladat számos pontjának akár megemlézése túlmenne ez áttekintés keretein.

Nagyszilárdságú, nagy teljesítő képességű beton. Hosszabb idő óta előtérben áll a nagy teljesítő képességű beton. Akár jelentőségük ismertetésére is kevés e hely.

Nem fémes anyagú feszítőelemek. A korróziós károk csökkentését és a teljesítmény fokozását várhatjuk a különféle (üveg, szén, stb.) szálakból álló feszítőbetétek elterjedésétől. A gazdaságosság és tartósság mellett a mechanikai tulajdonságokra, a feszített szerkezet működésére vonatkozó vizsgálatok várnak a kutatókra.

Szálerősítés. A beton mechanikai tulajdonságainak kedvezőbbé tételére egyre elterjedtebben használt fém és nem fémes anyagú szálak használata még sok kutatást igényel.

Szerkezeti formák. Hosszadalmas erőtani számítás terhei alól felszabadult mérnök energiája nagy részét fordíthatja újfajta szerkezetek megalkotására. Az elmúlt időszak kedvező példái (hogyan csak a ferdekábeles hidakat vagy a könnyű fém héjalású előregyártott főtartós csarnokokat említsük) arra utalnak, hogy vannak még tartalékok a szerkezeti változatokban.

Zsaluzat. Monolit szerkezetek jobb és gazdaságosabb kialakításának eszköze a fejlett zsaluzat. Többször felhasználható, kedvező felületet nyújtó zsaluzatok részleges automati-

zálását célozhatja a kutatás. A szabad betonozás zsaluzata és a csúszó zsaluzás szinte teljes automatizálása megoldhatónak tűnik. Az előregyártott elemek főként fém zsaluzatának manipulációja is önműködővé tehető. A fejlesztéstől várhatjuk az elemek variálhatóságának növelését.

A felsoroltakkal megpróbáltam csokorba kötni az említett 70-ből néhány témát. Ezek között van, ami a *vasbetonépítés* egy-egy területének jelenlegi feladatait mutatja, mások a várható fejlesztés irányát kívánják kitérni. Megállapíthatjuk, hogy a vasbetonnak van jövője. Egyes szerkezeteknél szinte nincs versenytársa, másutt azonban állandó fejlesztéssel, racionalizálással kell küzdeni azért, hogy a vasbeton jelentőségében és arányaiban megőrizze, sőt bővítse helyét az építőiparban. A *fib* Magyar Tagozatának tagjai, beruházók, tervezők, építők, gyártók, igazgatási szakemberek, kutatók, oktatók sokat tehetnek ennek érdekében, mindig hangsúlyozva, hogy a vasbeton nem önmagáért van, hanem építőiparunk előtt álló feladatok megoldásáért.

Az oszakai *fib* kongresszus bizonyára megmutatja a világszerte elért eredményeket, s új, megoldandó feladatokat tár elénk. Hagyományainknak megfelelően igyekszünk a *Vasbetonépítés* hasábjain és a *fib* MT ankétján beszámolni a *fib* első kongresszusán tapasztaltakról.

Dr. Tassi Géza

egyetemi tanár

BME Hidak és szerkezetek Tanszéke

AZ ASIA CENTER TARTÓSZERKEZETEINEK TERVEZÉSE – 1. RÉSZ



Polgár László – Dr. Almási József – Karkiss Balázs – Varvasovszky Péter – Pethő Csaba – Tatai Erika

A századforduló egyik legnagyobb európai építménye nemzetközi összefogással valósul meg Budapesten. A megvalósulás a globalizálódó világunk egyik úttörő példája. Minden kezdeti nehézség ellenére nem férhet kétség hozzá, ez a jövő útja. Az első ütemben 120.000 m², a második ütemben 88.000 m² födémterület jelzi a nagyságrendet. A jellemzően 8 m × 16 m pillérállás, a teherhordó szerkezet önsúlyán kívül 20-25 kN/m² terhelés (állandó és változó), és a minderre engedélyezett 71 cm szerkezeti magasság nehéz feladat elé állította a szerkezettervezőket.

Kulcsszavak: szerkezetépítés, Eurocode, előregyártás

1. BEVEZETÉS

A Budapest XV. kerületében épülő ASIA Center Közép-Európa egyik legnagyobb építménye lesz. A mintegy 210.000 m² födémterület önmagában is mutatja az építmény nagyságát. A kínai befektető, a Feng-Shui szellemi irányzat alkalmazása; Strabag fővállalkozás, osztrák-magyar tervező csapat még érdekesebbé teszi az építményt. A tervezés 1999. végén indult, és 2000. februárban kezdődtek a föld-, ill. alapozási munkák (1. ábra).

Előreláthatólag 2003. tavaszán-nyarán készül el a teljes építmény. A vasbetonépítési munkák önmagukban is olyan nagy feladatot jelentenek, melyről érdemes a *Vasbetonépítés* folyóiratban előzetes tájékoztatást adni. Az építkezés folyamata a www.asiacenter.hu internetcímen található fotók segítségével napról-napra követhető.

2. A SZERKEZETI MEGOLDÁSOK SZÜLETÉSE, ELŐTANULMÁNYOK

1999-ben az osztrák Lackner & Raml GmbH cég kereste meg – Strabag ajánlásra – a Plan 31 Mérnök Kft-t, magyar statikus tervező partnert keresvén.

A jellemzően 8×16 m pillérállású többszintes épület teherhordó szerkezetének kialakításához a kiindulási feltételek az alábbiak voltak:

- A lehető legkisebb – és még költségekben is elviselhető

– szerkezeti magasságú födémek alkalmazása. Az építmény nagyságára tekintettel alapvető követelmény volt, hogy a gépészeti vezetékeket a tartószerkezetek alatt vezessék, hogy ezek ne zavarják a tervezést, kivitelezést.

- A gyors építést lehetővé tevő szerkezeti megoldás, lehetőleg előregyártott vasbeton elemek alkalmazásával.

Némi kiindulást adott a tervezés kezdetekor már épülő Árkád üzletközpont (szintén Strabag fővállalkozás), de ott a födémgerendákon átvezetett épületgépészet és ennek megfelelően nagyobb szerkezeti magasság mellett döntöttek (Árkád Üzletközpont: 10×16,50 m-es pillérállás, 1,60 m szerkezeti magasság).

Az ASIA Centernél nagy kompromisszumok árán jutottunk el a 71 cm födém- magasságig, ami a 8×16 m pillérszítás esetében (1/22,5) igen jó teljesítménynek tekinthető.

Megoldás lehetett volna a teljes monolitikus vasbeton szerkezet, csúszókábelekkel feszítve, azonban ez nem jöhetett szóba, az igen komplikált alaprajzok és a szerkezet méretei miatt.

Másrészről a teljesen előregyártott vasbeton váz koncepciót is hamar el kellett vetni, ugyanis az alacsony szerkezeti magasság miatt szükség volt a monolitikus működésre.

A Lurdy, az Interspar Pesterzsébet áruházaknál előnyös tapasztalatokat szereztünk a nagyon széles, kis magasságú főtartók, feszített TT födemelemek és monolitikus felbeton együttes alkalmazásáról. Ezeknél a szerkezeteknél a feladat még megoldható volt előregyártott átmenő pillérek, feszített előregyártott gerendák és födemelemek alkalmazásával.

Az ASIA Centernél a monolit oszlop, monolit gerenda (8 m feszítáv irányában), előregyártott feszített T panelek (6 t tömeghatár a toronydaruk kapacitása miatt), a monolit felbeton koncepció bizonyult az optimális megoldásnak.

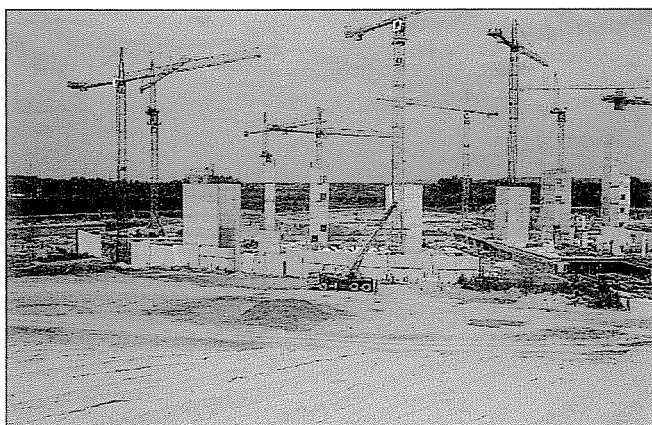
A T panelek függesztett végű felfektetése valamelyest egyszerűsítette volna a főtartók zsuzuzását, vasalását (a függesztett tartóvégekről Szalai számolt be (Szalai, 1998)). A részletes elemzések után maradtunk a „hagyományos” megoldásnál: konzolos gerenda kiharapott tartóvéggel.

A szerkezeti koncepciók elemzése, a döntések után kezdődhetett a kiviteli tervezés 2001. februárban.

A 2000. április-május különösen meghatározó időszak volt a szerkezeti kialakítás szempontjából. Érdemes idézni Raml úr akkori értékeléséből:

„Fent nevezett építmény szerkezeti koncepciójának megítéléséhez a legfontosabb kritériumokat az alábbiak szerint foglaltuk össze:

1. ábra: Az építkezés helyszíne madártávlatból



Igényes alaprajzok

A Lengger Építészroda által megadott tervek az építetői igényeket teljesítik (Feng Shui szellemiség). Az így kialakult építmény jelentősen különbözik más bevásárló központoktól első sorban az íves kontúrok és ferdén vezetett tengelyrendszerek miatt. Az építetővel egyeztetve $8 \text{ m} \times 16 \text{ m}$ az alapvető pillérállás. Ez a pillérhálózat nyitva hagyja a monolitikus vagy előregyártott vasbeton szerkezeti kialakítás lehetőségét.

Műszaki peremfeltételek

A tervezett szintek száma és szintmagasságok kizárják a teljes magasságot átfogó előregyártott pillérek alkalmazását. Elvileg lehetséges a függőleges szerkezeti elemek, mint falak, lépcsőházak, liftaknak, oszlopok részbeni előregyártása monolitikus vasbetonnal kombinálva.

A vízszintes szerkezeti elemet, a födémét kívánatos volna monolitikusan építeni. Ez lehetővé tenné az alaprajzokhoz a rugalmas igazodást, és a függőleges előregyártott szerkezeti elemek szintenkénti toldását.

Ha a födémeket teljesen előregyártott födémekkel képeznénk, úgy jelentős számú különleges elemmel kellene számolni, és nagyon megbonyolítaná a pillértoldásokat.

A monolit lemezfödém kialakításának a legnagyobb problémája a lehajlások korlátozása. Ez nagy méretű, a 16/8 pillérálláshoz igazodó gombafejek alkalmazásával megoldható lenne, esetleg feszített zsaluzó panelek beépítésével lehetne a lehajlásokat tovább csökkenteni.

A hasznosítás rugalmassága

A tervezés kezdeti időszakában (1 hónappal az engedélyezési terv benyújtásának határideje előtt) az egyes helyiségek hasznosítása sok esetben még nem volt tisztázott. Egyedül a mélygarázsok és gasztronómiai helyiségek kialakítása tűnik megoldottnak.

Ebből következik, hogy olyan szerkezetet kell kialakítani, amely alkalmazása esetén a rendelkezésre álló födémmezők rugalmasan hasznosíthatók és rendezhetők be. A térelhatároló, közbenső falaknak kapcsolódniuk kell a más teherhordó szerkezeti elemekhez. Lehetőséget kell biztosítani utólagos áttörésekre az épületgépészet számára. Egy TT födém elem megoldás esetében tapasztalat szerint számolni kell a bordákban képzendő utólagos áttörésekkel (2. ábra).

Fokozott követelmények az épületgépészet részéről

A részben alacsony belmagasságok mellett nagy mennyiségű csővezetékekkel, kábelhálózatokkal kell számolni.

Egy előregyártott födém megoldás esetében, mely leginkább lágyvasalású vagy feszített TT födém elemekkel lenne elképzelhető, nagymennyiségű bordaáttöréssel kellene számolni. Mindenekelőtt a nagyméretű szellőző csatornák miatti nagy áttörések esetén már nem alkalmazhatók a TT panelek, esetleg újabb oszlopok beépítése válna szükségessé.

Ha monolitikus födém kerülhetne kivitelezésre, úgy csak a függőleges kapcsolódó aknákat kellene pontosan meghatározni, a vízszintesen haladó csővezetékeket korlátozás nélkül lehetne vezetni.

Építési idő

Az előzetes megbeszélések során feltettük a kérdést, milyen TT födém elem gyártási kapacitással lehet a magyarországi előregyártó üzemeknél számolni. Az egyik hasonló nagyságrendű épületet (Lurdy áruház) építési tapasztalatai alapján 5-6 TT elemmel gyártósoronként lehetne kalkulálni, 3 üzemet alapul véve napi cca. 15 elem. Ez egyezik az ausztriai vagy németországi tapasztalatokkal.

Ez azt jelenti, hogy az első építési ütem esetében (cca. 115.000 m^2), mintegy 2875 db TT panelt, $40 \text{ m}^2/\text{db}$ alapul véve 190 nap szükséges a gyártáshoz, nem szólva a sok különböző elem gyártási nehézségeiről.

Ha három üzemet bízunk meg a gyártással, úgy hátrányos lehet, hogy a gyártók versenyeztetésére a kedvező ár kialakításra nem lesz lehetőség.

Ha a függőleges szerkezeti elemeknél erőltetjük az előre gyártást, úgy több előre gyártó üzem kapacitását lehet kihasználni, a monolitikus födém lemez megoldással pedig több cég bevonható az építésbe a gyorsabb építés érdekében.

Az építés több helyen folyhat egyidejűleg, anélkül, hogy ki lennének szolgáltatva az üzemek kapacitásának.

Költségek

A tervezés mai állásánál nagyon nehéz minden fent leírt szempont figyelembe vételével a költségbecslés. Egy egyszerű összehasonlítás a kétféle építési rendszer költségeinek a becslésére az alábbi:

TT előregyártott panelek 16 m fesztáv irányában, előregyártott főtartók 8 m irányában cca. $0,425 \text{ m}$ helyettesítő lemezvastagság, cca. $30.000,- \text{ HUF}/\text{m}^2$

Pontonként alátámasztott monolitikus lemez cca. $0,55 \text{ m}$ helyettesítő vastagság (lemez + oszlopfő), cca. $27.500,- \text{ HUF}/\text{m}^2$

Fenntartással kezelve az ilyen durva költségbecslést, mégis azt lehet mondani, nincs egyértelmű különbség a rendszerek között. Ezen kívül igen jelentős tényező az épületgépészet vezetésének a megoldása.

Ajánlás

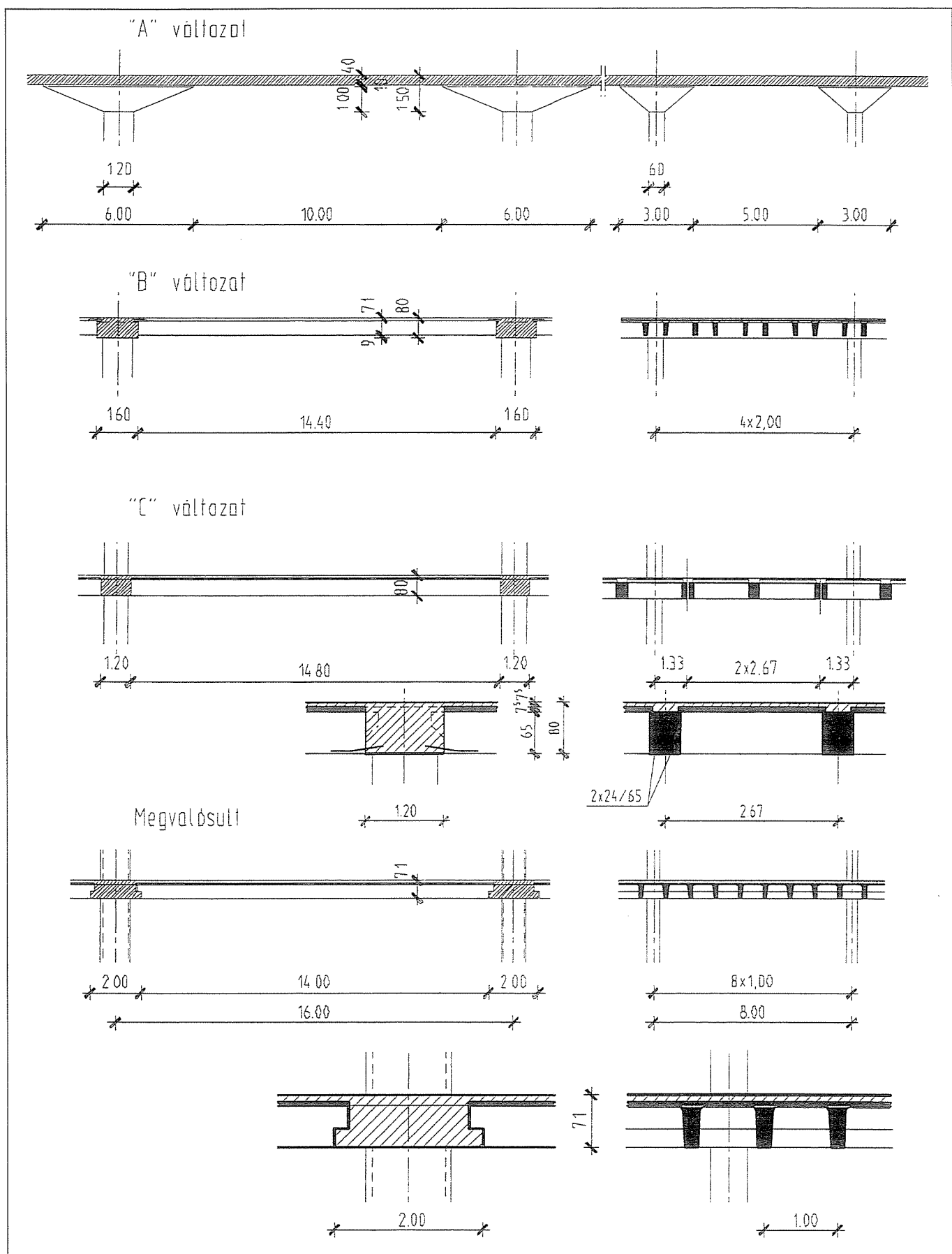
Az eléggé nyilvánvaló, hogy az előregyártott és monolitikus szerkezeti elemek együttes alkalmazása lehet célszerű és egyben a gazdaságos megoldás. A födémek nagy részénél lehet elemes födém (zsalupanel) vagy könnyen áthelyezhető zsaluzási rendszert alkalmazni. A szükséges oszloptoldások nem okoznak túl nagy problémát. Monolitikus lemez esetében nem okoznak gondot a födémáttörések, födémcsélek, stb. "

Ebben az időben több hasonló elemzés készült mind osztrák mind magyar részről. Ekkor még jelentősek voltak a különbségek a szerkezet kialakítását illetően a Lackner & Raml és a PLAN 31 Mérnök Kft. elképzelései között. Ez nagyrészt az eltérő építési kultúrákból és árstruktúrákból adódtak (hasonlót mindenki átél, aki együtt dolgozik külföldi tervezőkkel).

Érezhetően idegenkedett ekkor még az osztrák partner az előfeszített födém elemektől. Ennek oka – mint az az egyeztetések során kiderült – leginkább abból fakadt, hogy az ÖNORM és DIN feszített vasbeton szabványok elmaradtak a korszerű méretezési elvektől (40 éves ismeretekre alapultak), miközben a mi MSZ szabványunk és legfőképpen az EC2 a repedéskorlátozásra épül. Ily módon mi már legalább két évtizede szabadon állítjuk be a feszítés fokát, állítjuk be a felhajlás-lehajlás viszonyokat a feszítő pásmák és a „lágy” acélbetétek mennyiségeinek variálásával (és természetesen nem a Magnel egyenesek segítségével vesszük fel a betonkeresztmetszeteket).

Az EC2 alkalmazása – ebben a tervezés kezdetén megállapodtunk, nemzetközi csapat tervezésénél ez másképpen aligha lenne elképzelhető – és az abacus programmal futtatott számítások nagyon meggyőzővé tették a TT illetőleg T panelek alkalmazásának célszerűségét.

Közben párhuzamosan dolgozott a Strabag Kft. az építési technológián. Eldöntötték, hogy maximum 6 t lehet egy elem tömege. Az ilyen nagy területre kiterjedő többszintes épület esetében a toronydaruk telepítése is meghatározó a szerkezeti megoldásnál.



2. ábra: Szerkezeti variációk

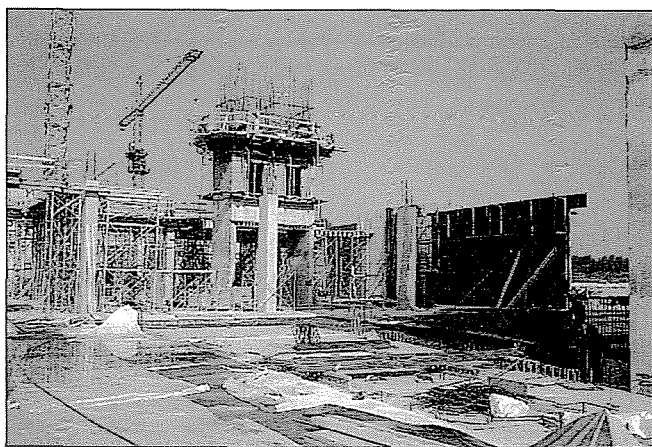
Célszerűvé vált a 8 m fesztávolságot 8x1,0 m-re osztani. Így a T elemek optimális hossza 14 m-re adódott, azaz 2 m szélességgel véglegesítettük a monolit gerendákat.

Az épületgépészet szempontjait is figyelembe véve 71 cm-ben rögzítettük a maximális szerkezeti magasságot (ezt csak néhány extrém esetben kellett növelni, ahol a Feng Shui szel-

lemiség által támasztott igények miatt a gerendákról indulnak tovább pillérek).

Az alapelvek rögzítése, az alapkonstruktó kialakítása után természetesen több eltérő megoldást is alkalmazni kellett.

