

A magasépítési vasbetonszabályzat új előírásai

Dr. BÖLCSKEI ELEMÉR, az MTA levelező tagja

A törési elméleten alapuló méretezési módszerek az 1950-es évek elején, mint alapjaiban új előírások — elsősorban dr. Menyhárd István úttörő munkássága révén — kerültek be a hazai szabályzatokba, így az Épületek Teherhordó Szerkezeteinek Méretezése c. szabványsorozatba, illetve az ideiglenes és a végleges Közúti Hídszabályzatba. E szabályzatok megalkotásuk idejében nemzetközi viszonylatban is új, korszerű előírások voltak. Megjelenésük óta azonban jelentős fejlődés történt, s ez indokoltá tette e szabályzatok módosítását.

A vasbeton szerkezetekre vonatkozó említett hazai méretezési előírások között elvi különbségek is voltak, holott nyilvánvaló, hogy teljesen közömbös, hogy a kérdéses vasbeton teherviselő elem egy magasépítmény vagy egy hídszerkezet alkatrésze. Az egységesítésre irányuló akkori törekvések — sajnos — nem vezettek eredményre. A szabályzatok szóban forgó átdolgozására alapított bizottságok azonban messzemenően egyetértettek azzal az állásponttal, hogy a magasépítési és közúti vasbeton hídszerkezetekre vonatkozó új méretezési előírások között elvi különbség ne legyen.

A Közúti Hídszabályzat tervezete ez év elején — tekintettel a sürgősségre — megjelent azzal, hogy egy évi használat után szerzett tapasztalatok figyelembevételével fogják véglegesíteni.

Az Épületek Teherhordó Szerkezetei szabványsorozat előírásainak átdolgozása már évek óta napirenden van. Az előkészítő munka alapos és szerteágazó volt. Figyelembe vette a hazai kutatóintézetek (ÉTI, ÉMI, BME) eredményeit és a külföldi tapasztalatokat, valamint az ezekre épült szovjet és amerikai szabályzatokat, KGST és CEB ajánlásokat. A szabályzat készítése során az alapvető kérdések már tisztázódtak, s az általános előírások után az MSZ 15022/1 Vasbetonszerkezetek Méretezése szabvány véglegesnek tekinthető szövegtervezetét elkészítettük.

Az alábbiakban csupán az utóbbi szabvány előírásait fogjuk tárgyalni, és ezen belül is csak azokkal a kérdésekkel foglalkozunk részletesebben, amelyek szabályozása a korábbihoz képest jelentősen változott.

Az új szabványtervezetről általában

Az MSZ 15022/1 Vasbetonszerkezetek Méretezése c. szabvány szerkezeti felépítése bizonyos fokig eltér a korábitól, márcsak azért is, mert az MSZ 15022/1 és /2 egy füzetben történő összefoglalásából született. Főfejezetei a következők:

1. Anyagok
2. Az erőtan számítás alapjai
3. A teherbírási követelmények kielégítésének igazolása
4. Az alakváltozási követelmények kielégítésének igazolása
5. A repedésekkel kapcsolatos követelmények kielégítésének igazolása
6. A gyengén vasalt szerkezetek vizsgálata
7. A szerkesztési szabályok.

A szabvány Függelékkel zárul, amelyben a szokványos szerkezetek közelítő számítására vonatkozó ajánlások találhatók.

A változatlan című első fejezet után az új előírás 2. pontjában szerepelnek a korábbi szabvány hasonló című előírásai mellett a figyelembe veendő terhek és hatások is, s így ezek az új előírásban már nem alkotnak önálló fejezetet.

Jelentős változások vannak a 3. pontban, mely a teherbírási követelmények kielégítésének igazolásával foglalkozik. E fejezet egységes elméleti alapokról kiindulva részletesen tárgyalja a nyomott, húzott, hajlított elemek méretezését. A tervezet olyan megoldást tartalmaz, amely folytonos átmenetet biztosít a különböző axiális igénybevételek között, és összhangban van a korszerű külföldi előírásokkal, s a gyakorló tervező számára egyszerű számítást tesz lehetővé. A vonatkozó javaslat kidolgozása dr. Szalai Kálmántól származik.

A nyírás tekintetében az eddigi előírások alapján a szerkezeteket általában túlméretezték, míg a tervezetben szereplő módosítás a nyírási teherbíráshoz bevonja a nyomott betonozóna teherviselő képességét, s ezáltal a nyírási vasalás csökkentését teszi lehetővé. E javaslat kidolgozása jelen sorok szerzőjétől származik.

Hazai viszonylatban teljesen új előírásnak mondható a vasbeton szerkezetek fáradásra való

vizsgálata. Az előírás tervezetét szovjet kutatási eredményekre támaszkodva dr. Deák György állította össze.

Említettekén kívül a 3. fejezet számos — az eddigi szabályzatokban nem szerepelt — új, illetve újszerű előírást tartalmaz. Ilyenek pl. a bebetonozott acélcsőre, illetve a spirálkengyeles oszlopokra vonatkozó szabályozások. A vonatkozó javaslatok a Vasbetonszerkezetek Tanszék munkatársaitól származnak.

Alapvető változás van a 4. (korábbi megfelelő 5.) pont tekintetében is. E pont az alakváltozási követelmények kielégítésének igazolására új, korszerű előírást tartalmaz, mely a kérdést érdemének megfelelő részletességgel tárgyalja. A vonatkozó előírást javaslatát dr. Deák György készítette el.

Jelentős változás van az 5. (korábbi 6.) pont tekintetében is, mely érdemének megfelelő súllyal és részletességgel tárgyalja a repedésekkel kapcsolatos követelmények kielégítésének igazolását. A külföldi előírásokat messzemenően figyelembe vevő javaslat kidolgozása