A 8x16 m pillérosztás helyenként 8x8 m-re változott. A 8 m fesztávolságú födémmezőkben zsaluelemes födém megoldást kért



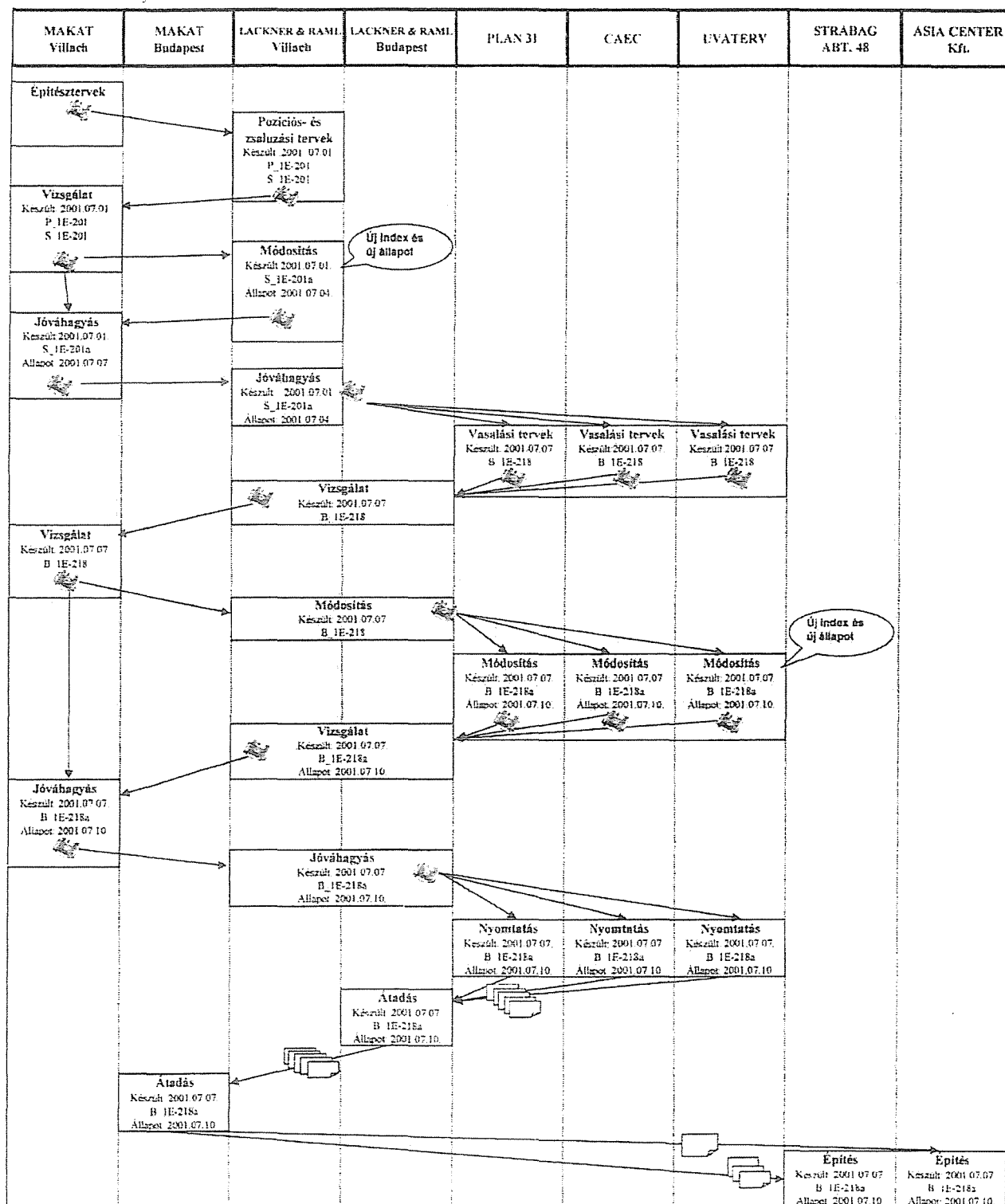
3. ábra: Csúszózsalsal megoldással épített liftakna

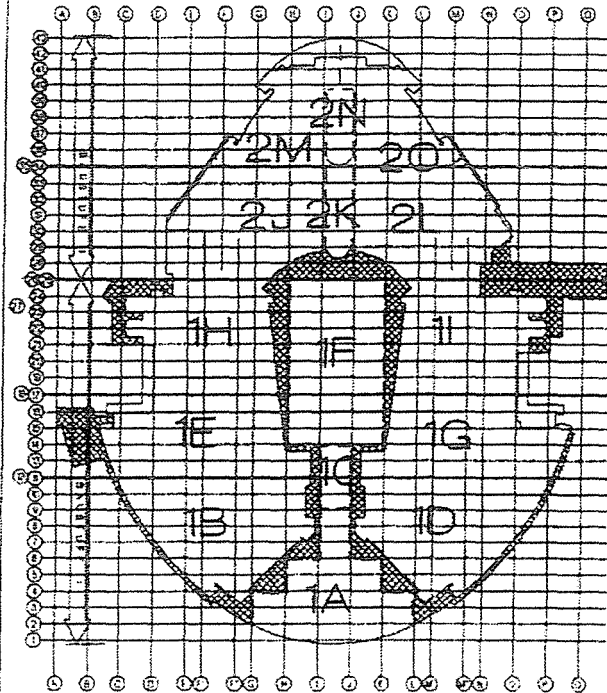
a generál kivitelező. Ezekben a mezőkben a 2 m széles gerendák között 6 m fesztávolsággal 8 cm vastag födémelem („zsalupanel”) + 22 cm monolit vasbeton lemez készül.

Egy másik terület a merevítő magok, lépcsőházak, liftek, melynél a tervezés kezdetén ismét eltért az osztrák és a magyar elképzelés, ugyanis Magyarországon már-már standarddá kezd válni hasonló építményeknél a csúszózsalsaluzatos kivitelezés (3. ábra), míg Ausztriában nagytáblás zsalsaluzatokkal készülnek a merevítő magok. Itt ismét az eltérő költségárnyok, munkakultúrák adják a jelentős különbségeket.

A csúszózsalsaluzatok alkalmazásának nagy előnye, hogy a munkagényes részek az építés kezdetekor elkészülnek, ha viszonylag hamar beépítik az előregyártott lépcsőelemeket, akkor jelentősen egyszerűsödik az építés alatti közlekedés, és a magokon belül védett helyen közlekedhetnek a dolgozók (3. ábra).

4. ábra: Tervezési folyamat



亚洲中心 Asia Center				
VÁROS/KERÜLET		TELEKSZÁM	ÁLLAPOT	TERVKÖD
BUDAPEST XV. kerület		SZENTMÁLYI UT	91100/19	2002.01.22.
S1R				
ÉPÍTÉSZ / FOTERVEZŐ / TERVOSSZEÁLLÍTÓ		TELEKTULAJDONOS ÉS ÉPÍTETŐ		
 Tervező, Számláló és Kereskedelmi Kft. Hungarian Headquarters Tolgya utca 1-3 H-1027 Budapest		Project Consulting and Trade Company Authorized Representation Glascher Zedl 7 A-9500 Vöcklabruck		
 Üllői út 374, 1182 Budapest Tel: +36-1-290-97-61 Fax: +36-1-290-91-91		ASIA CENTER KFT TOLGYA UTCA 1-3 H-1027 BUDAPEST TEL: +36-1-34854-00 E-MAIL: solida@mail.matev.hu		
JHASZ		MRS LI LIPING MR SONG DI KANDI / DI REDA		
STATIKA		ATTEKINTÉS		
 TRAGWERKSPLANUNG LACKNER & RAML TIEFFERSTRASSE 2 A-9500 VÖCKLABRUCK Tel: 04242-22005 Fax: 04242-11118				
 PLAN 31 MÉRNÖK KFT. H-1052 BUDAPEST, SÉMMELWEIS U. 9 TEL: 00-36-1-266-16-20 FAX: 00-36-1-266-16-21 mailto:plan31.hu www.plan31.hu		DI RAML		
 CAEC kft. CRONALER ALMASI ENGINEERING CONSULTING Kft. TARTÓSZERKEZET TERVEZÉS 1073 BUDAPEST, AKACFA U. 50. TEL: 322-9030, FAX: 342-5022 e-mail: caec@telekom.net http://www.caec.hu		DI POLGAR		
 H-1117 Budapest Dombóvári út 17-19 Tel: +36-1-204-29-30 Fax: +36-1-204-29-37		Dr. ALMASI		
ALAPOZÁS		GÉPESZET		
UT- VASÚTERVEZŐ RESZVÉNYTÁRSASÁG		DI PETHO		
A-7210 MATTERSBURG Bergstrasse 4		ING. WUTZELHOFFER		
FŐVÁLLALKOZÓ		TERVMERET		
H-1113 Budapest Darád út 30 Tel: +36-1-206-07-41 Fax: +36-1-206-07-40 48 Hochbaudirektion		TERVSZÁM		
1:100		INDEX		
TERVEZŐ		A1		
SZERKESZTŐ		B 1H+155		
ELLENŐRIZTE		a		
Fejes János Wieszt Margit Karkiss Balázs		RAJZ MEGNEVEZÉSE		
TERVFAJTA		D1H+102 jelű földem vasalása		
KIVITELI TERV		EB+1		

Ami a kivitelezés során nagyon kedvező, korántsem ilyen a tervezésnél. A csúszott magok gyorsan felérnek a felső szintekig, így az összes szint csatlakozását a tervezés elején meg kell oldani. Ez – tekintettel a bonyolult épületre – a tervezés kezdetén rendkívüli nehézségeket okozott: monolit gerendák, T panelek, elemes födémelek csatlakozásai, belső lépcsők, pihenők kialakítása. Ami kezdetben a legnagyobb nehézséget okozta a szerkezettervezésnél, az később megtérült a kivitelezésnél.

3. A SZERKEZETTERVEZÉSI FELADATOK FELOSZTÁSA, SZERVEZÉSE

Az egész tervezés ilyen nagy építmény, külföldi építtető, külföldi fővállalkozó (Strabag International) esetében nemzetközi tervező csapattal valósítható meg. Az egész építmény tervezését az osztrák Lengger építész iroda (Villach) fogja össze. A Lengger iroda magyarországi leányvállalata a Makat Kft. Ma már kezdünk hozzászokni a határok nélküli tervezések ilyen módjához.

A statikai tervezést az osztrák Lackner & Raml GmbH. (Villach) iroda fogja össze. Magyar partnerei az Uvater Rt. (alapozás, vízzáró teknő), Caec Statikus Iroda Kft. (monolit oszlopok, falak, gerendák) és a Plan 31 Mérnök Kft. (födémek, lépcsőházi magok, liftaknák). A résztvevő magyar cégek további altervezőket is foglalkoztattak.

Az építész tervezővel az egyeztetéseket, a szerkezeti elrendezéseket, zsaruzási terveket a Lackner & Raml iroda folytat-

ta és készítette (illetve készíti), a magyar partnerekkel folyamatosan egyeztetve.

Ilyen nagy munka esetében a csapatmunka összehangolása, vezénylése önmagában is nagy feladatot jelent. Szigorú pozicionálási, elrendezési, dokumentálási rendet kell az összes résztvevőnek követni.

A statikai számításokat minden résztvevő a saját szerkezeti részéről maga készítette. A méretezések alapja az Eurocode 2; pontosabban az ENV 1992-1-1; ENV 1992-1-3.

Az adatközlések mindig teher alapértéken történtek bármilyen mű tévedések kizárásával. A számítási értékek (MSZ szerinti „mértékadó igénybevételek”-nek megfelelő EC2 fogalom) megadása itt értelmetlen és félreérthető lett volna. A közös nemzetközi nyelv csak az EC2 lehet (és a csatlakozó EN 206 stb.) az ilyen nemzetközi tervezéseknél. A tervezési folyamatot mutatja a 4. ábra.

Valamennyi terv természetesen gépi rajzolással készült és az információáramlásban az Interneté a főszerep. Minden tervszállítás 1 pld CD ROM-on és 3 példány papírterven történt, pontosan meghatározott formátumban (dwg és plt file-ban). A kivitelezéshez véglegesített tervek egy belső használatra kialakított extranetre is felkerültek, így valamennyi résztvevő megtekinthette számítógépén a társtervezők terveit. A dokumentálás rendjét jól mutatja a minden egyes terven kötelező „tervpecsét”, a 5. ábra.

Az első ütemben épülő „fiú” és „leány” épületrészek (cca. 120.000 m²) statikai tervdokumentációja mintegy 4.000 tervlapból áll (tervezés vége 2001. december), érthető, milyen jelentősége van a tervezési rendnek.

A továbbiakban az Uvater Rt., és a Caec kft. számol be közvetlen tervezési feladatáról.

A cikk 2. részét következő számunkban közöljük.

VASBETON CSARNOKSZERKEZETEK KELET-EURÓPÁBAN



Dr. Kiss Zoltán

Az utóbbi időben elterjedt egy új típusú csarnokszerkezet. A megszokott régi vasbetonszerkezeti rendszerhez képest a legnagyobb eltérést a TT paneles tető magas bordázatú lemezzel történő helyettesítése jelenti. Az így kialakított csarnokszerkezeteket kisebb-nagyobb változtatásokkal szinte az egész kelet-európai térségben használják. A különbséget elsősorban a földrengéssel szembeni védelem megoldása jelenti.

Kulcsszavak: csarnokszerkezetek, földrengésvédelem, tervezés

1. ELŐZMÉNYEK

A vasbetonszerkezetek fejlődése szinte egyforma utat járt be Kelet-Európa országaiban. Az 1948-1960 közötti időszakot a monolit kivitelezés és a helyszíni előregyártás jellemezte. Idővel azonban fokozatosan növekedett az üzemi előregyártás is, aminek az lett a következménye, hogy egymás után jelentek meg a típusszerkezetek és így az 1970-es években a jelszó a „tipizálás” lett. A T és TT tetőpaneles csarnokszerkezetek fokozatosan háttérbe szorítottak más megoldásokat.

Az 1980-as évek vége felé az építési kereslet általános visszaesésével együtt fokozatosan csökkent az igény elsősorban az ipari csarnokok iránt.

A rendszerváltás után mélypontra zuhant a kereslet a vasbeton vázak iránt, a térség legtöbb üzeme a házgýarákkal együtt szinte teljesen beszüntette a termelést. A privatizáció során a még működő üzemek nagyon alacsony értékűnek és nehezen eladhatónak bizonyultak és bizonyulnak.

A beton és vasbeton előregyártó ipar nehezen élte át ezeket az éveket. Pedig nem a vasbeton, mint anyag volt a hibás a kialakult helyzetért, hiszen ez a világ egyik legfontosabb építőanyaga.

Közben megjelentek az import acélszerkezetek (Lindab, Buttler, Astron stb.), divattá vált azok alkalmazása, elsősorban a forgalmazó cégek agresszív marketing munkája miatt. Ugyanakkor a vasbeton lobby tevékenysége a marketing területén nagyon erőtlen volt.

A változás jelei az első bátortalan külföldi befektetők megjelenésekor kezdtek mutatkozni, kezdetben főleg kereskedelmi, majd ipari objektumok megvalósításával. Persze ez nem történt egyszerre mindenhol. Míg Magyarországon közvetlenül a rendszerváltás után beindult a fejlődés, addig Romániában csak az 1990-es évek végén beszélhetünk erről, Ukrajnában talán a közeljövőben.

A piacgazdasághoz szokott nyugati beruházók gazdaságosságot és nyereséget igénylő szemlélete végül a csarnokszerkezetek kialakítására is hatott. Jelenleg az acélvázak drágábbak a vasbeton vázákhoz elsősorban a megszigorított tűzvédelmi előírások miatt. Több nagy bel- és külföldi tüzeset bebizonyította, hogy, míg a vasbeton csarnokok esetében elegendő volt egyes tartók cseréje – elsősorban a nagy lehajlások miatt – addig az acélszerkezetek többnyire használhatatlanná váltak. Ezért az acélszerkezetekre kiadott tendereknél ma már szinte mindig előkerül a vasbeton alternatív javaslat, és sokszor nyerő tud lenni.

Ma már elmondhatjuk, hogy elsősorban Magyarországon, de Romániában is a teherhordó vázákhoz újból a vasbeton vezet, igaz még nem az 1970-es éveknek megfelelő arányban, de a tendenciák biztatók.

2. ÚJ TÍPUSÚ CSARNOKSZERKEZETEK

Újkorúnak nevezhetjük azokat a vázak, melyek az első nyugati befektetők megjelenésével együtt születtek, és ma is meghatározzák a hazai vasbeton vázakat. Kijelenthetjük, hogy Kelet-Európában a Metro áruházak jelentették a szerkezeti rendszerváltást.

A Metro és Makro áruházláncolat, mely Európában több mint 350 áruházat mondhat magáénak, nagy hangsúlyt fektet arra, hogy Londontól Moszkváig, a vásárló mindig ugyanazt a komfortot találja üzleteiben.

Miben új ez a szerkezet? A régi rendszerhez képest a legnagyobb változást a tető kialakítása jelenti. Míg a korábbi csarnokok TT paneles tetőfedéssel készültek, addig az új rendszerek a nagy bordázatú trapézlemez héjalását alkalmazzák. Nyugat-Európában a korrózióvédelemmel ellátott trapézlemez már korábban kiszorította a piacról a vasbeton tetőpaneleket.

A rendszert tulajdonképpen „könnyű vasbeton váznak” is nevezhetjük, mivel csak 160-200 kg/m² önsúlyúak, a korábbi TT paneles csarnokok 350-450 kg/m² önsúlyához képest. A magas bordázatú lemez használatának előnye abban áll, hogy a szelemenek közötti távolság 7,5 m-ig növelhető, vagy ilyen méretű rasztértávolság esetén nincs is szükség szelemenek alkalmazására. A lemez minimális vastagsága 0,88 mm de nagyobb nyílások esetén 1,5 mm is lehet. Ha a hőteher nagy (pl. torlaszok miatt) akkor esetleg két réteg trapézlemez alkalmazása szükséges.

Az acél trapézlemezről készülő tárcsa, ásványgyapot hőszigetelés és a mechanikusan rögzített szigetelő fólia lehetővé tette a nagy fesztávolságú gerendák létesítését, ami találkozott az építetők ama igyekezetével, hogy nagyobb szabadságfokot biztosítsanak épületeiknek.

A magyarországi nyolc vasbeton szerkezetű áruház után 1996-ban kezdődött a romániai Metro áruház építési program. Az első két bukaresti áruház – a Metro áruházak történetében először – még acél tetőszerkezettel épült, részben az időhiány, részben a földrengésveszély miatt. A tűzvédelmi festéssel, a

földrengésveszély miatti méretezés többletköltségével együtt a szerkezetépítés költsége mintegy duplája volt a magyarországinak. A harmadik temesvári Metro áruháznál az építettő már ragaszkodott a vasbeton szerkezethez.

A romániai szerkezetnél szinte természetes volt az építettő szándéka, hogy minél nagyobb mértékben támaszkodjon a magyar előregyártási gyakorlatra. Így a temesvári és brassói áruházak vasbeton szerkezetét a magyar PLAN 31 Mérnök Kft. tervezte, és az ASA Építőipari Kft. hódmezővásárhelyi üzeme gyártotta le, illetve a brassói áruháznál már a Prescon is besegített.

Tulajdonképpen Romániában az előregyártás „feltámadása” a magyarországi PLAN 31 Mérnök Kft. és az ASA Építőipari Kft. megjelenésével kezdődött. Az elért eredmények nyomán gyors és erőteljes lépések történtek az új vasbeton rendszerek romániai telepítése érdekében. Megalakult a kolozsvári PLAN 31 Ro tervező iroda és a tordai előregyártó üzemet megvásárolta az ASA Építőipari Kft.

Itt szeretném kihangsúlyozni Polgár László és Ábrahám András ügyvezető igazgatók kiemelkedő szerepét a romániai vasbeton előregyártás újraindítása terén.

A szerkezet kialakításánál figyelembe kellett venni a bukaresti áruházak pillér kiosztását és így a magyarországi 10×20 m pillérállással szemben a 14×21 m pillérhálót alkalmazták. Egyéb vonatkozásban mindent a magyar mintára kellett kialakítani.

A 15 hét alatt felépíthető vasbeton szerkezet előnyösebbnek bizonyult az acélszerkezetnél, így az építettő elhatározta, hogy a további áruházak a temesvári kialakítású szerkezettel épüljenek.

A bukaresti harmadik Metro áruház (átadás 2000. december) és az utána következő hat áruház már a kolozsvári PLAN 31 Ro tervezésében és az ASA Építőipari Kft. tordai üzemének kivitelezésében történt.

Időközben Bulgáriában, Oroszországban és Horvátországban gyorsan elterjednek a Metro áruházak. A beruházó igyekezett mindenütt felhasználni a magyarországi tapasztalatokat. A szerkezet legnagyobb előnye a gyors kialakítás, ami egyben a beruházó elsőszámú követelménye is, mivel számára szinte egyenlő fontossággal bír a beruházás lefutásának ideje és a teljes beruházási költség. Ezért van olyan nagy sikere ezeknek a szerkezeteknek, még akkor is, ha egyes országokba idegenkedve fogadták a gyors terjedésüket. Az aggályok első-

sorban abban keresendő, hogy a szerkezet földrengéssel szembeni ellenállását ismerik kellőképpen.

Mint ismeretes Magyarországhoz vagy Ukrajnához képest Románia, Horvátország és Bulgária földrengés szempontjából aktív övezethez tartoznak. Tehát a Magyarországról importált rendszert ki-kí jobb belátása szerint át kellett gondolja.

Mivel a szerző Romániában fejt ki munkásságát, ezért a következőkben elsősorban az ott tervezett és kivitelezett csarnokszerkezetekből meríti példáit.

3. A FÖLDRENGÉS HATÁSA AZ ÚJ CSARNOKSZERKEZETEKRE

3.1 Szeizmológiai viszonyok

Egy megépítendő szerkezet mindig egy adott területhez kötődik. Ezért tervezésénél elengedhetetlenül szükséges az adott terület szeizmológiai viszonyainak ismerete.

A földrengés erőssége a következő paraméterek függvénye:

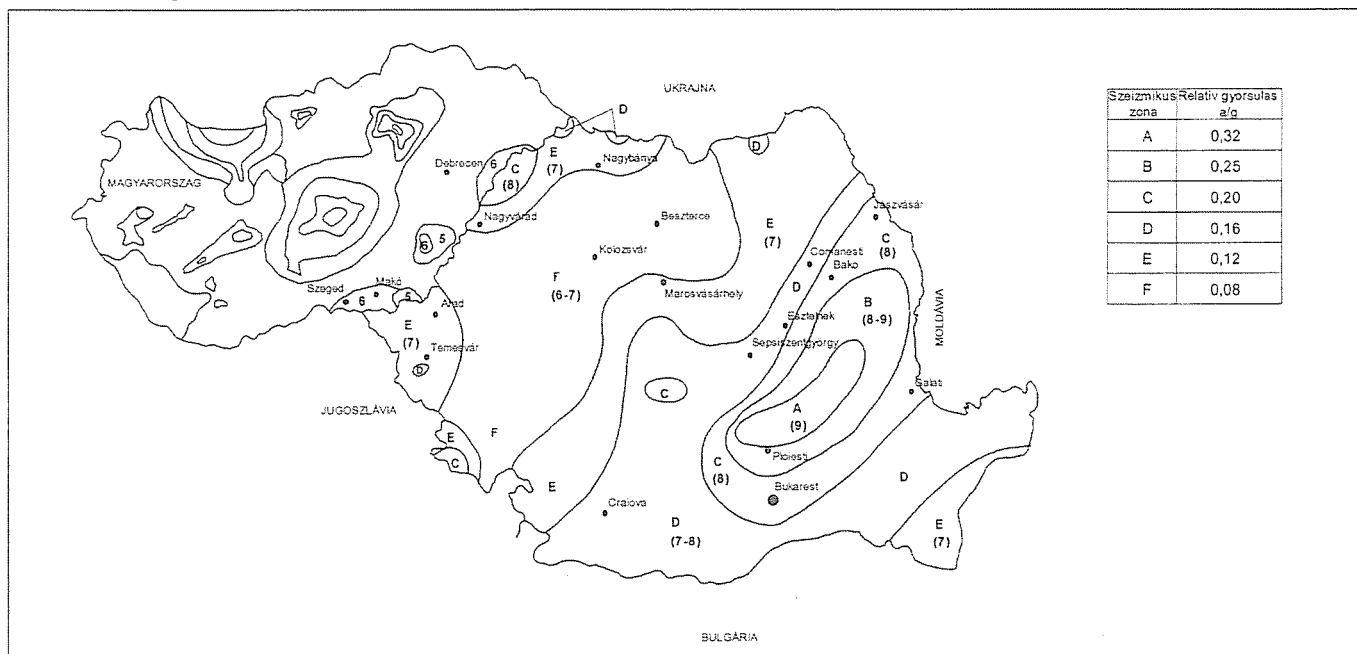
- a hipocentrum mélysége
- az epicentrumtól mért távolság
- a rengés magnitúdója
- a geológiai és földfelületi adatok
- az altalaj jellemzői.

Romániában több földrengési góc ismeretes. Az eddig tapasztalt legerősebb rengések keletkezési helye (hipo és epicentruma) a Kárpátok dél-keleti kanyarulata mellett levő Vrancea helyiség térségében volt. Ez Európa egyik nagy felszékemélyű rengésfészke, ahol a nagy földlökések visszatérése 50 évre tehető.

A Temesvár és Érmihályfalva-Nagykároly környékén keletkező földrengések viszont inkább sekélyfészekű rengések, amelyeknek egyik fő jellemzője a felszíni mozgás viszonylag magas frekvenciája és a 100 éves várható gyakoriság.

A tervezőmérnök számára a földrengés dinamikus jellemzői közül elsősorban azok fontosak, amelyekkel a szerkezetre vonatkozó ellenőrző számításokat el tudja végezni. Általában

1. ábra: A rengésintenzitás térképe Romániában és Magyarországon



a földrengést, első látásra, legjobban az erősségi fok és a hozzá tartozó gyorsulási érték jellemzi.

A rengésintenzitás eloszlását Romániában az 1. ábra mutatja be. A bemutatott térkép szerint egy ÉK-DNy-i tengelyen alakult ki a legnagyobb intenzitás, de nem szimmetrikusan az epicentrumhoz képest. A jelenleg érvényben lévő szabályozás szerint az intenzitások nagyságát betűkkel jelzik A – F-ig (A – a legerősebb), de az 1. ábrán a Richter-skála szerinti értékeket is feltüntettük.

Az ábrán csak azokat a városokat jelöltük Romániában, ahol ilyen típusú szerkezeteket építettünk. Mint észrevehető, a legtöbb csarnok erős vagy közepes szeizmikus térségben helyezkedik el.

Magyarország területéhez a felszíni rengések vannak a legközelebb, ezért talán nagyobb érdeklődésre adhatnak okot. Észrevehető, hogy a határ két oldalán eltérő erősségű földrengéssel számolnak ugyanabban a körzetben.

A felszíni rengések jellemzői: a fő lökésirányok, az amplitúdó, a sebesség, a gyorsulási érték.

A sekélyfokvessű földrengések által érintett területeket az epicentrumtól mért távolság szerint kell osztályozni:

- a 150 km sugarú körön belüli
- a 25 km sugarú körön belüli
- az 5 km-en belüli vagy a rengéshézagok feletti.

Másként kell kezelni a közelben ható szeizmikus hatást a távolról jövő rengéshez képest. A két hatás közötti különbségek jól kiolvashatók az 1. táblázatból:

- a rengések közelében a lökésirány fontosabb, mint az altalaj rétegződése;
- az epicentrum közelében a rengések sebessége igen nagy (300-400 cm/s) a távol eső területekhez képest, ahol csak 30-50 cm/s értékek mérhetők;
- az epicentrum közelében a rengések függőleges komponense sokkal fontosabb, mint a vízszintes és frekvenciája is jelentősen eltér a vízszintes földmozgástól.

Mivel a jó anyagokból, szakszerűen épített szerkezetek esetében a VI-nál (F) erősebb rengéseknek van jelentőségük (az ennél gyengébb rengések ugyanis nem jelentenek igazi veszélyt), a következőkben ezekkel foglalkozunk.

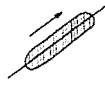
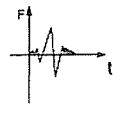
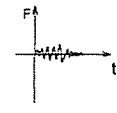
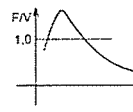
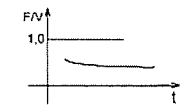
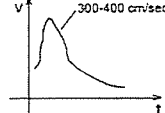
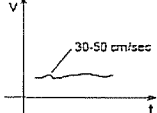
3.2 A tervezés kérdései

Ismert tény, hogy a földrengés egy többszörösen ismétlődő és előjelét váltó dinamikus hatás, melynek következtében a szerkezetben képlékeny állapot léphet fel. Ezt az állapotot nem lehet statikus szemlélettel követni, mert nem erők, hanem energiafolyamatok zajlanak le.

Egy szerkezeti rendszer földrengéssel szembeni ellenállása elsősorban attól függ, hogy képes-e a szerkezet annyi belső – potenciális – energiát kifejteni a külső – kinetikus – energiákkal szemben, amennyire a rengés ideje alatt az energiaegyensúly biztosításához okvetlenül szükség van. Az a vázszerkezet, amely a rengés során elszorult alakváltozások alatt végig képes belső energia elnyelésére, túl tudja élni a földrengést. Sőt építhetők olyan épületek is, amelyek akár szerkezeti sérülés nélkül túlélnek igen nagy intenzitású rengéseket.

A földrengésre vonatkozó statisztikai adatok általában kevesek és bizonytalanok, ezért a komoly rengéseknek kitett szerkezetek kialakításánál és méretezésénél egy bizonyos kockázat vállalása elkerülhetetlen a tervező részéről.

A szerkezettervezésnél használatos kötelező előírások, természetesen nem tartalmazhatnak minden kérdésre kiterjedő megoldásokat. Még akkor sem, ha az előírások állandó fejlőd-

Jellemzők	Rengéshézagokhoz közel lévő terület	Rengéshézagoktól távol lévő terület
Altalaj		
Az altalaj rengése		
A rengés függőleges összetevője		
A rengés sebessége		

1. táblázat: A rengésekhez közeli és távol eső területek

désben vannak. Például Romániában, az 1977-es földrengés után kiadott előírásokat 1990-ben felülvizsgálták, ami jóval biztonságosabb méretezést eredményezett. Tehát a kockázat mértékét nem csak a mérnök és a szeizmológus szabja meg, hanem egy bizonyos ország adott időben érvényben lévő tervezési szabályozása is.

Előre szeretnénk bocsátani, hogy az általunk tervezett épületek nem tekinthetők tökéletesnek. Mivel a műszaki megoldás kiválasztása mellett a vállalható kockázat is elsősorban gazdasági jellegű döntés, természetesen épületeink sem mentesültek a gazdasági követelmények nyomása alól, de mindig szem előtt tartottuk, hogy a túl nagy kockázat vállalása éppen úgy gazdaságtalan, mint az abszolút biztonság (ha a földrengéssel kapcsolatban egyáltalán lehet abszolút biztonságról beszélni), ezért megpróbáltunk egy általunk optimálisnak vélt kockázati szintet kialakítani.

A két nagyobb romániai földrengésnél (1940 és 1977) látható volt, mennyire különböző módon hatnak a felszíni hullámok az egyes szerkezeti rendszerekre. Az előregyártott vasbeton csarnokszerkezetek túlnyomó része kedvezően viselkedett az 1977-es földrengés alkalmával. Igaz, a legtöbb csarnok 6,9 m-es pillérsztású és csak 12...18 m fesztávú szerkezetet alkottak.

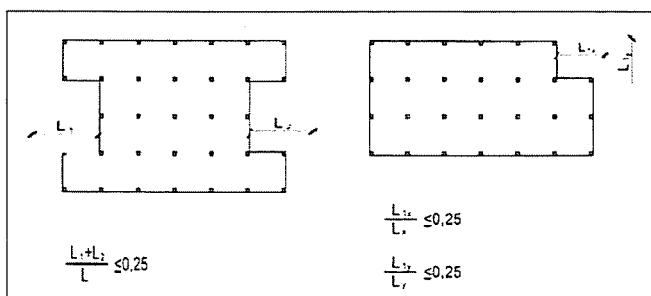
A földszintes csarnokok szerkezetének kialakításánál a leggyakoribb megoldás az alul befogott és felül csuklós pillér, ezért földrengés szempontjából igen fontos szerepe van a szerkezet térbeli merevségének, a csomópontok kialakításának, a pillérek duktilitásának és az alapok stabilitásának.

a) Szerkesztési szabályok.

A jó méretezésen kívül a szerkesztési szabályokat is ajánlatos betartani még az egyszerűnek tűnő földszintes vasbeton csarnokoknál is. A szerkezet lehetőleg szabályos legyen, azaz ne legyenek sem alaprajzi, sem magasság irányú jelentősebb ki vagy beugrások az épületen. Mindenképp kerülni kell a csavarási hatások céljából az L vagy T alaprajzot

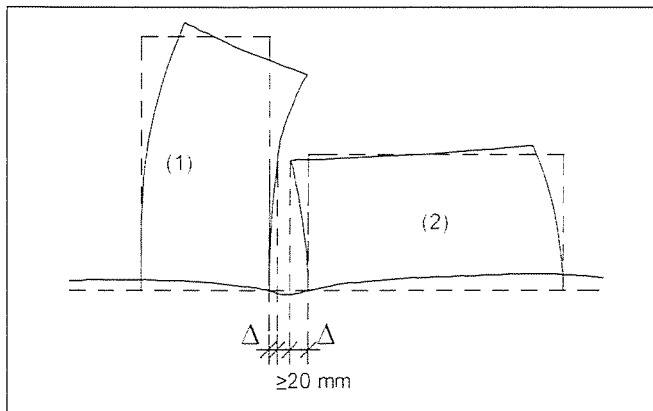
Amikor építészeti szempontok miatt szükség van be- vagy kiugrásokra, az alaprajzot úgy kell megválasztani, hogy ezek méretei ne lépjék túl az épület teljes méretének negyedét (2. ábra).

Ha mégis szükségesek az alaprajzi szabálytalanságok, akkor lengési hézagokkal kell elválasztani a különböző épületrészeket. Egységekre tagolás akkor is fontos, ha az épület egyes részei különböző magasságúak.



2. ábra: A megengedett alaprajzi szabálytalanságok.

Ügyelni kell az épülettömbök közötti lengési dilatációs távolságok megválasztására, különösen a rugalmas csarnokszerkezeteknél, ahol a lengési amplitúdók nagyobbak a merevebb épületekhez képest. A lengési rés nagyságát a következő módon állapítjuk meg (3. ábra):



3. ábra: A lengési rés nagyságának meghatározása

$$d \geq \Delta_1 + \Delta_2 + 20\text{mm} \quad (1)$$

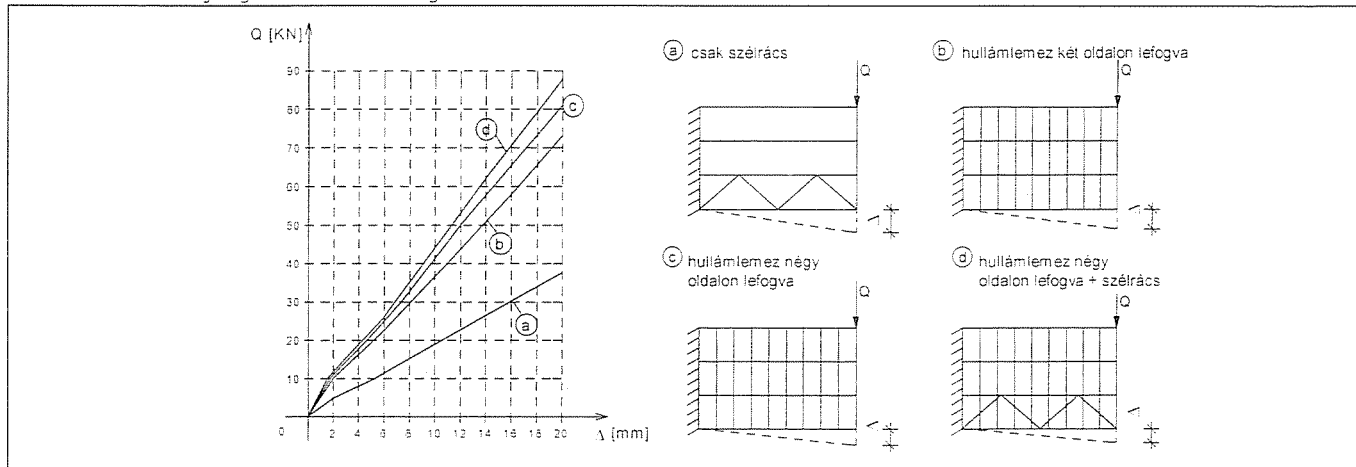
ahol:

d – a lengési rés nagysága
 Δ_1, Δ_2 – a két épülettömb legnagyobb oldalirányú elmozdulása a kisebb épület legmagasabb pontján.

Figyelembe véve, hogy földszintes csarnokoknál a megengedett maximális oldalirányú elmozdulás $\Delta_{\max} < H/100$ értékű lehet, könnyen beláthatjuk, hogy a lengési rés, magasabb csarnokoknál a megszokott 50 mm résnél sokkal nagyobb lesz, legalább 100 mm. A $\Delta_{\max}$ -nak a nem rugalmas elmozdulásokat is tartalmaznia kell.

A lengési rést úgy kell kialakítani, hogy lehetőleg egybeessen a hőtágulási réssel. A dilatációs hézagokat mindig pillérkettőzéssel alakítjuk ki, sohasem csúszó, másodlagos szerkezetekkel, konzolosokkal.

4. ábra: Erő – kihajlás görbék különböző megoldású tetők esetén



A lengési és dilatációs szakasz maximális hossza, a földrengés várható erősségének függvényében a következő lehet:

- 150 mm az E és F zónákban
- 120 mm a C és D zónákban
- 96 mm az A és B zónákban.

Földrengéses helyeken egyfelől nagy jelentősége van annak, hogy a szerkezet önsúlya minél kisebb legyen, ezt az új rendszer remekül teljesíti. Másfelől fontos kérdés a szerkezet térbeli viselkedése, ami nagyban a tetőfedés síkbeli merevségétől, tárcsahatásától függ, ebben viszont kevés a tapasztalatunk a hullámlemezrel kapcsolatban (főleg vasbetonszerkezettel kapcsolatban). Az utóbbi időben azonban egyre több tanulmány jelent meg, melyek bizonyítják a magas bordázatú trapézlemez ilyen irányú viselkedését, igaz elsősorban acélváz csarnokoknál. Az eddigi tapasztalatok alapján bizonyítható a hullámlemez szerepe, a szelemenek vagy tartók nyomott övének kihajlásának megakadályozásában természetesen, ha a lemez bordái merőlegesen a tartóra.

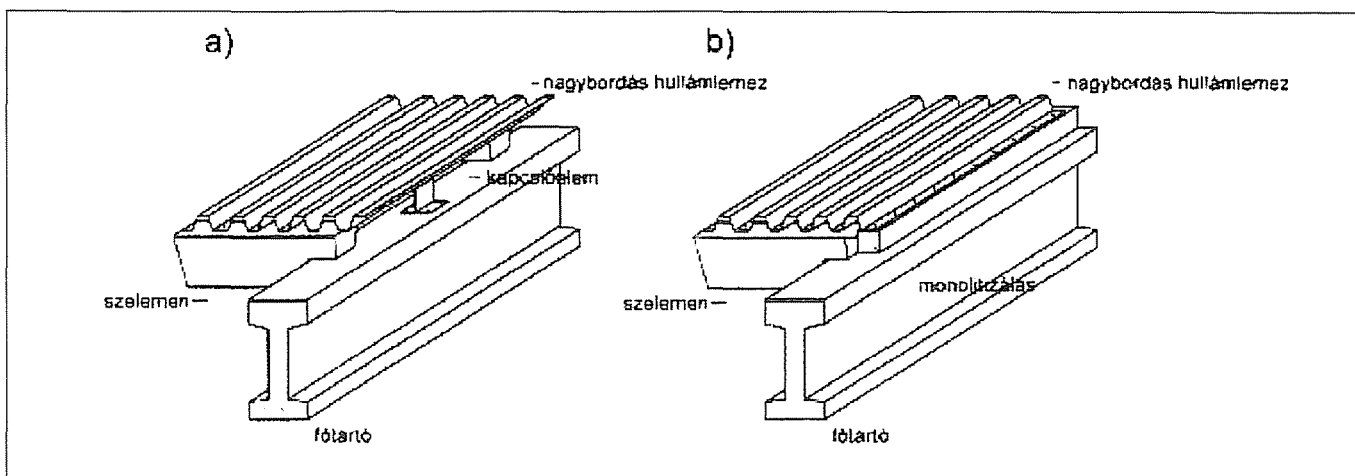
Romániában végzett kutatások kimutatták (Dima, Mazzolani 1990), hogy a két vagy négy oldalán befogott lemez tárcsa hatása, jobb, mint a szélrácsé. Sőt a négy oldalán befogott lemez viselkedése szinte megegyezik a két oldalán befogott lemez és a szélrács együttes hatásával (4. ábra).

A két oldalán lefogott lemez alatt a minden hullámvölgyben csavarral rögzített lemezt értjük. A másik két oldal rögzítése a borda mentén már körülményesebb, mivel a szelemen a főtartóra támaszkodik, így a két elem felső fele nincs egy síkban.

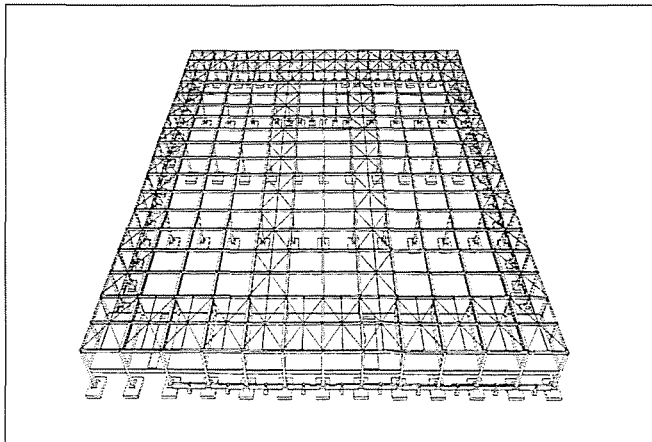
A feladatot kétféle módon lehet megoldani: külön fémből készült rögzítő elemek alkalmazásával vagy csavaros lefogásokkal vagy a főtartó helyszínen történő felbetonozásával. Ez utóbbi megoldást alkalmazták Bulgáriában a Metro áruházaknál (5. ábra). Ha kellően sűrű a lefogás, akkor a „c” és „d” görbék szinte fedik egymást.

A 4. ábrán bemutatott görbék egyirányú terhelés eredményei. Előjelét változtató (alternáns) terhelésre a kísérleti tapasztalatok sokkal szerényebbek, bár léteznek. Ezért a kérdés teljeskörű tisztázásáig a tetőszerkezet acélszélráccsal való megerősítése ajánlatos. Mi ezt alkalmaztuk (6. ábra).

Azért döntöttünk így, mert, ha csak hullámlemezt alkalmaztunk volna, akkor a B és C zónákban legalább 1,25 mm-es hullámlemez kellett volna használni. Ha szélrácsot is alkalmazunk, akkor elég a 0,88 mm vastagságú hullámlemez. A két megoldás költségeiben szinte azonos, viszont sokkal gyorsabb a kivitelezése, mint a lemez négy oldalán történő lefogás. Elképzelésünk szerint, a vízszintes (tető) és függőleges (oldallezárások) tárcsáknak csak a váz túlzott kihajlását mérő szerepet tulajdonítottunk.



5. ábra: Hullámlémez négy oldalon lefogva: a – rögzítő elemekkel; b – felbetonnal



6. ábra: Vasbeton vázszerkezetek erősítése acél-széláccsal

A földrengésvédelmi szabályozások azt javasolják, hogy a szerkezet kialakítása lehetőleg a legegyszerűbb legyen. A függőleges terhek minél hamarabb és egyenes úton jussanak az alapokhoz, kerülve az oszlop-gerendára támaszkodását, de még a gerenda-gerenda megoldást is. Ennek szellemében, de figyelembe véve az előbb tárgyalt lemez-tárcsa hatást is, a 7. ábrán feltüntetett megoldásokat javasoljuk a földszintes csarnokok szerkezetének kialakításához, a pillérháló nagysága és a földrengés erőssége függvényében.

Egy másik követelmény, a csarnok merevítő rendszerének elrendezése és tömegeloszlása olyan kell legyen, hogy szeizmikus hatás esetén lehetőleg ne lépjenek fel tetemes csavaró lengések.

Itt elsősorban a csarnokon belüli emeletes részekre gondolunk. Mivel ezeket általában építészeti szempontok miatt sem

lehet elkerülni, a szélső pillérekben jelentős nyomaték növekedés lép fel. Ezért talán furcsának tűnik, de az általunk tervezett csarnokok pillérei a legtöbbször egyforma keresztmetszetűek függetlenül attól, hogy a belső függőleges erővel jobban terhelt, vagy külső és a csavarás miatt nagyobb nyomatékot felvevő pillérről van szó. Szintén ez a magyarázata annak is, hogy a pillérek hosszanti vasalása között is nagyon ritkán van eltérés, általában egyformán vannak kialakítva.

Másfelől ügyelni kell, hogy a pillérek közé beépített téglafalakkal ne zavarjuk meg a vázszerkezet tisztaságát, mert szintén jelentős csavaró lengést okozhatnak.

3.3 A szerkezet számítása szeizmikus hatásra.

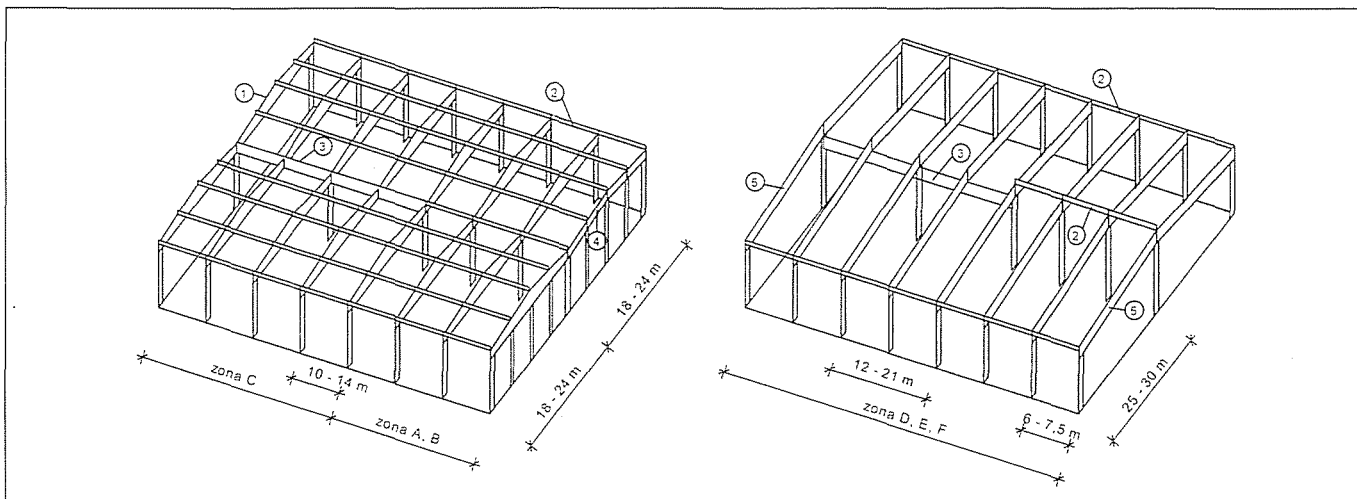
Földrengések csarnokszerkezetekre gyakorolt hatásának megállapításához a tervezési és számítási módszerek kijelölésekor, két alapvető szempontot kell figyelembe venni:

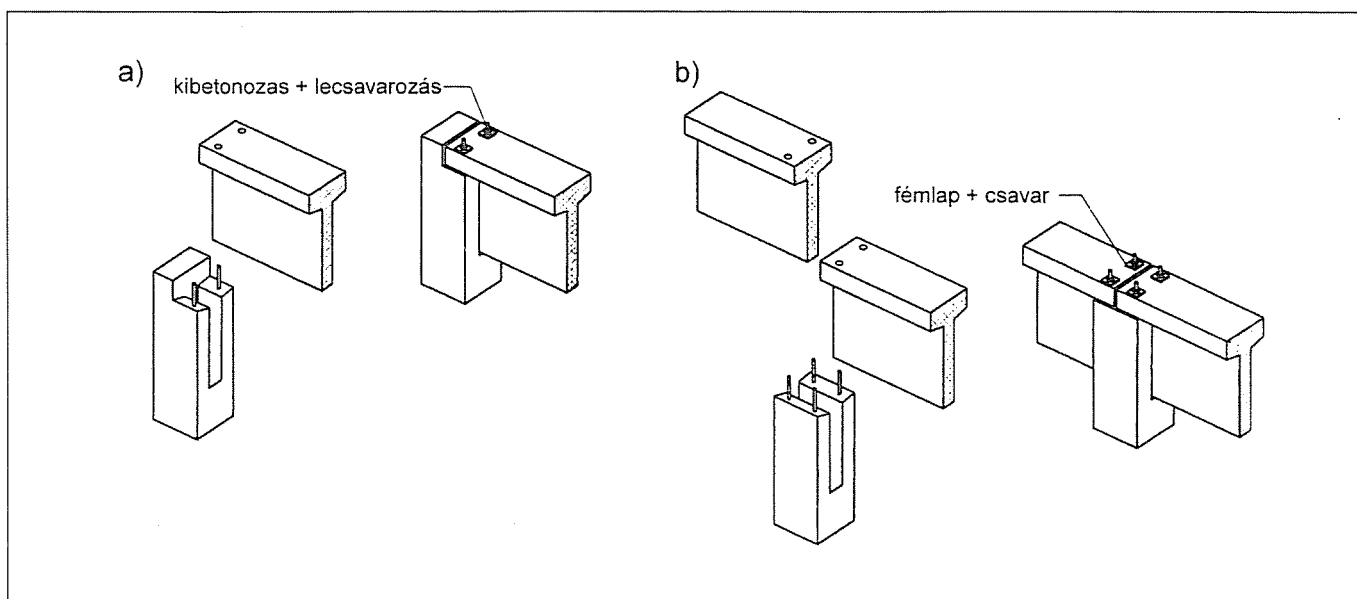
- a vizsgált épület modelljének megválasztásakor tekintettel kell lenni arra, hogy megfeleljen az eredeti szerkezet statikai és dinamikai jellemzőinek,
- olyan számítási módszert kell alkalmazni, amely az épület mozgásaira a megválasztott modellel összhangban a valóságot jól megközelítő eredményt ad.

Tekintettel kell lenni arra, hogy a felvett modellek általában az eredeti szerkezet nagymértékben egyszerűsített formái és ennek megfelelően a számítási eredmények is csak megközelítőek lehetnek.

A ma használatos szoftverek (Nemetschek Feat 2000, Drain, Graitec Effe 2001, Axis stb.) legtöbbször a földrengés építményekre gyakorolt erőtan vizsgálatánál a szeizmikus hatást helyettesítő erők használatára épül.

7. ábra: Földszintes csarnokok vasbeton vázának kialakítása: 1 – főtartó; 2 – szelemen; 3 – hosszanti főtartó; 4 – osztott tartó; 5 – főtartó-szelemen





8. ábra: Villás megoldású csomópontok: a- szélső; b- közbelső

Országunként előírások szabályozzák az épületmozgásból eredő gyorsulások hatására fellépő, úgynevezett „tehetetlenségi erők” meghatározását. A román szabvány (P 100-92) a következő összefüggést alkalmazza:

$$S_{M.S} = k_s k_g \beta \psi \varepsilon Q \quad (2)$$

ahol:

k_s – az épület fontossági szorzó (1,2 bevásárló központoknál; 1,0 ipari csarnokoknál);

k_g – a relatív gyorsulás (1. ábra szerint);

β – dinamikus szorzó (az épület sajátrezgési periódusidő függvényében a 11. ábra szerint; földszintes vasbeton vázknál általában 2,5)

ψ – csillapítási tényező (földszintes vasbetonváz esetén 0,2, ha a keretgerenda és az oszlop között csuklós kapcsolat van)

ε – a lengések alakváltozási tényezője (földszintes épületeknél közel 1,0)

Q – épületteher (állandó teher és a hasznos, valamint a hőteher 40%-a, biztonsági szorzók nélküli alapértékkel).

A szerkezetekre ható vízszintes helyettesítő erőt minden egyes saját rezgésre meg kell határozni és a földémsíkban kell működtetni minden irányban.

Az említett szoftverek a szerkezet térbeli modelljén dinamikus számítást végeznek. A dinamikus számítás tulajdonképpen a gerjesztett saját rezgési móduszok vizsgálatát jelenti a földrengési spektrumok alapján.

c) A csomópontok kialakítása és méretezése.

Műszaki szempontból a statikai váz csomópontjai határozzák meg a használható tartószerkezetek körét. Az előregyártott vasbeton földszintes vázszerkezeteknél nehézséget a csuklós csomópontok kialakítása jelent. A meghonosított rendszer elsősorban a villás megoldást alkalmazza (8. ábra).

Ezt régebben is használtuk, az újdonság abban áll, hogy hegesztéses lefogás helyett, a sokkal egyszerűbb és a szerelés szempontjából gyorsabban megoldható tuskés megfogást alkalmazunk. A szerelés végeztével ezek a kapcsolatok (a tuskék körül) térfogatukat növelő cementhabarccsal lesznek kitöltve. Tekintettel a földrengésveszélyre, a tuskékat biztonságból lecsavaroztuk.

Más csomóponti megoldásokat is alkalmazunk a tartó keresztmetszete és a fesztáv függvényében (9. ábra). Előregyár-

tott szerkezetek csomópontjaiban a súrlódási erő nem vehető figyelembe a szeizmikus erőhatások továbbításához.

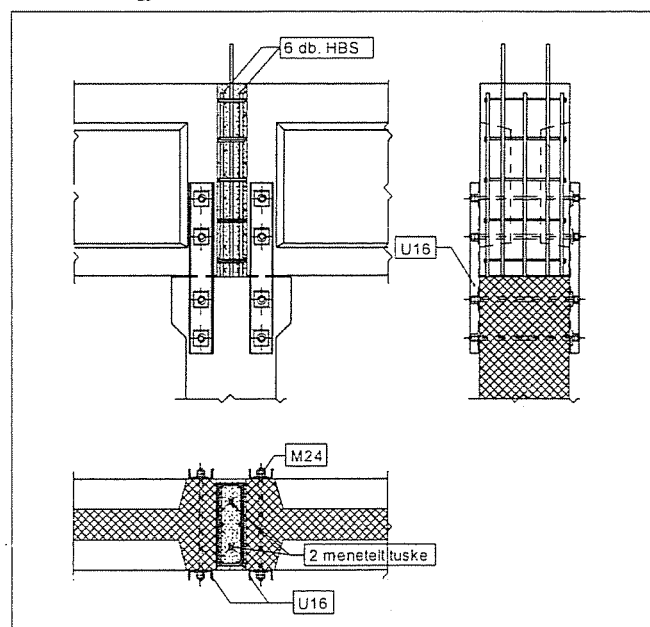
A nagy fesztávú vasbeton gerendák felfekvésénél a nagy csúcsfeszültségek következtében különösen nagy a meghibásodás veszélye. A cement habarcs aláöntés, acéllemezek alkalmazása ma már korszerűtlen, ezért gumilemezeket használunk. A neoprén lemezek alkalmazása különösen a dilatációs elmozdulásokra előnyös, de kedvező hatással van földrengés által bevitt energia elnyelésében is.

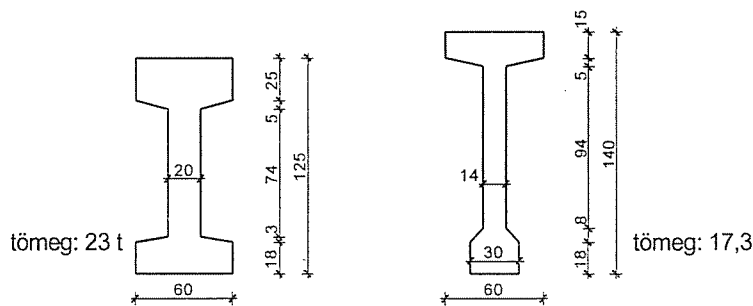
A Metro áruházaknál Magyarországon alkalmazott csomópontokat természetesen át kellett gondolni. Mivel a tartó formája adott volt – a sietség miatt nem lehetett új sablon kialakítására gondolni – a csomópont először helyszíni kibetonozása és fém szerelvényekkel történő megerősítése mellett döntöttünk. A 9. ábrán jól látható a négy csavaros megoldás.

Sajnos a kibetonozás nem minősült a legjobb megoldásnak elsősorban a főtartók korai beszerelése miatt. A fellépő zsugorodás következtében függőleges repedések jelentek meg az előregyártott tartóvég és a monolit csomópont között. Később már csak a fémszerelvényes megoldást használtuk.

A ploiesti áruháznál (B földrengészona) és az utána következőknél már egy új típusú tartót alkalmaztunk (10. ábra), ami

9. ábra: Egyéb csomóponti kialakítások





10. ábra: Főtartó Metro Voluntari és Ploiesti

lehetővé tette a villás típusú csomópont alkalmazását. Azért ragaszkodtunk ehhez a kialakításhoz, mert, mint említettük ezt a megoldást már az 1977-es nagy földrengés előtt is használták és nem ismerünk feljegyzést meghibásodásukról. Az sem elhanyagolható, hogy ezzel a tartóval a szerkezeti önsúlyt 15%-al csökkenteni tudtuk, ami igen kedvező a pillérekre nézve.

Természetesen a csomópontok beton és fém részeit külön külön méretezzük a helyettesítő horizontális földrengési erő kétszeresére.

d) A pillérek vasalása.

Nem egy súlyos földrengés után merült fel már a kérdés, alkalmas-e a vasbeton, mint szerkezeti anyag szeizmikus hatásnak kitett vázszerkezeteknél. A kételyek számos meghibásodás és rideg törés miatt alakultak ki.

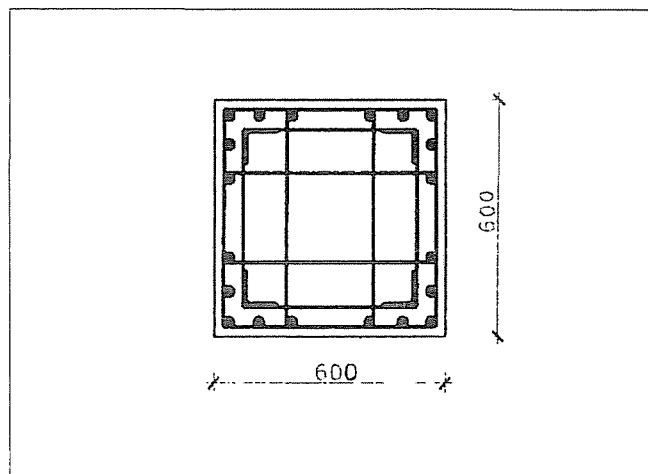
A válasz egyértelmű: a gyenge minőségű, rosszul vasalt beton nemcsak szeizmikus, de egyéb teher viselésére sem alkalmas. Ezért az általunk tervezett és gyártott pillérek betonjának minimális szilárdsága C30/37. A jó minőségű és ismétlődő igénybevételre tervezett vasbeton igenis alkalmas szeizmikus teher felvételére.

Heves földrengésnek kitett épületeknél a nagyobb keresztmetszetű pillérek alkalmazása szinte megszokott a romániai tervezők körében. A szerkezeti méretek növelésének számos korlátja van. Az alaprajzi kialakítás, a funkcióból eredő szempontok legtöbbször kizárhatják, de mindenesetre korlátozzák a méretnövelés lehetőségeit. Például a bevásárlóközpontokban a polcok és a köztük levő közlekedő diktálja a pillérek méreteit. Ágy a használható pillérek karcsúsága nagy, szinte a megengedett határt érintik, ($\lambda = \ell_0/h = 25...30$).

A kérdés megoldásához abból indulunk ki, hogy a statikus merevség fokozása sok esetben nemhogy előnyös, hanem kifejezetten hátrányos a szeizmikus hatás ellen. Nem túlméretezni, hanem hajlékonyra, képlékeny alakváltozásra alkalmassá kell tenni a vasbeton szerkezetet, persze a megengedett maximális hajlás mellett. Ezt adott keresztmetszet mellett csak a vasalás kialakításával lehet elérni. Jól megválasztott vasalási rendszerrel többszörösére lehet emelni a vasbeton pillérek duktilitási készségét. Ezért esett a választás a nagyon erős szeizmikus hatásnak kitett pilléreknél (A, B és C zona) a merev acélbetétes vasalásra (11. ábra).

Mindenekelőtt igen kedvező az ilyen pillérek duktilitási készsége. Nagy nyírás esetén célszerűnek látszik a hosszirányú vasalás több sorbani elhelyezése a keresztmetszet széleitől befelé. Ez fokozza a pillér képlékeny alakváltozási készségét. Végül esetben a merev acélbetétes pillérek még akkor is dolgoznak, ha a betonkeresztmetszet teljesen tönkrement.

A merev acélbetétek alkalmazása mellett szólt az a tény is, hogy a román szabvány kifejezetten megtiltja a teljes hosszanti vasalás hányadának (százalékban vett érték) 2,5%-nál nagyobbra vételét. Közismert, hogy a legtöbb szabványban ez a



11. ábra: Merev acélbetétes pillérvasalás

határ körülbelül 6%-ra tehető. Az előírás tulajdonképpen a túlvasalt keresztmetszet rideg törését akadályozza meg és érteke a nyomott, hajlított vasbeton keresztmetszet nyomott betonöv magasságának korlátozásából ($x < 0,4d$) vezethető le.

Tulajdonképpen, ezt így kell számolni a román szabvány szerint is. A 2,5%-ra csökkentés – sejtelmünk szerint – abból eredhet, hogy a többszintes épületeknél a betonacél toldása miatt a megengedett vashányadot a felére kell csökkenteni. Viszont földszintes épületeknél ez nem létezik, ezért itt nyugodtan meg lehetne hagyni a 6%-os korlátozást. Sajnos ezt a román szabvány nem tette meg. Természetesen ott, ahol a szükséges hosszanti vas nem lépte túl a 2,5%-os korlátot, ott a hagyományos vasalást alkalmazzuk.

A hosszanti és keresztvasaláshoz felhasznált acélok a következő feltételeknek kell eleget tegyenek:

- a határnyúlás legalább 12%-os kell legyen
- a szakítási szilárdság és a folyási határ aránya nem lépheti túl az 1,45 értéket
- a folyási határ-értékek relatív szórása legfeljebb 10%-os lehet.

Így vagy úgy, a vasbeton oszlopoknál megfelelő erősségű kengyelezést kell alkalmaznunk. A román szabvány a következő minimális vashányadot írja elő:

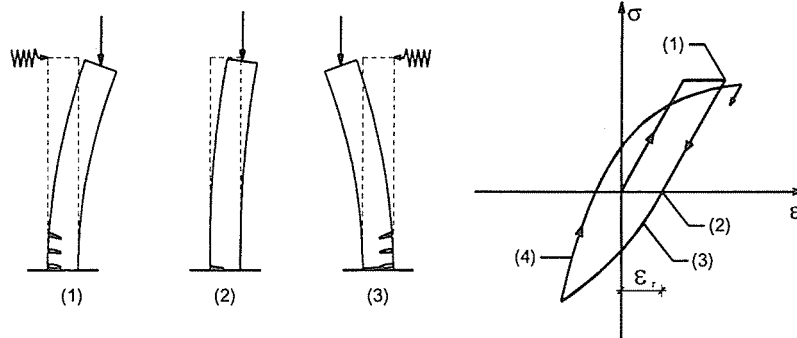
$$\rho_w > 0,0015(0,15\%) \text{ a befogási részeken kívül;} \quad (3)$$

$$\rho_w \geq 0,1 \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} (0,4 + n) \text{ a befogás körül} \quad (4)$$

ahol:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_w b} \quad (5)$$

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} \quad (6)$$



12. ábra: A külpontosan nyomott pillér repedezettségi állapota váltakozó terhelésre

Alapvetően fontos a hosszanti és keresztvasalás, valamint a merev acélbetét lehorgonyozása.

Elkerülve a pillér rideg törését (ferde repedésben) a befogás közelében a pillér tengelyére merőleges repedések alakulnak ki.

Ha a lökés az egyik oldalról jön, a keresztmetszet felénél nagyobb repedés jelentkezik a pillérben. Hogyha megváltozik a lökés iránya (előjelet vált), akkor a pillér a másik oldalán fog megrepedni (12. ábra).

A két repedés egyesülése révén nyírási felület alakul ki közvetlenül a pillér befogása felett. Az első kihajlás után, az oldalerő megszűntével, a pillér nem kerül eredeti függőleges helyzetébe és a repedések sem zárulnak be teljesen. Ez csak akkor történik meg, ha az acélbetét képlékeny állapotba kerül, de most a nyomóerő hatására.

Mint ismeretes, egy repedés mentén (normál vagy ferde), a külső nyíróerőt a következő három belső erő veszi fel:

- a nyomott övben jelentkező súrlódási erő

- a szemcsehatás következtében kialakuló erő
- a hosszanti acélbetét, illetve környezeti beton nyírási ellenállása, az úgynevezett csapathatás által felvett nyíróerő (13. ábra).

Ez utóbbi, Tassios és Vintzeleou kutatók és a *fib* által javasolt összefüggések a felvett nyíróerőt az acélrúd keresztmetszetéből számítják. Ha a hosszanti vas képlékeny állapotban van, akkor nem lehet csapathatásról beszélni.

Úgy véljük (de ezt még kísérletek segítségével bizonyítani kell), hogy a merev betét csapathatása sokkal erősebb a nyomott és húzott oldalon egyaránt.

e) Alapozás

A földszintes vázszerkezeteknél rendkívül fontos az alapozás biztonságos kialakítása. A felül csuklós és alul befogott pillérek stabilitását az alapok biztosítják, ezért ezek mérete (felülete) kellően nagy kell legyen.

Az alapozási rendszer legyen egyszerű és egy dilatációs részen belül egységesen kialakított. A csarnok alapozása lehetőleg egy síkra kerüljön.

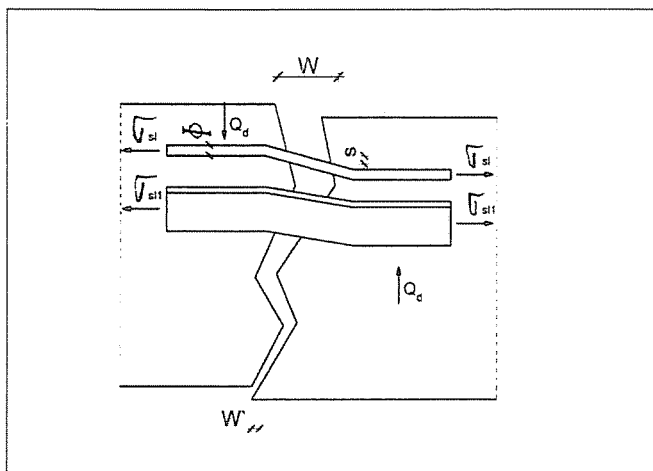
Földszintes csarnokoknál a pillérek által hozott normál nyomóerő értéke kicsi, ezért a nyomaték szerepe igen jelentős az alapok tervezésénél.

Paulay szerint az erős földrengésnél a legmegfelelőbb, ha a képlékeny állapot a pillér befogása felett alakul ki (14.a. ábra), egyébként vagy az altalaj fog maradandó alakváltozást szenvedni (14.b. ábra) vagy magában az alapban alakul ki ez az állapot (14.c. ábra).

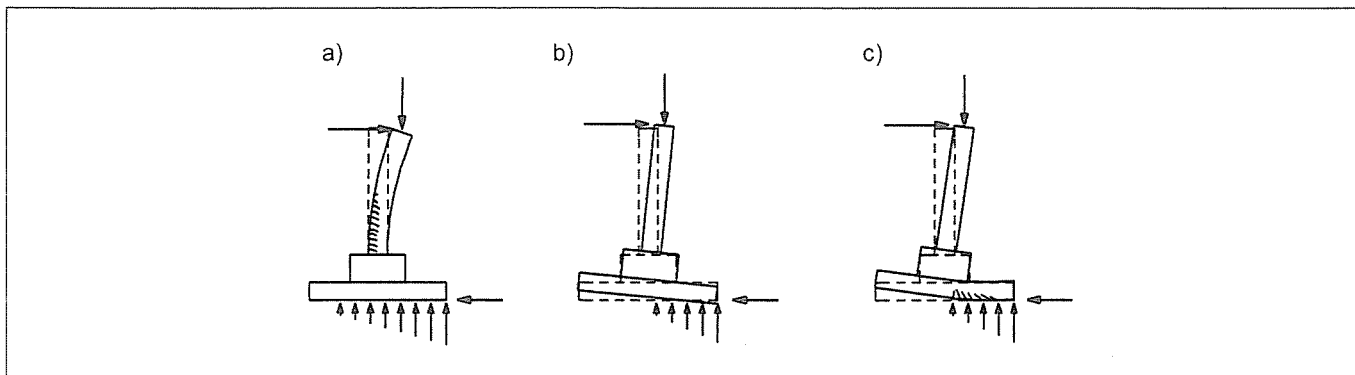
A nyomaték kiegyensúlyozására jó megoldásnak bizonyul az alapozás különálló alaptestjeinek gerendaráccsal való összekötése (15. ábra). A megoldás azonban nagyon költséges. Legutóbb a Cora bukaresti áruházánál merült fel ezen megoldás lehetősége. Az árajánlatokból kitűnt, hogy az alapozás így 2-3-szorosa a szerkezet árának

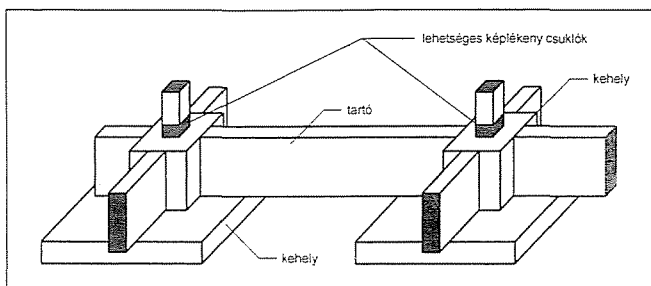
A tervezők nagyrésze, az alapok különálló mozgásának

13. ábra: Csapathatás nyílt repedésben



14. ábra: Pillér – alap kapcsolat viselkedése földrengésre

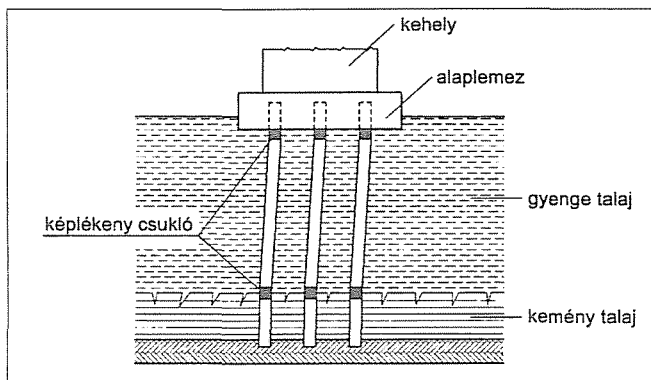




15. ábra: Különálló alapok gerendaráccsal történő összekötése

megakadályozására a padlólemezt használja. Egy megfelelően leterhelt, legalább 20 cm vastag padló remekül elláthatja ezt a feledatot.

A gerendás megoldást csak ott ajánlatos használni, ahol laza talajba helyezett cölöpökre alapozunk. A cölöpök vasalásának, ugyanazon szabályokat kell betartani, mint a pilléreknek a képlékeny csuklók kialakulásának következtében (16. ábra).



16. ábra: Képlékeny csuklók kialakulásának helyei cölöpöknél

4. MIT HOZ A JÖVŐ?

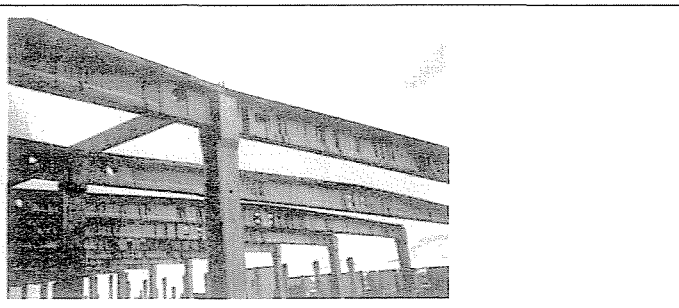
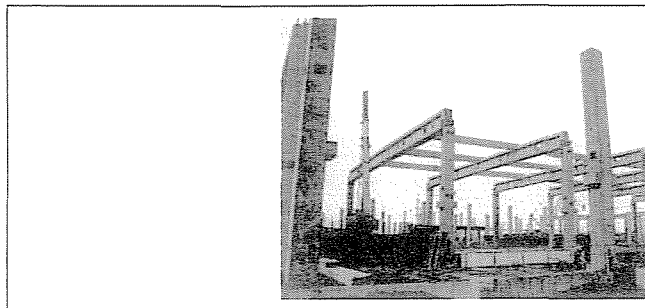
Az egyre növekvő külföldi tőkebeáramlásnak és a hazai vásárlóerő lassú növekedésének köszönhetően a jövőben is a bevásárlóközpontok jelentik majd az előregyártott vasbeton szerkezetek húzóágát. Hiszen a tőke nem ismer határokat, Metro, Selgros, a Rewe, Billa áruházak megtelepedése után jönnek a többiek is, mint a Plaza, Cora, Tesco, Praktiker stb.

Az áruházak szerkezeti megoldása már-már típusmegoldásnak tekinthető. Hasonló tendencia figyelhető meg az ipari üzemek építésénél is.

Ma már általános jelenség a fesztávolságok növekedése, így a feszített vasbetontartóknál az igény 36 méterig terjed. Szép példa a bukaresti Selgros áruház 24 m-es főtartója vagy az aradi és besztercei Leoni csarnokok 30 m fesztávolságú tetőgerendái (17. ábra).

Egyszintes csarnokszerkezeteknél az egy pillérre jutó tetőfelület is egyre nő. A pitesti Renault autógyár például 28x32 m pillérállású csarnokra kért ajánlatot. Ez már majdnem 900

17. ábra: Selgros Pantelimon (24x10 m), Leoni Arad (30x6 m)



négyszetméter jelent egy pillérre. Joggal vetődik fel a kérdés – vajon hol van a határ?

Nyilvánvaló, hogy akkor tud az előregyártó ipar gyorsan válaszolni az igényekre, ha fejlődése a jövőben is biztosított marad, és képes lesz a tudomány szédületes eredményeit befogadni. Gondolunk itt elsősorban a beton szilárdságának növelésre vagy a nagytejesítőképességű szénzálás betonok bevezetésére. Rendelkezésünkre fog állni olyan beton, melynek teljesítőképessége három vagy négyszerese a réginek, ennek következményei ma még beláthatatlanok.

Az eddigiek alapján megállapíthatjuk, hogy bár lassan és viszonylag nehezen, de végül mégis sikerült a kelet-európai és ezen belül a román vasbeton gyártásnak, különösen az ASA CONS Építőipari Kft. tordai üzemének közreműködésével, az utóbbi években szinte teljes mértékben átvennie és megvalósítania az európai színvonalat.

Másfelől a globalizáció, informatikai, számítástechnikai fejlődés forradalmi változásokat hoz a tartószerkezetek tervezése terén is. A Metro áruházak terjeszkedése bebizonyította, hogy a jövő globalizált világa hatással van a vasbeton szerkezetek tervezésére és építésére is.

A kialakuló együttműködésre jó példa lehet a Plan 31 Mérnök Kft. tervezőiroda magyarországi, romániai, bulgáriai és hamarosan ukrainai hálózata, ami talán egész Közép-Európa számára előrevetíti a követendő jövőt.

5. HIVATKOZÁSOK

- Csák B., Dr. Hunyadi F., Dr. Vértés Gy.: „A földrengések hatása az építményekre”, Műsz. Kiadó Bp. 1981
- Dima.. (1999): „Contribuția tabelor cutate la rigidizarea acoperișurilor, pereților și structurilor unor hale metalice” (Doktori értekezés)
- Mazzolani, F. M., Piluso, V. (1990), „Skin-effect in pin-jointed steel structures”, Ingineria Sismica, 3/1990
- Paulay, Th., Bachmann, H., Moser, K. (1990): „Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten” Birkhäuser Verlag Basel
- P 100-92 Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social-culturale agrotechnice industriale. (Román szeizmikus számítási szabvány)

Dr. Kiss Zoltán (1950) okleveles mérnök (1974), a műszaki doktor (1997), Kolozsvári Műszaki Egyetem Vasbeton Tanszékének docense, A Plan 31 Kft. ügyvezető igazgatója, tevékenység: előregyártott vasbeton szerkezetek, ipari betonpadlók tervezése. A romániai Szekezettervezők Egyesületének (AICPS) és a fib magyar tagozatának tagja.

REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES IN EASTERN EUROPE

Dr. Zoltán Kiss

A new type frame of structure has been widely used in the last 10 years. In comparison to the usual long-span structures the biggest difference consists in the substitution of the TT-roof panels by high-ribbed plates. Structures developed in such a way are used almost in the entire Eastern European area with small modifications. The difference is mainly how to solve the problem of earthquake resistance.



Dr. Dulácska Endre – Dr. Csák Béla – Orosz László

A kutatási munkában a súrlódási tényezőt vizsgáltuk. A Coulomb-féle súrlódási elmélettel szemben azt találtuk, hogy a súrlódási tényező nem állandó, hanem függ az összeszorító feszültségtől, a nedvességtől, felülethőmérséklettől, és az érdességtől. A beton súrlódását vizsgáltuk kísérleti úton, és felállítottuk az új súrlódási törvényt.

E szerint a súrlódási tényező a törőszilárdság feléig állandó értékű, és utána zérusig csökken. Csökken a betonszilárdság növekedésével, a felületnedvesség hatására, és a melegítés hatására. Az érdes betonfelület súrlódási tényezője kisebb, mint a simáé.

Kulcsszavak: beton, súrlódás, nyírás

1. BEVEZETÉS

Jelen dolgozatban egy régi tételnek a kísérleti felülvizsgálatával foglalkozunk: ez a Coulomb-féle súrlódási törvény. A súrlódást először Leonardo da Vinci írta le 1508-ban és 0,25-nek tételezte fel a súrlódási tényezőt. Utána Amontón 1699-ben 0,30-nak vélte ezt az értéket egy sereg előző kutatás alapján. Coulomb volt az első, aki az „Egyszerű gépek elmélete” című, a Francia Tudományos Akadémiának benyújtott dolgozatában elemezte a súrlódási tényezőt. A súrlódás tényezőjét egy anyag-állandónak tételezte fel. Nem egészen biztos, hogy Coulomb így gondolta, mert hiszen kísérleteiben azt találta, hogy a mozdulatlan érintkezés időtartamával ez az anyagállandó nő. Ha pl. rögtön akarta elcsúsztatni a tölgyfán az acélelemet, akkor 0,2-es, ha 8 óra után akarta elcsúsztatni, akkor 0,4-es súrlódási tényezőt kapott. Tehát már itt vitatható, hogy tényleg Coulomb találta-e ki ezt a tételt, vagy csak a leegyszerűsítés kedvéért alkalmazta így. A súrlódási tényezővel a mechanikai tankönyvek is foglalkoznak, közelítésként mindegyik állandó értéket ad meg. Felsorolunk néhányat, csak az időrend kedvéért: Szily (1920); Anderlik – Feimer (1934); Chohnoky (1960); Kaliszky (1991) állandónak veszik fel a súrlódási tényezőket.

Van néhány olyan irodalom, amely kimutatja, hogy a súrlódási tényező nem állandó, ez a Kragelszkij – Vinogradova (1961) könyv magyar nyelvű fordítása, és Koczás Endrének a doktori disszertációja (Koczás 1965). Mind a kettő főképp a mozgási súrlódás kérdéskörével foglalkozik, és ezért csak érinti a nyugvásbeli súrlódást. Kézdi (1972) Talajmechanika könyvében nagyon jól összefoglalja az egész súrlódási témakört és a kutatók eredményeit. Dulácska és Varga (1981) még gimnazista korukban a Központi Fizikai Kutató Intézet pályázatával kapcsolatban foglalkoztak a súrlódással és ennek a valószínűség-elméleti értékelésével. Egy sereg anyagpárra kis terhelés mellett mutatták ki a súrlódási tényezőt és ennek a szórási tartományait. Csak a legutóbbi időben végzett Maissen (1993) nyomóterhelés melletti elcsúszó súrlódási kísérleteket, de csak viszonylag kis terhelés mellett. Az anyagok szilárdságát nem is vizsgálták.

Jelen dolgozatban a beton súrlódásával foglalkozunk, mely az összeépített betonelemek állékonyságának és a nyírásnak is fontos kérdésköre.

2. AZ IRODALMAK ISMERTETÉSE

2.1 Kragelszkij és Vinogradova (1961)

„A súrlódási tényező”

A könyv szilárd testek, és főleg a gépészetben használatos anyagok és szerkezetek súrlódását tárgyalja, a következő tényezők hatásának figyelembevételével:

1. anyagminőség, felületi állapot (kenés, szennyeződés, stb.)
2. a mozdulatlan érintkezés időtartama
3. a terhelés sebessége
4. a súrlódási gócok merevsége, rugalmassága
5. a csúsztatás sebessége
6. a súrlódó gócok hőmérséklete
7. a felületi nyomás
8. az érintkezés jellege, területe
9. a felületek minősége, érdessége.

A súrlódás jelenségének elméleti tárgyalásakor mozgási súrlódást (elmozdulás), nem teljes nyugalmi súrlódást (előzetes elmozdulás) és teljes nyugalmi súrlódást (az előzetesnél kisebb elmozdulás) különböztetnek meg a szerzők. A mozgási súrlódás típusaiként a csúszási, a forgási és a gördülő súrlódást említik. A súrlódó felület állapotjellemzői és a kenőanyag jelenléte szerint tiszta-, száraz-, határ-, folyadék-, fél-száraz-, és félfolyadék-súrlódást különböztetnek meg.

A felületi egyenetlenség, érdesség miatt a két szilárd test csak különálló foltokban érintkezhet. Nyomás hatására ezek száma csökken, összterületük pedig nő, közben egyre nagyobb területen éri el az anyag a rugalmas határállapotát, s kerül képlékeny állapotba. A súrlódó erő az egyes érintkezési foltokban keletkező tangenciális erők összege. Mivel a tényleges érintkező felület kicsi, nagy fajlagos nyomás alakul ki rajta. E nyomás alatt a felületek kölcsönösen megsérülnek, és előzetes elmozdulás esetén a megsérült anyagrészek kinyírását is szenvednek, mintegy felszántják a lágyabb anyagrészeket. A súrlódást a mechanikai kapcsolódás és a molekuláris vonzás együtt okozza. Az összeszorítás nélkül elképzelhetetlen a molekuláris kölcsönhatás, de ugyanakkor bekövetkezik a legjobban kiemelkedő részek kölcsönös egymásba hatolása is. Ha érdes felület érintkezik simával, a súrlódási erő akkor nő, ha simább lesz a felület, ha csökken a terhelés, vagy ha csökken a kiemelkedések merevsége. Kevert, félszáraz súrlódást vizsgálva (egyes foltokon száraz, másutt kent felület) a nyomás növelésével a súrlódási erő átmegy egy maximumon, mert

közben az egyes kiemelkedések a kenőanyagot kiszorítják. A felület csökkenésével is csökken a súrlódási tényező. Az előzetes elmozdulás értéke a nyomóerő növelésével növekszik. Ez az elmozdulás a rugalmas és képlékeny deformációk következménye. A nyomás növelésével a kapcsolat merevsége nő, csökken a rugalmas deformáció részaránya. A megterhelés sebességének kis nyomások esetén van a legérezhetőbb hatása (pl. lejtőn mérve a súrlódást, hirtelen növelve a lejtőszöget, nagyobb hajlás mellett indul meg a csúszás, mint lassú döntés mellett). A súrlódási tényező a mozdulatlan érintkezés időtartamával nő, egy határértékhez tart. Időben előrehaladva nő ugyanis az érintkező felület, a fajlagos nyomás csökken, így csökken a rugalmas-képlékeny egymásbahatolási folyamat is. Nagy nyomás mellett a csúsztatás sebességének növelésével a súrlódási tényező csökkent (kis fajlagos nyomásérték mellett pedig a sebességnek növelő hatása volt a súrlódási tényezőre). A kenések, szennyeződések tekintetében pl. a vékony hártya (oxidréteg, nedvesség, stb.) csökkentheti, a vastag pedig növelheti a súrlódási tényezőt, mert a vastag réteg kisebb keménysége miatt az érintkezések valóságos területe gyorsabban nő, mint ahogy a csúsztató-igénybevétel csökken. A hőmérséklet növelésével a kenőanyagok hatása csökken.

2.2 Kézdi (1972)

„Talajmechanika”

A tankönyv talajok teherbírási-vizsgálata kapcsán vizsgálja a súrlódás jelenségét. A *Coulomb*-féle megfogalmazás szerint a talajok nyírószilárdsága két részből tevődik össze: a tényleges súrlódásból, mely a csúszólapon működő normálfeszültséggel arányos, és a kohézióból, mely attól független. A szilárdságnak a *Coulomb*-egyenlet szerinti két részre bontása azonban nem tükrözi helyesen a valóságot. A mechanikus szemléletű felfogás szerint a súrlódáskor a sohasem tökéletesen sima, érintkező felületeken lévő kiemelkedések és bemélyedések egymásba akaszkodnak, és az elmozdításukhoz ezeket a fogakat le kell törni. Az adhézió jelenségét az érintkező felületek közötti ún. filmréteg okozza. Ez az adszorbeált felületi filmréteg akadályozza meg általában azt, hogy két szilárd testet közvetlen érintkezésbe hozzassunk, akár még a két test összenyomásakor is. Ha pl. melegítés vagy nagy nyomás útján a testek felületét meg tudjuk szabadítani az adszorpciós buroktól, akkor a két felület összeolvad s az elmozdításukhoz szükséges erő tulajdonképpen az összeolvadt zóna nyírási teherbírása. Ha ezt nem tesszük, a súrlódási ellenállás tulajdonképpen az adszorbeált filmréteg nyírási ellenállása. Az elvégzett kísérletek alapján a buroktól megszabadított felületek közötti súrlódási tényezők rendkívül magasak voltak a másik esethez képest.

Megemlítik az anyag vándorlását („creep”) is, ami akkor alakult ki, amikor pl. gumit súrlódtatunk üveglapon, és egy csepp ecetsavat adunk a felületre súrlódás közben. Az ecetsav anélkül, hogy szétterülne, a súrlódási együtthatót a felére csökkenti. A kenések hatását vizsgálva érdekes megfigyelés volt, hogy a kenőhatás gyakorlatilag független volt a kenőanyag mennyiségétől. A Kézdi a kenőanyagok két csoportra való osztását említi *Hardy és Hardy* (1919) alapján: aktív és inaktív kenőanyagok. Az előzőhöz tartozik pl. a víz, az alkohol, a benzin, az utóbbihoz pl. a kenőolajok. A kenőolajokat pl. már évszázadok óta használjuk a fémanyagok közötti súrlódás csökkentésére. *Tschebotarioff és Welch* (1948) ugyanazon talajásvány rögzített szemcséi és az ásvány fényezett felülete közötti súrlódást vizsgálták. Azt tapasztalták, hogy a száraz és a nedves állapot között lényeges különbség van. Nedves álla-

potban a felületen adszorbeált vízfilm keletkezése miatt nagyobb volt a súrlódási tényező értéke, mint szárazon, ahol a levegő páratartalmának a legcsekélyebb változása is befolyásolta az eredményt. A víz alatt, illetve a nedves állapotban mért súrlódási tényező csaknem azonos volt, tehát nem a felületi feszültség, hanem a víz tulajdonságainak az adszorbeált rétegben való megváltozása miatt növekedett a súrlódás a nedves állapotban a szárazhoz képest.

(Ezek egyébként hidrofíll ásványok voltak). Hidrofób ásványok esetében viszont kissé csökkent a súrlódási tényező értéke víz hatására. A súrlódási tényező csak nagy nyomások esetén veszi fel a normális értékét, kis nyomások mellett az adhézió jelensége is fellép. Az adhézió „közönséges” súrlódási kísérleteknél így nem tapasztalható, de ha mikroszkopikus szemcsehalmazok elmozdulásáról van szó, értéke jelentős lehet. A mozgás sebességétől is függ a súrlódási tényező. Általános tapasztalat, hogy nyugalom esetén jóval nagyobb a súrlódás, mint a mozgás megindulása után. Ennek okát abban látják, hogy nyugalmi állapotban a nyomások átadásának helyén az adszorbeált film összenyomódott állapotban van, így sűrűsége és nyírószilárdsága is nagyobb. Mozgás esetén a film – mivel az összenyomódásához nem áll rendelkezésre elég idő – vastagabb, ezért a súrlódási tényező kisebb lesz. A két súrlódó felület nagysága is befolyásoló tényező. A tankönyv által említett legújabb kutatás szerint a felület növelésével a súrlódási együttható csökken. Ha a szemcsék mérete az adszorbeált burok vastagságához képest nagy, akkor az adhézió alárendelt szerepet játszik, mert a terhelés következtében fellépő nyomások az egyes szemcsék között az érintkezési pontok viszonylag kicsiny száma miatt nagyok, a film erősen összenyomott állapotban van, a nyomás szemcséről szemcsére adódik át. Ilyen anyagban nagy lesz a belső súrlódás és kicsi az adhézió. Kisebb szemcseméret esetén azonban a felületegységre jutó érintkezési pontoknak a száma megnő, az adszorpciós filmek viszonylagos vastagsága jóval nagyobb lesz, mert kisebb lesz a rájuk jutó fajlagos nyomás. Ezért csökken a nyírási ellenállás és nő az adhézió.

2.3 Maissen (1993)

„Szilárd testek súrlódása. A súrlódási tényező különböző anyagpárok között”

Az épületek csúszótámaszainak, saruinak kapcsán vizsgálták a súrlódás függését a különböző körülményektől, (anyagkombinációk, felületi érdesség, megmunkálás, előterhelési idő, felületi nyomás, csúsztatási sebesség, ismétlődő vizsgálat, kopás, stb.). Az eredmények alapján ugyanazon anyagpár esetében elsősorban a felületi érdesség befolyásolja mértékadóan a csúszósúrlódást. (Simább felületnél relatív kisebb.) A felületképzés hatása főként ismétlődő csúsztatás esetén jelentkezik, száraz súrlódásnál a kopás erőteljes, kentnél kevésbé jelentős. A kísérletek alatt csak a szárazsúrlódást vizsgálták. A klasszikus súrlódás lefolyása a következő: a tapadási vagy nyugalmi súrlódás legyőzéséig meredek emelkedés van az elmozdulás-ellenállás diagramján, majd az egyik súrlódó fél elkezd az elmozdulást, miközben a súrlódási ellenállás a csúszási út növekedésével gyorsan csökken, majd lassan bezáródik a vízszinteshez és megállapodik egy konstans értéken. A kezdeti elmozdítás és az előterhelés hatása nyilvánvalóan észrevehető volt. A fa – fa csúszási súrlódásban bizonyos sávszélesség „kijáródik”, és egy nyugtalan „zavart” csúszómozgás jön létre. Ezekkel ellentétben inkább újszerű a következő súrlódások lefolyása: a beton kontra beton és az acél kontra acél párok esetében gyakorlatilag nem találtak különbséget a nyu-

galmi vagy tapadási és a csúszási vagy mozgási súrlódási tényező értéke között. Az utóbbi párosnál is jelentkezett a fa – fa kísérletnél említett „kijárt sávzélesség” hatása, vagyis itt is nyugtalan volt a súrlódás lefolyása. Az acél és alumínium anyag párosításánál a súrlódási ellenállás egyfolytában növekedett a csúszás folyamán is, és pedig jelentős mértékben. Ez azzal magyarázható, hogy az acél az alumínium felületét szétromcsolja, berágódik, a két anyag tulajdonképpen összeférhetetlen.

Az acél kontra sárgaréz súrlódási diagramja alapján a nyugalmi és a mozgási súrlódás között csak kicsi a különbség, a tapadási ellenállás leküzdése után viszont a nyírási ellenállás nem hirtelen, hanem lassan, fokozatosan csökken. Az eredmények összefoglalásában a súrlódási körülmények közül az anyagpár mibenlétét, a felületi érdességet (csiszolt, gyalult, homokkal szórt, megmunkálatlan stb.), és a súrlódási ellenállás minimális és maximális értékét adják meg.

2.4 Weiss (1977)

„A károsodott beton maradékszilárdságának halmazelméleti modellje”

A Coulomb-féle súrlódásmérővel (tribométer) a tapadási súrlódási együtthatót vizsgálták különböző betonanyagok esetében (összetétel, adalékanyag, felület jellege, stb.). Először azonos simaságú (gépi úton síkcsiszolt) normálbetonok esetében vizsgálták adott N normál erő mellett a tapadási erő nagyságát. Ez az első tíz kísérlet alatt csekély mértékben csökkent, majd a súrlódási együttható értéke nem módosult. A másik két vizsgált anyag: szabványhomokkal készült habarcs és cementkőadalékos beton volt. A beton – beton tapadási együtthatójára 0,52 érték adódott. (Összetétele 75% adalékanyag és 25% cementkő volt.) Következő vizsgálatként az adalékanyag szemcséken is lecsiszolt felületet sósavval kezelték, így csak az adalékszemszék maradtak szilárdan a helyükön. Így az eredmény a tapadási vagy nyugalmi súrlódási együtthatóra 0,41 lett. (A tanulmány által említett irodalomban erre az értékre 0,4 és 0,6 -ot adtak meg, 1,00 , illetve 0,05 mm-es nagyságú kvarcsemm méret mellett.)

A cementkő – cementkő anyagpárnál csak 0,23 , a habarcs – habarcs anyag kísérleteknél viszont 0,47 lett a nyugalmi súrlódási tényező értéke. Mindkét esetben azonosnak mondható a felületek érdessége (gépi megmunkálású, síkcsiszolt), de megfigyelhető, hogy a második esetben a keményebb anyag behatolva a lágyabb anyag szerkezetébe, egy fogazásos effektust idézett elő. A hőmérséklet hatását mint víztelenítési-kiszáradási folyamat előidézőjét vizsgálták. Az ismételt kiszáritás és átmedvesítés repedéseket idézett elő, s ez is hatott a beton – beton tapadási súrlódási együtthatójára. A több mint 24 órás vízbentartás-áztatás után a tényező értéke 0,63-ra rúgott. A vékony hajszálcsöves pórusosságú vízréteg eléréséig adagolva a vizet növekedett a nyugalmi súrlódás, s ebben szerepet játszott a víz felületi feszültsége. A $Ca(OH)$ kristályok letörése után létrejöhet egy ún. „golyócsapágyhatás”: egy újbóli megnedvesítésre a higroszkopikus töredékek felolvadnak, s ez bizonyos kenőréteg képződését jelenti. A kísérletek alapján a tapadási súrlódási tényező értékére 0,15 és 0,65 tartományon belüli értékek adódtak, s ebben az érintkező felületnek meghatározó szerepe volt.

2.5 Vesa (1987)

„Vízszintes nyírószilárdság összetett betonkeresztmetszetek kapcsolódó felületein.”

A tanulmány első része a korábbi, e témával foglalkozó kuta-

tás eredményeit foglalja össze, vagyis azt, milyen tényezőknek van hatása az összetett beton felületek kapcsolódó felületein a nyírási teherbírára. A kapcsolódó felületek érdességének hatása a várthoz képest kicsinek adódott, s a felületeken átmenő vasalás esetén a felületi érdesség hatása a kapcsolat nyírási teherbírára nagyobb volt, mint vasalás nélküli esetben, illetve a vashányad növelésével az érdesség hatása fokozódott. Mindazonáltal úgy látszik, hogy sokkal fontosabb a tömörítés elvégzése és a csatlakozó felület megfelelő kezelése a betonozás előtt.

A kísérletek során használt felülettípusok:

- a betonozás előtt készített érdesség
- közepes, acélsimított felület
- sima, zsaluba öntött betonfelület.

A korábbi kutatásokban vizsgáltak lemez- és T-szelvényt is. A hajlításukkor kialakult hajlítási repedések a munkahézag magasságába érve ott folytatódtak tovább, és így hatottak a nyírófeszültségre, tehát a munkahézag helye (a semleges tengelyhez képest) is befolyásolja a nyírási teherbírást, illetve a hajlító-repesztő és a nyírási igénybevételek közötti arány is. Mivel az előfeszített hosszacélbetétek – ha ilyenek vannak – növelik a hajlító-repesztő nyomatókat, így az előfeszítettség is befolyásoló tényező. Korábbi kutatások alapján hatása van még a kapcsolat nyírási teherbírára a feszítáv és a tartó magassága közötti aránynak is. (Ha ez az arány kisebb, akkor a kapcsolatnak a nyírási teherbírára nagyobb.) Az eddigieken túl hatása van még a munkahézag nyírási teherbírára a felület tömörítettségének, a további betonozás előtt a felület megfelelő kezelésének (tisztítás, nedvesítés). Ennek a két betonfelület közötti kötésben van jelentős hatása. Egyes kutatásokban az ismétlődő teher hatásával is foglalkoztak, eszerint nincs fáradási gyengülés a munkahézag nyírási teherbírásiában, ha az ismétlődő teher okozta nyírófeszültség nem lépi túl a statikai szilárdság 55 %-át (1 milliós ismétlésen belül). A betonfajta tekintetében a következőket kapták: T – gerendán folytatott kísérletnél nem volt figyelemreméltó különbség a normál- és könnyűbeton övek esetében a kapcsolatok nyírási teherbírása között.

Végezetül jelezték, hogy a zsugorodásnak is lehet hatása, amennyiben az eltérő mértékű, és így a munkahézagban kezdeti repedést okozhat.

2.6 Kármán (1967)

„A hajlított vasbetontartó nyomott-nyírt zónájának teherbírásiával kapcsolatos kísérletek”

A szerző a hajlított-nyírt vasbetonelemnek egy, a tönkremenetel szempontjából fontos elemét kiragadva egy sereg kísérletet végzett rendkívül szellemesen felépített kísérleti apparátusával. A nyomott-nyírt zóna vizsgálata lényegében a nyomás melletti súrlódást képezi le. A kísérleti eredményekre fektetett átlagosító görbe a jelen cikk későbbiekben bemutatásra kerülő 4/b ábrájának elnyíródási szakaszát fedi le.

2.7 Kupfer (1979)

„Kísérletek az előregyártott betonelemek közötti súrlódási tényező megállapításához a fuga szennyeződésének figyelembevételével.”

A kísérleteket egy alagútburkolat betonelemei állékonyságának igazolásához végezték el. Az elemek hosszirányú fugái nem radiálisan voltak irányítva, vagyis a burkolatgyűrű nyo-

móereje nem merőleges a fugára. A betonelemek állékonysága így attól függött, hogy biztonságosan átadhatók-e a súrlódó erők a fugákon keresztül.

A kísérletekben az eredeti betonanyagot vizsgálták, a helyszínen esetlegesen előforduló szennyeződések, illetve központos, vagy külpontos terhelés mellett. A próbatestek (téglatesetek) durva felületű acélsablonban készültek, az eredeti betonból és az eredeti gyártási helyzetben. A kísérleteket mindig a $Q/R_n = 0,466$ arány elérése után indították el, ami a beépítésnek megfelelő szögű ($\sim 25^\circ$) terhelési iránynak felelt meg. Az érintkező felületeken a normál nyomóerő helyzete vagy központos, vagy külpontos, a felület pedig szennyezetlen, olajjal szennyezett, vagy talajvízzel szennyezett volt.

Legfontosabb vizsgálati eredményekként megadták a legnagyobb normális feszültséghez tartozó relatív elmozdulást, a legnagyobb súrlódási értéket, és a relatív elmozdulást (az ún. előzetes elmozdulást) a $\mu_{\max}$ elérésekor. Eredményül azt kapták, hogy a zavaró tényezők (külpontos teher, esetleges szennyeződések hatása) a legnagyobb súrlódásértéket lényegesen nem befolyásolták, legfeljebb az akkor felmerült relatív elmozdulásokat. A maximálisan elért $\mu_{\max}$ súrlódásérték 0,70 és 0,77 között alakult.

2.8 Kupfer és Dascher (1982)

„A normál- és könnyűbeton repedéseinek átadódó nyíróerő kísérleti vizsgálata”

Különböző minőségű, legnagyobb szemcseméretű adalékanyagú, normál- és könnyű beton próbatesteket vizsgáltak. Ezen különböző méretű repedéseket hoztak létre, vagy ezen repedések állandó értéken tartása, vagy a repedésre $\perp$ nyomóerő konstans értéke mellett vizsgálták a repedésre $\perp$ és annak középpontján át ható normál nyomóerő, és az arra $\perp$ csúsztatóerők arányát. A két erő értékét mérték, az eredőjük mindig a felület súlypontján ment keresztül. Mérték továbbá folyamatosan a repedés tágasságát (repedés síkjára $\perp$ irányban a felületek távolságát), és a relatív elmozdulást (a repedéssel párhuzamos irányban). Az elvégzett kísérletek során a következő eredményeket kapták:

A nyírófeszültség határértéke (törés) növekszik:

- a repedéstágasság csökkenésével,
- a repedési felületre ható nyomófeszültség növelésével,
- a betonszilárdság növelésével,
- az adalékanyag legnagyobb szemcseméretének növelésével (bár annak csak nagyszilárdságú beton esetén volt felismerhetően egyértelmű hatása).

A relatív elmozdulás a törési állapotban növekszik:

- a repedéstágasság növelésével,
- a normál nyomófeszültség növelésével.

A betonszilárdságnak és az adalékanyag legnagyobb szemcseméretének nincsen érezhető hatása a relatív elmozdulásra.

A törési állapotot közelítve a súrlódási tényező értéke lecsökkent a nyomóerő növekedése során. A repedés méretének, a betonszilárdságnak és a legnagyobb szemcseméretnek nem volt a törési állapotra befolyása. A k nyírási keménység:

$$k = \Delta\tau/\Delta v,$$

és a regressziós egyenes emelkedése, ha v az eltolódás:

$$\tau = \tau^0 + k \cdot v.$$

A lineáris tartomány – a repedéstágasság csökkentése, – a nyomófeszültség – a betonszilárdság növelése, – a legnagyobb szemcseátmérő növelése mellett a $\tau = \tau^0/3$ értékig tart.

Könnnyűbeton próbatestek esetében hasonlóak voltak a megfigyelések, azonban a $\sigma = \text{constans}$ típusú kísérleteknél a nyomófeszültség növelésével a nyírási keménység csökkent,

az állandó repedéstágasság típusú teszteknel viszont a nyírási keménység csökkent a nyomófeszültség növelésével. A könnyűbetonnál a nyírási igénybevételi határ jóval kisebb volt mint a normál betonnál, valamint az állandó w repedéstágasság típusú kísérleteknél kisebbek voltak az elmozdulások és némileg magasabb a súrlódási együttható. A kísérleti eredmények előrejelzésre való felhasználásánál figyelembe kell venni az ismétlődő, többszöri terhelés ill. igénybevétel hatását, mely az „aggregate interlock”, azaz a szemcsehatásában tetemes növekedést okozhat.

2.9 Tepfers (1977)

„Betonfödém és betonfal kapcsolódásánál kialakítandó munkahézag nyírási teherbírása a kapcsolaton átmenő acél drótkötélhurok-megerősítéssel.”

A rugalmas-hajlékony acél drótkötélhurok a hagyományos acélbetétekkel történő kapcsolat kialakítással szemben nem jelent akadályt a betonozó gép áthaladásakor, így a vibrálás, tömörítés és vákuumozás elvégezhető a munkahézagnál is. A födém és a később betonozásra kerülő fal között így munkahézag alakul ki, s a két elem között a már említett drótkötélhurok jelenti a kapcsolatot. A két beton közötti kölcsönhatásban nyírófeszültségek alakulnak ki a szerkezeti hézagban. A kapcsolat nyírási teherbírása a munkahézag megtervezésétől és az átmenő vasalástól is függ. Az acélhurok minden körülmények között terhelt lesz, és repedések mindig előfordulnak a szerkezeti kapcsolatban. A relatív elmozdulások következtében az acélbetétek hajlított dűbelként is működnek, de hatásuk függ a feszültségek növekedésétől is. A munkahézagban az elmozdításkor ébredő ellenállás a normális nyomóerő és a felületek közötti súrlódási függvénye. A vizsgálatokat olyan I keresztmetszeten végezték, amelynél a munkahézag az öv és a gerinclemez között volt kialakítva. Az érintkező – kapcsolódó felületek kialakítása háromféle volt:

- sima, sík,
- félig a felületbe nyomott, illetve kiálló 16 mm-es zúzottkővel érdesített,
- és cakkozott, fogazott.

Ezek mellett az acél drótkötélhurok vagy feszített, vagy feszítetlen állapotú, a beton pedig normál, vagy alacsony szilárdságú volt a kísérletek során. A kísérletek eredményeképpen a betonszilárdság a szerkezeti kapcsolat nyírási teherbírását növelő hatása egyértelműen bebizonyosodott s a legmarkánsabb hatást a fogazott felületkialakításnál tapasztalták. A kísérletek célja végül is annak a kiderítése volt, hogy az alkalmazott acél drótkötélhurok feszített, vagy feszítetlen voltának van-e hatása a nyírási teherbírására. S bár a feszített drótkötélhurok esetében a nyírási eltolódás nagyobb volt mint feszítetlen acélkötél esetében, az acél drótkötélhurok feszített voltának nem volt szignifikáns hatása a kapcsolat nyírási teherbírására.

2.10. Madsen – Moller és Rosetzky (1992)

„Normál és nagyszilárdságú beton érdesített szerkezeti kapcsolati hézagának nyírási teherbírása”

A tanulmány és az általa említett előző kutatások a sík, de érdes felületkialakítású szerkezeti-munkahézagok nyírási teherbírását vizsgálták átmenő vasakkal, ill. anélkül, különböző betonszilárdságok esetén. A munkahézag felületkialakítása háromféle volt:

- nyírt kapcsolat kialakítás, fogazás,
- sík és érdes felületű,
- sík és sima felületű munkahézag.

A teherbírás számítását a törési elmélet (képlékenységtan) alapján vezették le, és nagyon jó megegyezést kaptak az elmélet és a kísérletek között, ha a következőket betartották: mivel a beton nem teljesen képlékenyen viselkedő anyag, a beton szilárdságát az alkalmazhatóság végett egy módosító tényezővel kell szorozni. Ez a hatékony szilárdság, illetve hatékonyági tényező. (Ennek megválasztásának módját is megadják.) A kapcsolatban a súrlódási tényező értékét 0,75-re vették föl, miután az elvégzett kísérletek igazolták, hogy helyes kapcsolat kialakításnál ez megegyezik magának az anyagnak a súrlódási tényezőjével. Ehhez azonban megfelelő felületi kezelést kellett alkalmazni, a cementiszapot és a cementfilmet a felületről gondosan el kellett távolítani. A hatékonyági tényező értéke jelen tanulmány alapján kissé nagyobb valós szerkezeti hézagnál, mint megterhelt, „előrepesztett” esetben. Vasalás nélküli esetben különösen jól megfigyelhető, hogy a hatásossági faktor egyes tényezői szórása nagyobb, mint a súrlódási szögé. A kísérletek egy részénél két nappal később készült el a próbatest másik fele, a másik csoportnál alig egy nappal később, így az utóbbinál egy nagyon érdes felületű, szilárd munkahézagot képeztek ki.

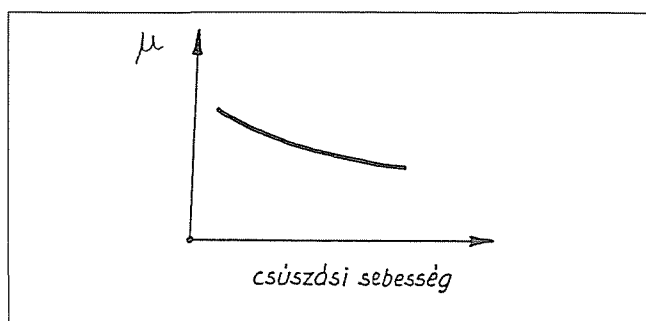
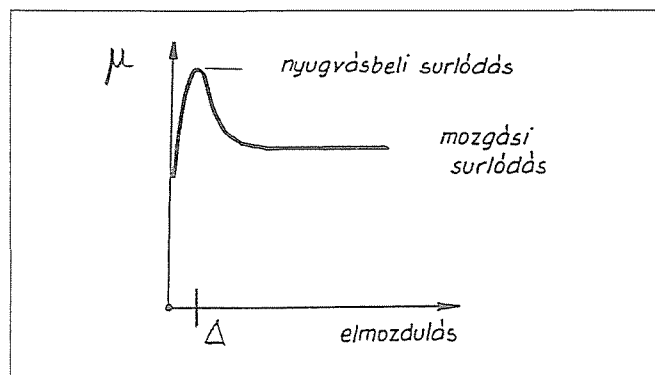
Az első típusú mintadarabok esetében a tönkremenetel egy próbatest kivételével a szerkezeti hézagban következett be, a másik csoportnál pedig egyéb helyeken. A kísérletek a fent említett befolyásoló tényezők hatását vizsgálták, és a tapasztalati nyírási teherbírás jó egyezése alapján a megadott képletek használhatóságát is igazolták. A tanulmány megadta a hatékonyági tényező számítási képletét is az általuk vizsgált (20-100 Mpa) betonszilárdsági tartományban.

3. A SÚRLÓDÁSI TÉNYEZŐ ELEMZÉSE

A következőkben vizsgáljuk meg, hogy mitől függ a súrlódási tényező. Az irodalom szerint az anyagi minőségtől, a súrlódó felület érdességétől, az adhéziótól, a kenés mineműségétől, a mozdulatlan érintkezés idejétől, a megterhelés sebességétől, az érintkező súrlódási gócoknak a rugalmasságától és a képlékenységi viselkedésétől, a felületi nyomás nagyságától, valamint a csúszás sebességétől.

A nyugvásbeli súrlódás általában száraz súrlódás, a mozgásbeli súrlódás pedig rendszerint kenőanyaggal csökkentett súrlódás. A súrlódás és az elmozdulás összefüggése egy nagyon sematizált görbével ábrázolható (1. ábra). A mozgásbeli súrlódás a csúszási sebességgel csökken, ez érezhető az autó fékezésekor (2. ábra).

1. ábra: A súrlódási tényező és az elmozdulás



2. ábra: A súrlódási tényező függése a csúszási sebességtől

Meg kell említeni, hogy a nyugvásbeli súrlódás is mozgással jár, mert az anyagoknak alakváltozása van. Ez a mozgás azonban nagyságrenddel kisebb, mint a mozgásbeli súrlódáshoz tartozó elcsúszás.

Itt említjük meg, hogy a súrlódásra vonatkozó vizsgálatok nagyrészt a mozgási súrlódásra vonatkoznak, mert hisz a gépészetben, közlekedésben a vasúti kerék megcsúszása, a fékezés, a kuplungtárcsa, a dróthúzás, a forgácsolás, a hengerlés stb. mind a mozgási tartományba esik. Általában ezeket vizsgálták a kísérletek során.

Miután nincs elméleti igazolás a súrlódási jelenségekre, és viszonylag kevés a kísérleti adat is, ezért a tervezői gyakorlatban nagy biztonságra törekcszenek.

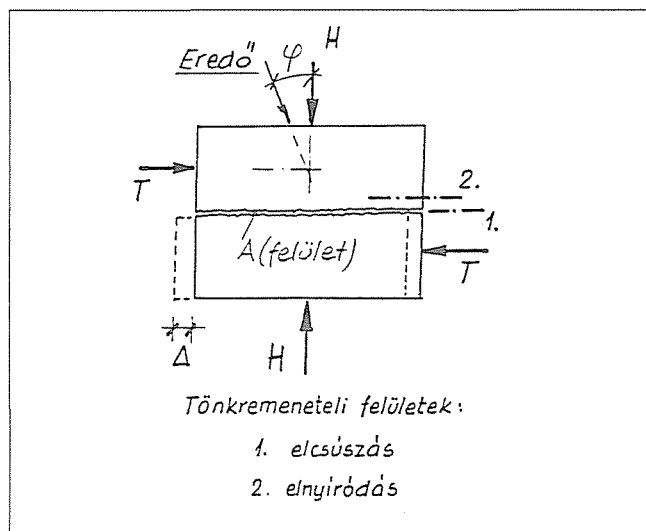
Mi jelenleg a nyugvásbeli súrlódással foglalkozunk, mert az építőmérnököknek az állékonyságvizsgálatokhoz főleg ez szükséges. (A csúszási biztonság meghatározásához a nyugvásbeli tényező alsó szélső értéke, a csúszó mozgási csuklóknál pedig a megcsúszás lehetőségének biztosítására éppen a felső érték érdekes.)

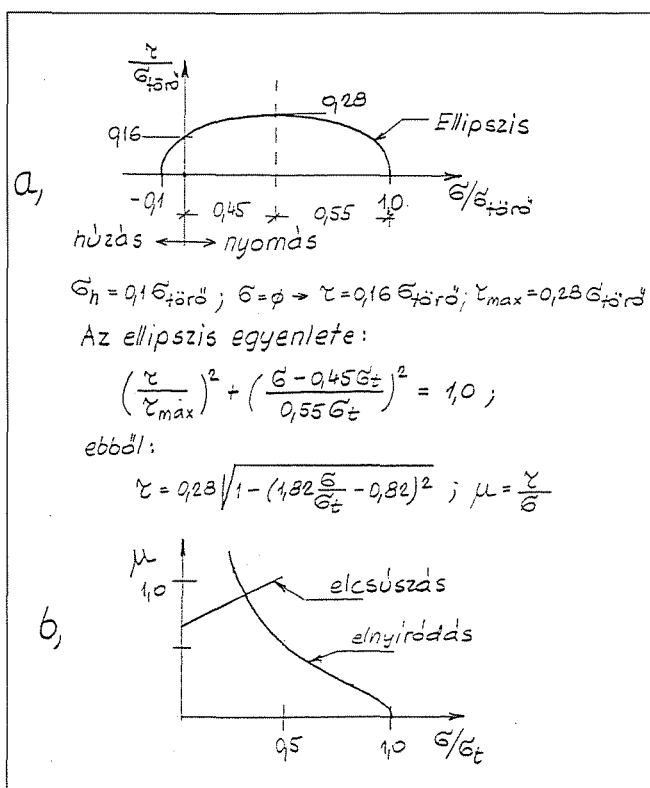
4. A BETON SÚRLÓDÁSA

A következőkben, mint az építőipari gyakorlatban fontos jelenséggel, a beton súrlódásával foglalkozunk. Vegyünk két próbatestet, amelyeket el akarunk egymáson csúsztatni. Két tönkremeneteli felület lehetséges (3. ábra). Az egyik az érintkező felület, a másik az érintkező felület mellett az anyagnak a felülete. A tönkremeneteli formák: az elcsúszás és az elnyíródás. Itt H az összeszorító erő, T az elcsúsztató erő, φ a súrlódási szög, $\mu = T/H$, a súrlódási tényező, és Δ a maximális T erőhöz tartozó elcsúszás.

Ha a betont nézzük, akkor a beton nyírási és nyomási szilárdsága (4/a. ábra) egy ellipszis jellegű görbével írható le.

3. ábra: A súrlódási ellenállás kimerülésének két módja





4. ábra: a. A beton nyírási törési összefüggése
b. A súrlódási tényező elméleti határai

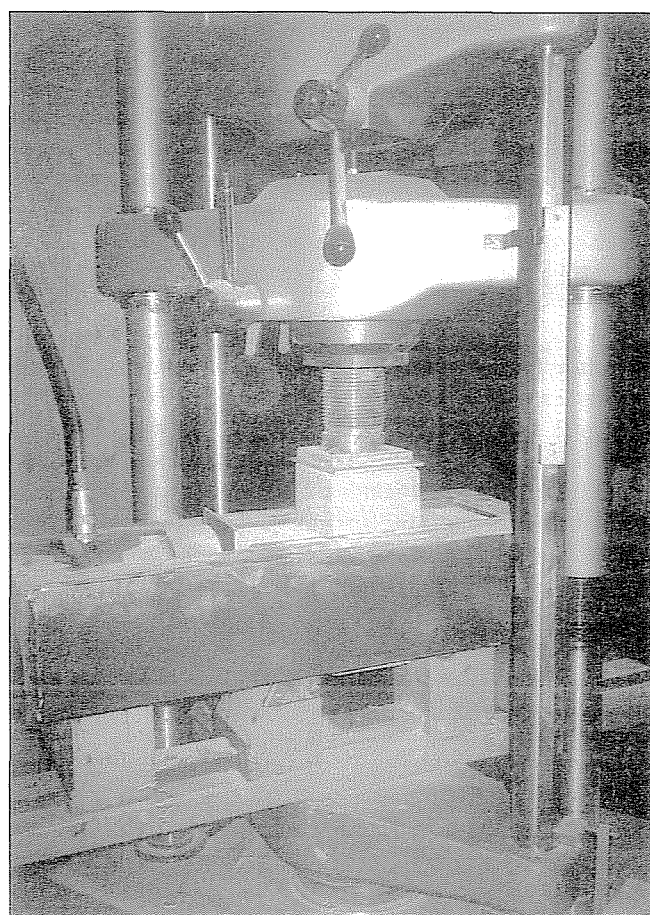
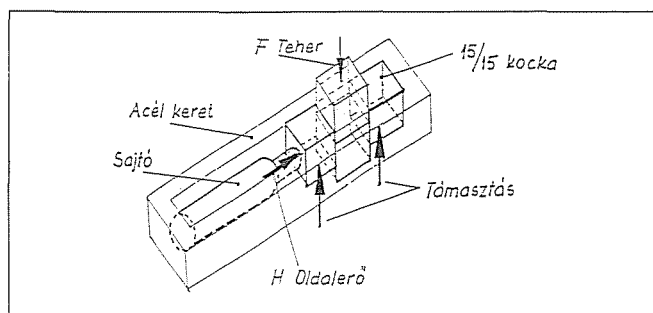
Ha a $\sigma_h = 0.1 \sigma_t$ feltevéssel élünk, akkor a Mohr féle törési elmélet szerint $\tau/\sigma_t = 0.16$ értékű a nyomásra terheletlen elem, a maximális értéke pedig $\tau_{max}/\sigma_t = 0.28$ a $\sigma = 0.45 \sigma_t$ helyen. Itt τ , illetve σ a vizsgált felülettel párhuzamos, ill. merőleges feszültség, a σ_t pedig a törési anyagszilárdság.

Ha μ a nyugvásbeli súrlódási tényező, akkor μ az elnyíró-dási esetben nem lehet nagyobb, mint τ/σ . Ha ezt a görbét a $\mu = \tau/\sigma$, azaz a súrlódási tényező szerint írjuk át, akkor a 4/a. ábra olyan alakot vesz fel, mint a 4/b. ábra görbéje. Az elcsúszási emelkedő egyenes a korábbi kísérleteknek megfelelő érték. A súrlódási tényező értéke kezdetben emelkedik egy kicsit a nyomás függvényében, (ezt már a korábbi irodalmi eredmények is tartalmazzák), majd a nyomási szilárdság harmadán-negyedén túlhaladva zérusig csökken, ahogy a töréshez közeledik az anyag. A tönkremenetel egyrészt az elcsúszási vonal mentén, másrészt az anyag-tönkremenetel mentén kell, hogy lejátsszódjon, tehát a μ súrlódási tényező nem állandó, hanem a σ_t nyomási tönkremenetel felé tartóan csökkenő érték.

5. A KUTATÁS MÓDSZEREI

A kutatás elsősorban kísérleti kutatás volt, melynek során különböző szilárdságú betonok súrlódási tényezőit kívántuk

5. ábra: A kísérleti berendezés



6. ábra: A kísérleti berendezés fényképe

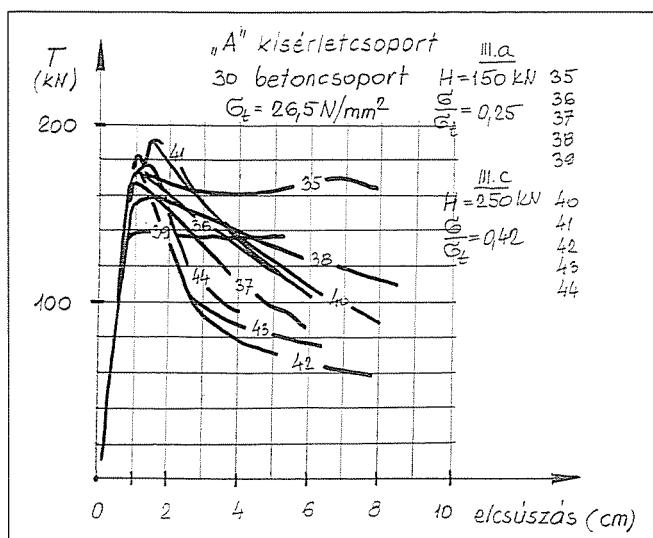
meghatározni különböző körülmények között. Így vizsgáltuk a beton nyomószilárdságának, a beton nedvességállapotának és a beton hőmérsékletének, valamint a felületek érdességének hatását a súrlódási tényezőre, majd ezen hatások kiértékelésénél matematikai, statisztikai módszereket használtunk.

A kísérleti berendezés elve az 5. ábrán látható. Egy acélkeretbe oldalirányba be van téve egy Lucas-sajtó, ami két 15/15 cm-es kockát nyom össze, a törőgép pedig egy 15/30 cm-es hasábot kinyom közülük, s így két felületen jelentkezik a súrlódás. Ezzel be lehet állítani, hogy a különböző nyomásértékhez mekkora súrlódási tényező adódik. A kockákat acél zsuzóformában gyártották. A vizsgálati berendezés-, és a vizsgálatok fényképét az a 6. ábrán láthatjuk.

6. A SÚRLÓDÁSI KÍSÉRLETEK ELSŐ CSOPORTJA (A)

6.1 A betonszilárdság

A vizsgálatokhoz három különböző betonszilárdságot kívántunk alkalmazni, hogy a betonszilárdság hatását is vizsgálhasuk. A tervezett három szilárdsági osztály C12, C20 és C30 voltak. (A 15 cm-es kockákat a BVM Épelem Kft gyártotta.) A tényleges betonszilárdságot Schmidt-kalapáccsal ellenőriztük. A Schmidt-kalapáccsal vizsgálat kiértékelésére az ÉTI összefüggését használtuk. E szerint a beton kockaszilárdsága $\sigma_k = R-10$ (N/mm²) képletből számítható. A képletet ellenőriztük 10. előzetesen kalapáccsal megvizsgált kocka törésével is, a visszapattnási érték $30 \leq R \leq 50$ értéktartomány között. Minden kockát 10 ütessel vizsgáltunk, és betoncsoportonként meghatároztuk az átlagos szilárdságot. Az átlagos nyomási



7. ábra: Néhány jellegzetes súrlódási elmozdulás diagram („A” kísérletcsoport)

hasábszilárdságot az átlagos kockaszilárdság 80 %-ára vet-tük. Így a következő értékeket kaptuk:

12 betoncsoport: 33 kocka $\sigma_k = 33 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_p = 26,4 \text{ N/mm}^2$
 20 betoncsoport: 97 kocka $\sigma_k = 32,4 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_p = 25,9 \text{ N/mm}^2$
 30 betoncsoport: 84 kocka $\sigma_k = 34 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_p = 26,5 \text{ N/mm}^2$.

Itt σ_k a kockaszilárdság, és σ_p a hasábszilárdság (prizmaszilárdság).

Így egyértelművé vált, hogy mindhárom betoncsoport körülbőlül C20 szilárdságúra sikerült. Ezután mindhárom csoportra az átlagos nyomószilárdságot

$\sigma_p = 26,5 \text{ N/mm}^2$ -re vettük.

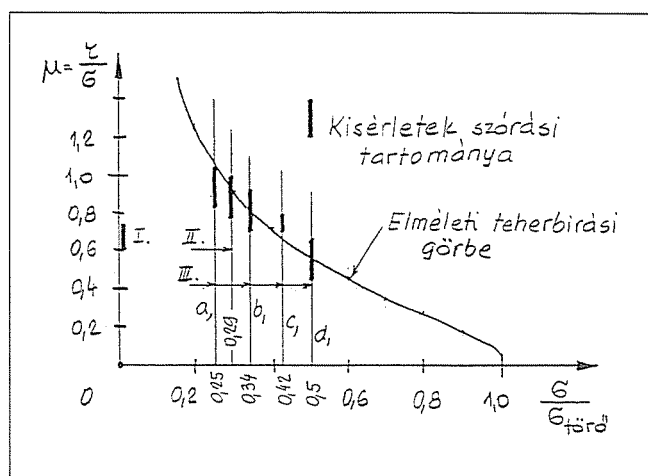
Az adatokban a Csák Béla korábbi előkísérletei CsB betoncsoportjának átlagos nyomószilárdsága hasonló módon kiértékelve $\sigma_p = 30 \text{ N/mm}^2$ -re adódott. Ez közel azonos az előző eredménnyel, így mind a négy csoportot C20 szilárdságúnak tekintettük az A csoport vizsgálatánál.

6.2 A KÍSÉRLETEK

A kísérletek során a súrlódást légszáraz betonkockákon, szobahőmérsékleten vizsgáltuk. Az összeszorító erőt 4 lépcsőben alkalmaztuk, $H = 150, 200, 250, 300 \text{ kN}$ értékben. A kísérlet során az olajnyomást kézi vezérléssel úgy szabályoztuk, hogy az összeszorító erő értéke állandó legyen. Mértük az F kitoló-erőt, és a kitolási elmozdulást. Meghatároztuk az eltolódásnak azt a Δ értékét, melynél a kitoló erő maximumát érte el. Ez az érték 10-20 mm volt. A τ nyírófeszültség és a Δ kitolási érték hányadosa adja az $S = \tau/\sigma$ elcsúszási merevséget a stabil szakaszon. A maximum elérése után a csúszás felgyorsul csökkenő értékű F kitoló erő mellett. Néhány kitolóerő-elmozdulás diagram a 7. ábrán látható. Az összefoglaló értékelést az 1. táblázatban, az elméleti görbével történő összehasonlítást a 8. ábrán láthatjuk. Az 1. táblázatban I. jel alatt feltüntettük a Dulácska-Varga (1981) szerinti értékeket is. A II. alattiak az

1. Táblázat: Az „A” kísérletcsoport eredményei

Jel	Sorszám	$\sigma_{\text{törő}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	H (kN)	$\sigma/\sigma_{\text{törő}}$	μ alsó-felső
I.	—	12,0	—	0,00	0,60-0,74
II.	1 – 10	30,0	200	0,29	0,77-0,98
III. a	15-19, 35-39, 50-53	26,5	150	0,25	0,82-1,01
III. b	20-24, 55-59	26,5	200	0,32	0,69-0,94
III. c	25-29, 40-44	26,5	250	0,42	0,70-0,78
III. d	30-34, 45-49, 60-64	26,5	300	0,50	0,43-0,67



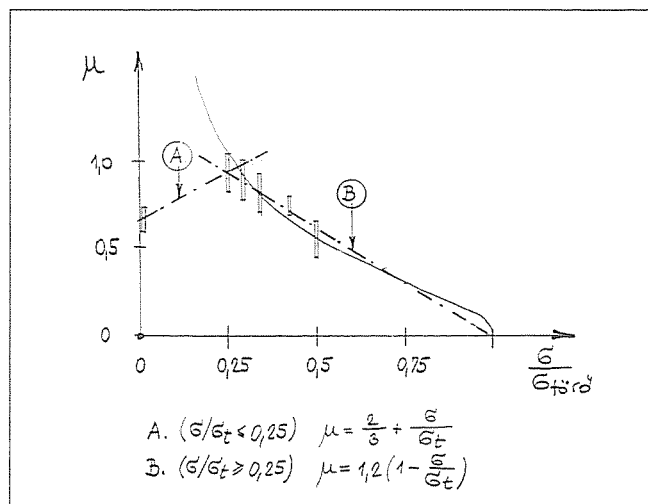
8. ábra: Az „A” kísérletcsoport kísérlet eredményei

előkísérleteink, a III. alattiak pedig a későbbi kísérleteink eredményeit mutatják.

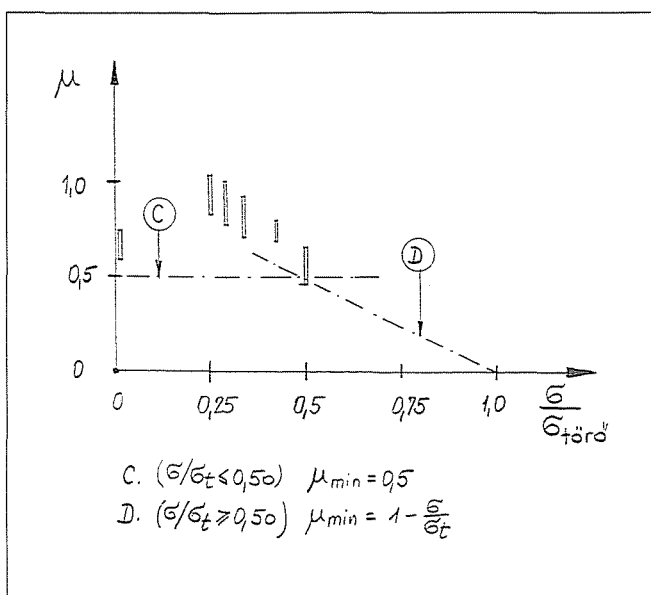
Az összehasonlítás mutatja, hogy a kísérleti eredmények az elméleti görbének jól megfelelnek, azaz egy maximum után a súrlódási tényező annál kisebb, minél jobban közeledik az összeszorító feszültség a beton nyomási törőszilárdságához.

6.3 A C20 szilárdságú száraz beton súrlódási tényezője

Mint a 8. ábrából egyértelműen kitűnik, az állandó értékű súrlódási tényezőre vonatkozó Coulomb-tétel nem helytálló, mert a súrlódási tényező az összeszorító erő függvényében nem állandó, hanem kezdetben növekszik, azután pedig csökken. Kérdés, hogyan lehet ezt a számításokban figyelembe venni. A 9. ábrán bemutatjuk, hogy a kísérletek átlagos értékeit hogy közelíthetjük meg két egyenessel. Így az „a” esetben $\sigma/\sigma_t \leq 0,25$ korlát alatt, és a „b” esetben $\sigma/\sigma_t \geq 0,25$ korlát felett a beton súrlódási tényezője a következő összefüggésekkel közelíthető meg:



9. ábra: Javasolt összefüggés a beton súrlódási tényezőjének átlagos értékére



10. ábra: Javasolt összefüggés a beton súrlódási tényezőjének alsó szélsőértékére

„a” eset, $\sigma/\sigma_t < 0,25$: $\mu = 0,67 + \sigma/\sigma_t$
„b” eset $\sigma/\sigma_t \geq 0,25$: $\mu = 1,2 (1 - \sigma/\sigma_t)$

Ha csak a súrlódási tényező alsó szélsőértékére van szükségünk, akkor alkalmazható egy olyan megközelítés, hogy hagyjuk a Coulomb-féle állandó súrlódási tényezőt, de korlátozzuk az érvényességi határát pl. a beton nyomószilárdsága 1/2-éig („c”), és onnan egy csökkenő tendenciát vezetünk be („d”). Ezt a 10. ábrán láthatjuk.

7. A SÚRLÓDÁSI KÍSÉRLETEK MÁSODIK CSOPORTJA (B)

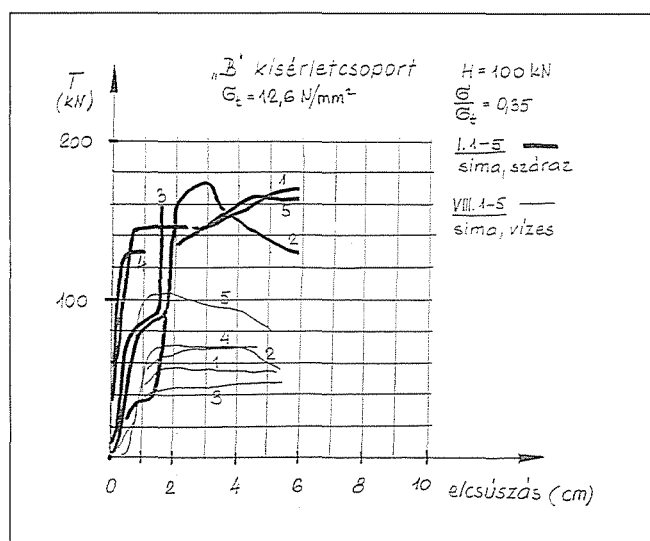
7.1 A betonszilárdság

A második csoport vizsgálatánál egy másik betonelemgyártó Kft.-vel készítettük a kockákat, mert nem láttuk biztosított-nak, hogy az általunk kívánt kockaminőséget a BVM biztosítani tudja. (Túl jó minőségű kockákat készítettek az A-csoportnál.)

Miután az A csoport összes kockája C 20 minőségűre sikerült, a B csoport kockáit C10 minőségűre kívántuk beállítani, hogy a betonminőség hatása – ha van ilyen – jelentkezzen. A vizsgálatban 55 kísérletet végeztünk, összesen 200 db kockával.

Először a próbakockák szilárdsági vizsgálatára került sor. A kockaszilárdságot az MI.15001 javaslatára illesztett $\sigma_k = A + B \cdot R + C \cdot R^2$ (N/mm²) képlettel számítottuk ki (ahol $A = 10$, $B = -1,31$ és $C = 0,059$). Az eredményeket végignézeve megállapítottuk, hogy a felhasznált beton próbatestek minősége nagyjából egyenletesnek tekinthető.

Az átlagos kockaszilárdságra így módon $\sigma_k = 15,23$ N/mm²-t kaptunk (az eredmények szórása 1,32 volt). Megjegyzésképpen: ha az ÉTI által javasolt $\sigma_k = R-10$ (N/mm²) képletet alkalmaznánk, akkor a $\sigma_k = 15,56$ -os, a szórásra 1,46-os eredményt kapnánk, a két módszer eredményei közötti különbség tehát nem számottevő. Mindezek alapján azt mondhatjuk, hogy a kísérletekhez felhasznált kockák átlagos hasábszilárdsága (értékét a kockaszilárdság 80 %-ára felvéve) 12,6 N/mm²-re vehető, vagyis a betonminőség körülbelül C 10-nek mondható.



11. ábra: A „B” kísérletcsoport sima – száraz, ill. sima – vizes próbatestjeinek erő – eltolódás diagramjai

7.2 A kísérletek

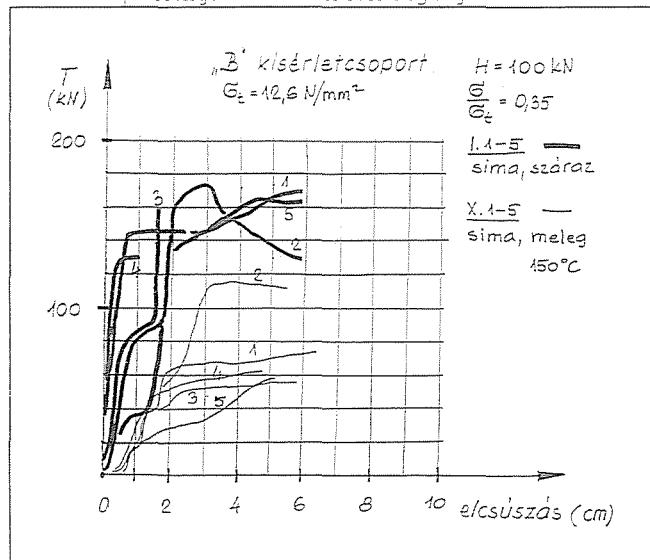
A B csoport kísérletei során a korábban az A csoportnál alkalmazott kísérleti berendezést és módszert alkalmaztuk. (Lásd az 5. és a 6. ábrákat.) Az összenyomó erő nagyságát három értékre vettük fel: 100, 200, illetve 270 kN -ra, ami a σ_p törési hasábszilárdság 35, 70, illetve 95 %-ának felel meg.

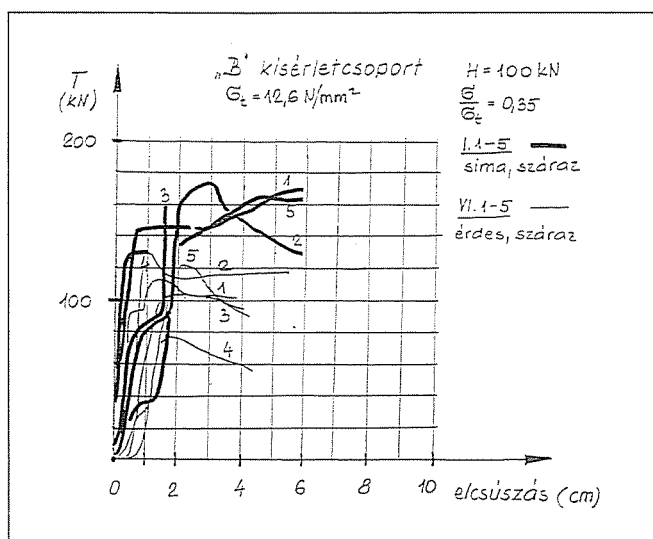
A kísérleti berendezéshez kapcsolt regisztráló műszer kirajzolta az állandó összenyomó erő mellett az elmozdulás-csúsztatóerő diagramokat. A csúsztatóerő legnagyobb értékeit és a hozzátartozó súrlódási tényezők nagyságát az 2. táblázatban láthatjuk. Az eredmény néhány jellegzetes diagrammreget a 11, ill. 12, és 13. ábrákon mutatjuk be. Látható, hogy a maximum eléréséhez viszonylag nagy eltolódás tartozik

A kísérletek során azt is vizsgáltuk, hogy befolyásolja-e az előzetes feltételezés szerint a beton súrlódási tényezője értékének alakulását az érintkező betonfelületek érdessége, a felületek benedvesedése, vízzel telítődése, a beton hőmérséklete, és hogy a korábban megismert függőségek (pl. a nyomóerő és a törőerő hányadosa) érvényesek-e ezen esetekben is.

A kockák melegítését kemencében való felfűtéssel oldottuk meg, úgy, hogy a kísérlet idejére legyen a hőmérsékletük 150 C°.

12. ábra: A „B” kísérletcsoport sima – száraz, ill. sima – meleg próbatestjeinek erő – eltolódás diagramjai





13. ábra: A „B” kísérletcsoport sima – száraz, ill. érdes – száraz próbatestjeinek erő – eltolódás diagramjai

Az érdesítést a zsaluzatba helyezett érdes csiszolópapírral végezték, melynek maradványait a kocka felületéről kikéféltük.

7.3 A különböző paraméterek változása hatásának szignifikancia-vizsgálata

A kiértékelés első lépéseként Fisher (1946) és (1956) alapján statisztikai próbát végeztünk (F-próba), annak eldöntésére, hogy a kísérletek során változtatott tényezők (faktorok) hatása a mérési eredmények alakulása szempontjából meghatározó (szignifikáns) volt-e vagy sem.

Az egyfaktoros statisztikai próbák eredményei alapján azt mondhatjuk, hogy az összeszorító erő hatása a kitolóerő alakulására meghatározó volt a sima felületű, a vízzel bespriccelt, az áztatott és a felmelegített betonkockák esetében, viszont az érintkező felületek érdességét változtatva nem volt szignifikáns az erő hatása.

A súrlódási tényező értékének alakulását tekintve elmondható, hogy a H összeszorító erő értékének növelésével (ahogy közelít a törőerőhöz) a súrlódási tényező értéke csökken. E csökkenés mértéke legnagyobb a sima, légszáraz betonkockáknál, az egy napig áztatott kockák esetében pedig csekély mértékű növekedés volt tapasztalható. A felület érdesítésének hatása szintén azt okozta, hogy a súrlódási tényező értéke az alaphelyzethez képest 36-42 %-ára csökkent.

A szignifikáns hatások kiválasztásának alapja a statisztikai F-próba. Ezzel normális eloszlásúnak feltételezett kísérlethalmaz esetében el tudjuk dönteni, hogy az egyes tényezők, faktorok vajon meghatározó módon befolyásolják-e a végeredményt. Azaz egy adott konfidencia szinten (vagyis valószínűségi szinten) a szabadsági fokok által meghatározott kritikus

érték vajon kisebb-e, mint a kísérleti adathalmaz valamelyik paraméterének tulajdonítható eltérések alapján becsült teljes variancia és a véletlen eltérések alapján becsült teljes variancia hányadosa.

Ezeket felhasználva adott, állandó nagyságú nyomóerő mellett szignifikáns hatásúnak mondhatók a következő esetek:

- a felületi érdesség változásának hatása
- a benedvesítés hatása
- az áztatás hatása
- a hőmérséklet hatása,

de nincs szignifikáns hatása a nedvességnek akkor, ha a vízzel áztatott és a bespriccelt betonkockák esetét hasonlítjuk össze. Vagyis az eredmények alakulása szempontjából nincs markáns hatása annak, hogy a nedvesítés rövid idejű volt, vagy áztató jellegű.

Annak eldöntésére, hogy két tényező egyidejű változása-kor vajon megmarad-e az egyes tényezők szignifikáns hatása (főhatás), illetve befolyásolja-e az egyik faktor változása a másik faktor hatását a súrlódási tényező alakulására (kölsönhatás), az ún. kétfaktoros F-próbát végeztük el. A kiértékelést elvégezve, és összefoglalva a szignifikancia vizsgálati eredményeket azt mondhatjuk, hogy az egyes vizsgált változók főhatása megmarad, a kölcsönhatások esetében viszont a számított érték nem éri el a kritikus F-értéket. Ez azt jelenti, hogy az egyik tényező változtatásának hatása nem befolyásolja számottevően a másik tényező hatását.

A hatások mértékét és jellegét összehasonlítva a következőket mondhatjuk:

- ahogy növeljük a nyomóerőt (nő a σ/σ_c), úgy csökken a súrlódási tényező értéke a korábban javasolt képletnek megfelelően, ennek a mértéke csak a felületek érdesítése esetében volt csekély mértékű és nagyobb szórású;
- a légszáraz kockákkal elvégzett kísérleteket alapul véve a vízzel bespriccelés és az áztatás is csökkentette a súrlódási tényezőt, nagyjából azonos mértékben;
- a szobahőmérséklet 150 C°-ra való növelésének is az lett a hatása, hogy a súrlódási tényező jelentős mértékben lecsökkent.

A súrlódási tényező alakulását az egyes esetekben a 2. táblázat tünteti fel, az egyes változó paraméterek hatásának grafikus ábrázolása pedig a 14. ábrán látható.

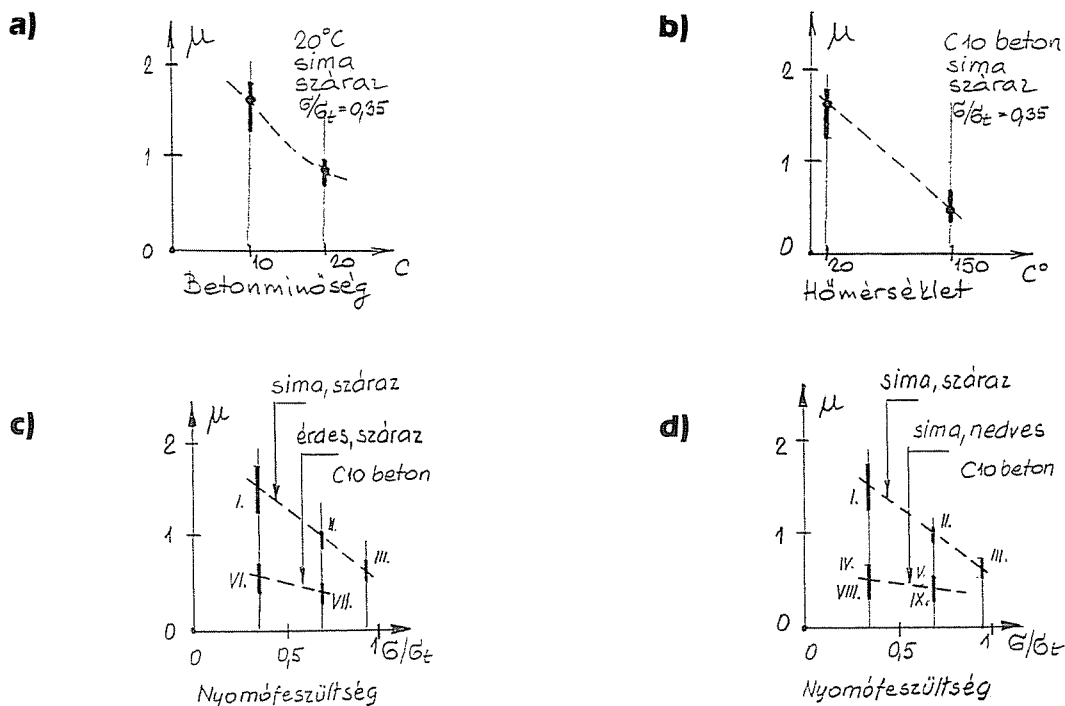
Összességében elmondható, hogy a vizsgált változók hatása a súrlódási tényezőre egyértelműen bizonyítható, a normál esetet alapul véve a nedvesedés, a felületek érdesítése, illetve felmelegítése a súrlódási tényező értékét mintegy harmadára felére csökkenti.

A korábbi kísérletek eredményeivel összehasonlítást végezve szembetűnő az, hogy a gyengébb betonminőségnél a súrlódási tényező értéke magasabb az adott σ/σ_c tartományon belül, azaz a betonminőség növelése csökkentette a súrlódási tényezőt.

Az eddigi ismereteinkhez képest teljesen új és ellentmondó, hogy az érdekes betonfelületnek a súrlódási tényezője

2. Táblázat: A „B” kísérletcsoport eredményei

Jel	Sorszám	$\sigma_{törő}$ (N/mm ²)	H (kN)	$\sigma/\sigma_{törő}$	μ alsó-felső	Állapot
I.	1-5	12,6	100	0,35	1,32-1,78	sima, száraz
II.	1-5	12,6	200	0,70	0,86-0,99	sima, száraz
III.	1-5	12,6	270	0,95	0,53-0,74	sima, száraz
IV.	1-5	12,6	100	0,35	0,29-0,64	sima, nedves
V.	1-5	12,6	200	0,70	0,39-0,54	sima, nedves
VI.	1-5	12,6	100	0,35	0,39-0,66	érdes, száraz
VII.	1-5	12,6	200	0,70	0,27-0,46	érdes, száraz
VIII.	1-5	12,6	100	0,35	0,29-0,53	sima, áztatott
IX.	1-5	12,6	200	0,70	0,26-0,38	sima, áztatott
X.	1-5	12,6	100	0,35	0,29-0,58	sima, meleg
XI.	1-5	12,6	200	0,70	0,24-0,37	sima, meleg



14. ábra: A súrlódási tényező különböző paraméterektől függő változása („B” kísérletcsoport)
a: a betonszilárdság hatása, b: a hőmérséklet hatása, c: az érdesség hatása, d: a nedvesség hatása

kisebb, mint a sima betonfelületé. Ennek a meglepő körülménynek valószínűleg az a magyarázata, hogy miután a beton húzási szilárdsága a nyomószilárdságnak csak mintegy tizede, és a nyírási szilárdságnak mintegy 60 %-a, az érdességet képező beton csúcsocskák a hajlítási hatások miatt letöredeznek, és a két felület között gördülő elemeket képeznek. A gördülő súrlódás súrlódási tényezője pedig kisebb a csúszó súrlódásénál.

A gyengébb beton magasabb súrlódási tényezőjét az indokolhatja, hogy a beton képlékeny tulajdonságai a növekvő betonszilárdsággal csökkennek. Tekintve, hogy a megcsúszás a 25 %-nál nagyobb nyomási kihasználtság esetében a felület képlékeny alakváltozásával jár, a nagyobb képlékeny alakváltozási képesség nagyobb súrlódási tényezőt eredményezhet.

A vizsgálatokhoz alkalmazott betonszilárdság tartományát a laboratóriumunk műszaki paraméterei (pl. a sajtók kapacitása), és az anyagi lehetőségek behatárolták. Eredményeink így a vizsgált tartományon belül érvényesek, és nem ajánlatos azokat extrapolálni, különösen nem az igen nagyszilárdságú (HSC) betonok eseteire.

Igy pl. a 14/a ábra diagramja egyenes, mert két pontot kellett összekötni. Nyilvánvaló azonban, hogy a görbének vízszintes (vagy közel vízszintes) érintőhöz kell futnia, mert az igen nagyszilárdságú betonnak is kell legyen súrlódási tényezője. Ezt azonban csak többféle betonszilárdsággal végzett kísérlettel lehetne kimutatni.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A kísérleti kutatás során a beton nyugvászeli súrlódási tényezőjének kérdésével foglalkoztunk. Megállapíthattuk, hogy a Coulomb tétellel ellentétben az nem anyagállandó, hanem az igénybevételi szinttől függ. A jelenséget betonok és különböző feltételek esetében kutattuk, és kísérleteink alapján javaslatot adtunk a C 20 minőségű, sima, száraz beton új súrlódási tényezőjére.

Vizsgáltuk különböző paramétereknek a súrlódási tényezőre való hatását. Ezeknek az alapján lényeges, új, eddig nem ismert megállapításaink a kísérletek során vizsgált szilárdsági tartományon belül a következők:

- A beton szilárdságának növelése csökkenti a súrlódási tényezőt, illetve a szilárdság csökkentése növeli a súrlódási tényezőt.
- A beton nyomási kihasználtsága az 50 %-os szintig nem csökkenti a súrlódási tényezőt, az 50-100 %-os kihasználtság területén pedig a súrlódási tényező fokozatosan csökken.
- A nedvesség hatása jelentősen csökkenti a súrlódási tényezőt.
- A 20 C°-ról 150 C°-ra való felmelegedés hatására mintegy felére csökken a súrlódási tényező.
- A korábbi elképzelésektől eltérően a betonfelület érdesítése nem növelte, de csökkentette a súrlódási tényezőt. Miután az érdesítés fogalma nincs még egyenlőre tisztázva, a területen további kísérletek lennének indokoltak.
- A súrlódási tényező maximális értékének eléréséhez nagy, cm nagyságrendű eltolódás szükséges. Ez a körülmény óvatosságra intheti a tervezőt a súrlódási tényező kihasználása esetén, mert lehet, hogy maguk a szerkezetek nem bírják elviselni a teljes súrlódáshoz tartozó nagy eltolódással járó igénybevétel átrendeződéseket.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A dolgozat az MTA-BME Vasbeton Kutatócsoportban készült, az OTKA T-007310 téma keretében végzett kutatások alapján.

10. HIVATKOZÁSOK

- Anderlik, E.-Feimer, L. (1934): „Mechanika”, Pallas Irodalmi és Nyomdai R.T. Budapest.
Cholnoky T. (1960): „Mechanika”, Tankönyvkiadó, Budapest.

Dulácska Zs.-Varga Zs.(1981): „A tapadósúrlódás és valószínűségelméleti értékelése.” *Építés, Kutatás, Fejlesztés*, 1.szám.

Fisher, R. (1946): „Statistical Methods for Research Workers”, Oliver and Boyd, Edinburg

Fisher, R. (1956): „Statistical Methods and Scientific Inference”, Oliver and Boyd, London

Hardy, W. B.-Hardy, T. V. (1919): „Note on Static Friction and the Lubricating Properties of Certain Chemical Substances”. *The Philosophical Magazine*, London, Vol.39. No.223. p.32

Kalischky S. (1991): „Mechanika”, Tankönyvkiadó, Budapest.

Kármán T. (1967): „A hajlított vasbetontartó nyomott-nyírt zónájának teherbírásával kapcsolatos kísérletek”. (*Kutatási eredmények a szilárdságtan tárgyköréből*.) Építéstudományi Intézet Tudományos Közlemények, 60. Budapest.

Kézdí Á. (1972): „Talajmechanika”, Tankönyvkiadó, Budapest .

Koczkás E. (1965): „A súrlódási tényezők értékeinek vizsgálata”. Disszertáció, BME Könyvtár.

Kragelszkij, I. V.-Vinogradova, I. E. (1961): „A súrlódási tényező”, *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest.

Kupfer, H. (1979): „Versuche zur Ermittlung des Reibungsbeiwertes zwischen Betonfertigteilen unter Berücksichtigung”. T.U.München, Lehrstuhl für Massivbau .

Kupfer, H. – Daschner, F.(1982): „Versuche zur Schubkraftübertragungen in Rissen von Normal und Leichtbeton”. *Bauingenieur*, 57. S.57-60.

Madsen, K.-Moller, N.-Rosetzky, Th.(1992): „The Shear Strength of Rough Construction Joints in Normal and High-Strength Concrete”. Danish Engineering Academy. Miscellaneous Papers in Civil Engineering, 35-th Anniversary of the Danish Engineering Academy

Maissen, A. (1993): „Festkörperreibung”. *Schweizer Ingenieur und Architect*. Nr. 3. pp.25-29.

Szily K. (1920): „Mechanika”, Műszaki Könyvkiadó és Sokszorosító Intézet, Budapest.

Tepfers, R. (1977): „The Shear Strength of Construction Joints, Reinforced With Loops of Steel Wire Rope, Between Concrete Walls and Concrete Floor Slabs”. Chalmers University of Technology, Dept. of Building Technology Fack. S.402 20 Göteborg, Publication 77/11.

Tschebotarioff, G.P. – Welch, J. D. (1948): „Lateral Earth Pressures and Friction between Soil Minarals”. II.Int.Conf.Soil Mech. and Found. Engg.Vol.VII. p.135.

Vesa, M. (1987): „Horizontal Shear Strength at the Interface in Composite Concrete Structures”. FIP 8 th. Congres. Technical Contribution.

Weiss, R.(1977): „Ein Haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit Geschädigter Betone”. Dissertation, Braunschweig .

Dulácska-Csák-Orosz (1996): „Zárójelentés az OTKA T 007310 téma keretében elvégzett kutatásról”.

Finstervvalder, U.–Jungwith, D.–Baumann, T.(1974): „Tragfähigkeit von Spannbeton-balken aus Fertigteilen mit Trockenfugen quer zur Haupttragrichtung”. *Bauingenieur*, 49. S.1-10.

Tassios, T. P.: „Concrete-to-Concrete Friction and Interlocking”, Intern. Symposium on the Fundamental Theory of R. C. and P. C., 18-20.Sept. 1986., Nanjing, China (W.E.Vintzeleou).

Tassios, T. P.: „Fundamental mechanism of force-transfer across reinforced concrete critical interfaces”. CEB Workshop of Comissions II. and IV., Karlsruhe, W.Germany, 1921 /11/86 (CEB Bulletin 178/179 – 1987).

Tassios, T.P.: „Concrete-to-Concrete friction”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 113. N° 4., April 1987 (W.E. Vintzeleou).

Tepfers, R. (1979): „Neue Verfahrens für die Ausführung von Wohnbauten aus Beton”. *Beton u. Stahlbetonbau*, 5 S.124-128.

Dr. Dulácska Endre professor emeritus, okl. építészmérnök, a műszaki tudomány doktora. Munkahelyek: 1950-1982 BUVÁTI, 1982-1991 Tervezés-fejlesztési és Technikai Építészeti Intézet (TTI), 1991- BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék. Tagság: *fib* Magyar tagozata, IASS (Térbeli és Héjszerkezetek Nemzetközi Egyesülete), EAAE (Európai Földrengésmérnöki Egyesület), IAEE (Nemzetközi Földrengésmérnöki Egyesület), IABSE (Hid- és Szerkezetépítő Mérnökök Nemzetközi Egyesülete), Magyar Mérnöki Kamara. Díjak: 1990 Eötvös díj, 1994 Akadémiai díj, 1998 Széchenyi díj. Tevékenység: Épületek tartószerkezeteinek tervezése, megerősítése és az ehhez kapcsolódó szakértői tevékenység. Kutatási terület: héjszerkezetek stabilitása, szerkezet és talaj együttdolgozása, épületkár prognózis, szerkezetek viselkedése földrengésre, beton-, vasbeton-, feszített vasbeton-, falazott- és faserkezetek viselkedése. Publikációinak száma (könyv, könyvrészlet, cikk) több mint 200. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Csák Béla, okl. építészmérnök, egyetemi docens, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszéke. Fő kutatási területi: földrengés, dinamikus hatások, szél, robbantás, ipari közlekedési rezgések, elő- és utófeszített vasbeton szerkezetek tervezési kérdései.

Orosz László, okl. építészmérnök, a Bercsényi Kollégium igazgatója. A Szent István Egyetem Tájépítészeti-, -védelmi és -fejlesztési Kar Kerttechnikai és Műszaki Tanszékén tanársegédként a statika, a szilárdságtan és a vasbetonszerkezetek tárgyak oktatója. A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén doktorandusz. Fő kutatási területe: súrlódás.

FRICION OF CONCRETE

Dr. Endre Dulácska – Dr. Béla Csák – László Orosz

In the frame of the research work we analysed and discussed the question of friction coefficient. We proved that in contrast with Coulomb's theory, the friction coefficient is not constant, but it depends on the stress level, the humidity, the temperature and the roughness of the surfaces. We showed this phenomenon in the case of concrete, and based on our experiments. We proposal the new friction coefficient law. From this law of the friction coefficient is constant to half of the failure strength, and after this decrease to zero. The coefficient decreases to effect of the humidity and the warming of the surfaces respectively. The friction coefficient decrease by the roughness of the concrete surface.

11. A TÉMAKÖRHÖZ TARTOZÓ TOVÁBBI IRODALOM

Brungraber, R. J. (1977): „A New Portable Tester for the Evaluation of the Slip-Resistance of Walkway Surfaces”. US. Department of Commerce National Bureau of Standards, Washington. DC.

Csák-Dulácska-Orosz (1997): „Friction Test of Concrete”. *Periodica Polytechnica*, Techn.Report, TR 97 AR 02

Dulácska-Orosz (1992): „A Coulomb féle súrlódási törvény korrekciója”. *Építés-Építészettudomány*, 207 old.

Június 6-9 között hatodik alkalommal szervezte meg az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság (EMT) Építéstudományi Szakosztálya éves rendezvényét, az ÉPKO-t. A konferenciának immár harmadszor a csíksomlyói Jakab Antal Tanulmányi Ház adott otthont.

A rangos találkozóra nagyszámú résztvevő jelentkezett, Magyarországról 110-en, Romániából 60-an és Svédországból egy személy érkezett Csíksomlyóra. Magyarországi oktatási intézetek – a BME Építőmérnöki Kara, a győri Széchenyi István Egyetem – magas szinten képviseltették magukat. A BME Építőmérnöki Karának dékánja, dr. Farkas György valamint több tanszékvezető is megtisztelte rendezvényünket, a Széchenyi István Egyetemet többek között dr. Horvát Ferenc képviselte.

Rendezvényünkön társszervezeteink is jelen voltak: a *fib* magyar tagozatát dr. Balázs L. György elnök és dr. Madaras Gábor alelnök, a Közlekedéstudományi Egyesületet dr. Kazinczy László elnökségi tag, az Építéstudományi Egyesület pedig Seenger Pál képviselte.

Az ÉPKO 2002 konferencia védnökei Pál József, a MÁV Rt. vezérigazgató helyettese – mivel személyesen nem tudott eljönni, dr. Zsákai Tibor képviselte – és Borsody Zoltán a csíkszeredai Trazmar Rt. igazgatója.

A romániai résztvevők a kolozsvári, a temesvári illetve a nagyváradi műszaki egyetemekről érkeztek, valamint több erdélyi intézmény és vállalat is képviseltette magát.

Felemelő érzés együtt látni a szakma ennyi kiválóságát, akik eljönnek azért, hogy találkozzanak, bemutassák tudományos tevékenységüket, véleményt cseréljenek szakmai kérdésekről, új kapcsolatokat teremtsenek és nem utolsósorban azért, hogy barátaikkal találkozzanak.

A pénteki nap egy tanulságos és nagyon kellemes kirándulással telt el. Megismerkedtünk a Gyergyói medencével, a szárhegy Lázár-kastéllyal, majd a festői Gyilkos tavat és a Békási szorost látogattuk meg.

Szombaton az ünnepi megnyitó után az EMT Építéstudományi Szakosztálya diszoklevéllel tüntette ki azokat, akik hozzájárultak az EMT és a magyarországi szakmai szervezetek kapcsolatának kialakításához, valamint tevékenységükkel előmozdították az erdélyi tudományos élet fejlődéséhez. Az idei kitüntetettek: dr. Balázs L. György, dr. Kazinczy László, Polgár László, dr. Mihalik András és Jancsó Árpád.

A dr. Farkas György által megtartott plenáris előadás után – mely a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén végzett kutá-

tásokról szólt – az előadások két szekcióban folytatódtak. A konferencián összesen 38 előadás került bemutatásra és megvitatásra.

Az is bebizonyosodott, hogy milyen sokoldalúak az építőmérnökök, akik nem csak a száraz műszaki tudományok terén mozognak otthonosan, hanem a művészetek világában is. Ékes példa volt erre kedves budapesti kollégánk, dr. Kormos Gyula rögtönzött orgonakoncertje a csíksomlyói kegytemplomban, amely mindannyiunknak maradandó művészeti élményt jelentett.

A szombati nap remek hangulatú állófogadással zárult. S ha az asztalon megtalálhattunk „halat, vadat, s mi jó falat, szem-szájnak ingere”, a hangulatot csak fokozta „mind ami bor, pezsegve forr túl messzi tengeren” és persze a résztvevők nagyon jó kedve. Igazi erdélyi hangulatú „bulin” vehettünk részt.

Amint azt a konferencia megnyitó beszédében elmondtam, nem véletlen, hogy ebben a régióban tartottuk minden Építéstudományi Konferenciánkat. Szeretnénk felhívni a figyelmet a Székelyföld gondjaira: elhanyagolt infrastruktúrájára, műemlékeinek helyzetére, népi építészetünk egyre fogyó kincsére. Együtt-gondolkodásra szeretnénk felkérni mindenkit azért, hogy e régió méltó helyet kapjon a Kárpátmedencében és Európában. Meggyőződésem, hogy valóságos turista paradicsommá lehetne fejleszteni ezt a csodálatos térséget.

Éppen ezért úgy döntöttünk, hogy az ÉPKO-t a jövőben is Csíksomlyón fogjuk megrendezni minden év júniusának első hétvégéjén. Szeretném, ha ezt az elhatározásunkat a székelyföldi építőipari társaságok jelzésértékű gesztusnak tekintenék és az eddiginél sokkal aktívabb részvétellel járulnának hozzá rendezvényünk még nagyobb sikeréhez.

Úgy gondolom, itt a helye annak, hogy megköszönjem mindenkinek a részvételt, házigazdáinknak és helyi védnökönknek a helytállást, valamint támogatóinknak az anyagi hozzájárulást.

Bízom benne, hogy a jövőben is hasonló jó hangulatú, szakmai szempontból hasznos és információban gazdag, kellemes találkozókat fogunk szervezni. A Kárpátmedencei magyar építéstudományi szakemberek éves találkozájának végérvényesen Csíksomlyó ad majd otthont.

Dr. Köllő Gábor
az EMT tudományos elnökhelyettese
az Építéstudományi Szakosztály elnöke

BETONTECHNOLÓGIA SZAKMÉRNÖKI TANFOLYAM INDUL 2003. FEBRUÁRJÁBAN

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, 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 **érdekében 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 anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben 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 távol lennie a munkahelyétől (hétfő de. 10-től csütörtök 16-ig), és az utolsó félévben 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 2003. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.

☐ További információkat kérek a 2003. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamról

Jelenkező neve:

Cégnév:

Dátum:

Telefon:

Fax:

BÚCSÚ SZIGYÁRTÓ LAJOSTÓL

(1942–2002)



2002. gusztus 20-ra virradó éjszaka bekövetkezett amitől aggodalommal tartottunk tudva Szigyártó Lajos kollégánk, barátunk súlyos betegségéről. Nem töltötte be 60. életévét. Nehéz e szűk hasábokon megemlékezni mindarról, amivel a kiváló szakember hozzájárult a magyar építőipar fejlesztéséhez, hidépítésünk jó hírének fokozásához. Felfogni is nehéz, hogy a mindig aktív, sokoldalú, minden újra fogékony, alkotó mérnök tevékenységét fájdalmasan nélkülöznie kell immár a magyar és nemzetközi szakmai közösségnek.

Szigyártó Lajos 1942-ben született Budapesten. Itt, a Kvassay Jenő Hid- és Vízműépítő Technikumban szerzett technikus szakképesítést 1961-ben. Szakmai munkáját a Fővárosi Csatornázási Műveknél kezdte. Kétéves honvéd tartalékos tiszti kiképzése után, 1964-től 1972-ig az Uvaterv hírodáján dolgozott. Előbb szerkesztő technikus volt, majd tervező mérnök. Időközben ugyanis, 1965-től a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kara esti tagozatának hallgatója volt, s 1971-ben szerkezetépítő szakos mérnöki diplomát szerzett. Az Uvatervben főként az akkor épülő M7 autópálya hídjainak tervezésén dolgozott.

1972-től 1974-ig a Mélyépterv Szennyvíztisztító II. osztályának statikus tervező mérnöke volt. Több telep (Dunakeszi, Szolnoki TVM, Dél-Pesti stb.) vízipítési és kapcsolódó műtárgya szerkezeti terveit dolgozta ki.

1974-től dolgozott a Hidépítő Vállalatnál ill. jogutódjánál, a Hidépítő Rt.-nél. Előbb tervezési csoportvezető volt, 1981-től a műszaki osztály vezetőjének helyettese, 1996-tól beruházási vezető.

Jelentősebb, Szigyártó Lajos részvételével készült tervezési munkák: A Marx-téri felüljáró kiviteli tervei, a szabad betonozással épült csongrádi közúti Tisza-híd technológiai terve és a segédberendezések tervei, a budapesti Petőfi-híd rekonstrukciója során végzett bontások tervei és építéstechnológiai tervek, a budapesti 3. metróvonal III/A és III/B szakaszainak technológiai terve, az első hazai szakaszos előretolással épült szerkezet, a berettyóújfalui híd terve, az Orosházán épült Szőlő körúti felüljáró terve.

Tervező munkája mellett a közlekedési tárca több fejlesztési témájának felelőse volt, ezek közé tartoztak az UH előregyártott gerendás hidak és a szakaszos előretolások rendszerben épülő szerkezetek. Felelőse volt OMFB-témáknak is, így pl. a Jet-grouting hazai bevezetése, a szilikapor alkalmazása nagy szilárdságú betonok készítéséhez.

Számos pályadíjat nyert, ezek között a legjelentősebbek a csongrádi közúti Tisza-híd terve (megosztott első díj, 1972), a miskolci Tiszai pályaudvar közlekedési terve (megosztott első díj, 1974), a bajai közúti Duna-híd (megosztott első díj, 1978), 1984-ben abszolvált a BME gazdasági mérnöki szakán.

1996-tól részt vett a Hidépítő Rt. új székházának beruházásában és megvalósításában, Sokat tett a vállalat tevékenységének bemutatásában, propagálásában. Kiállításokat, előadásokat, továbbképző tanfolyamokat szervezett. Előadásokat tartott a KTE-ben, a BME-n, különféle szakmai fórumokon. Hosszú időn át tanította volt középiskolájában a technikus minősítő osztály tanulóit. 1997-ben az Építési Vállalkozók Országos Szövetsége (ÉVOSZ) által patronált út- és hidépítési művezetői tanfolyamon előadója volt a hidépítési témakörnek s tagja a vizsgabizottságnak. 1995-től tagja volt az ÉVOSZ keretében szervezett Csonka Pál alapítvány kuratóriumának.

Társszerzőkkel megírta 1997-ben a "Statika, szilárdságtan, hid- és szerkezetépítés II. c. könyvet az építőipari szakközépiskolásoknak a Műszaki Könyvkiadó számára. Az ÁKMI számára munkacsoport vezetőjeként kidolgozta két hidépítésre vonatkozó szabvány korszerűsítési javaslatát. Számos szakcikk szerzője, társszerzője. Dolgozatai zömben korszerű hidépítési munkákkal kapcsolatos ismeretekről számoltak be folyóiratokban, hazai és nemzetközi szakmai rendezvények kiadványaiban.

Sokat tett a magyar FIP, ill. *fib* tagozatért. Kongresszusok, szimpóziumok alkalmával rendezett Hidépítő V. ill. Rt. kiállítások szervezője volt. Segítette a nemzeti beszámolókat, említett cikkei is részben FIP-*fib* publikációk voltak. Jelentős hazai építmények bemutatásával hozzájárult a magyar hidépítés jó hírének terjesztéséhez.

Három éven át tagja volt a *fib* Magyar Tagozata által alapított Palotás László díj kuratóriumának.

Szigyártó Lajos műszaki életpályája gazdag szakaszainak e vázlatos leírása is mutatja, hogy a szakterület kiváló felkészültségű, a mindig újabbra, jobbra törekvő, nagy munkabírási és kiváló szervező készségű, alkotó képességének teljében levő tagját ragadta el körülölkőlő a könnyörtelen betegség. Szakmai kiválóságának bemutatásánál is nehezebb elmondani, hogy milyen nagyszerű ember volt. Nem volt rá példa, hogy ne lett volna készséges, ha segítségért, tanácsért fordultunk hozzá. Megértő, érző barát volt, sokszorosan kiérdemelte pályatársai szeretetét és nagyrabecsülését.

A *fib* Magyar Tagozata együtt érez elhunyt tagjának hozzátartozóival. Erdemeit megörökítik alkotásai, szeretetre méltó személyének, jószívűségének, józan megfontoltságának, derűjének, barátságának emlékét megőrizzük.

T. G.

BETON PLASZTIKA Kft.

H-1138 Budapest, Karikás Frigyes u.230. Levélcím: H-2040 Budaörs, Pf. 56.

Telefon: 23/420-066, 23/500-536 Fax: 23/420-007

e-mail: betonplasztika@freemail.hu

KORÁBBI SZÁMBAN TÖRTÉNT BEMUTATKOZÁSUNK ÓTA, A PIACI IGÉNYEK BŐVÜLÉSE MAGÁVAL HOZTA CÉGÜNK TEVÉKENYSÉGI KÖRÉNEK TOVÁBBI SOKSZINŰSÍTÉSÉT, MELY MOSTANRA AZ ÚJ HÍDSZERKEZETEK ÉPÍTÉSÉN, HÍDFELÚJÍTÁSI MUNKÁK VÉGZÉSÉN, INJEKTÁLÁSOKON, LÓTT BETON KÉSZÍTÉSÉN, SÓVÉDELMI BEVONATOK KÉSZÍTÉSÉN TÚL RÉGI HIDAK BONTÁSÁVAL, MAGASÉPÍTÉSI SZERKEZETEK REHABILITÁCIÓJÁVAL, DILATÁCIÓK BEÉPÍTÉSÉVEL, VALAMINT IPARI PADLÓK KÉSZÍTÉSÉVEL EGÉSZÜLT KI, MELYEKBŐL AZ ALÁBBI, KÉPEKKEL ILLUSZTRÁLT MUNKÁKAT EMELJÜK KI.

FENTI MUNKÁK MINDEGYIKÉRE VONATKOZÓAN RENDELKEZÜNK MEGFELELŐ GÉPI, TECHNIKAI ÉS MUNKAERŐ KAPACITÁSSAL.



Bp. Újhegyi úti felüljáró roppantásos technológiával történő bontása



8. sz. főút Óskú római gáti boltozat erősítése



Hídfelújítások az M7-es autópályán



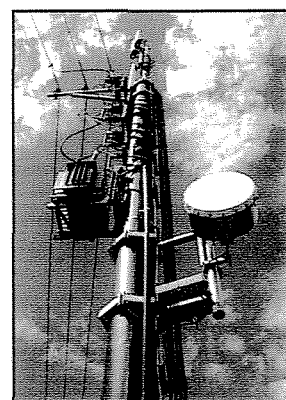
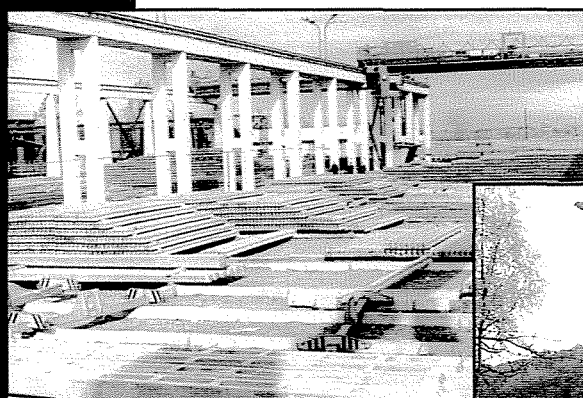
Zala-híd felújítása



PFLEIDERER

Lábatlani Vasbetonipari Rt.

- vasúti betonaljak
- vasútépítési betonelemek
- földemelemek
- lakossági betonelemek
- térburkoló kő
- távvezeték-oszlopok
- antenna tartószerkezet
- reklámoszlopok
- közvilágítási oszlopok
- cölöpök
- silóelemek
- transzportbeton
- egyedi tartószerkezetek
- körkeresztmetszetű pörgetettbeton-pillérek
- kitérő betonaljak
- kerítéselemek
- széles körű termék-támogatás



60 éve
az
előregyártásban

Postacím: 2541 Lábatlan, Rákóczi út 1.
Központ – tel.: 33-361-411, fax: 33-361-401
Értékesítés – tel.: 33-362-100, fax: 33-362-752
WEB: www.pfleiderer.hu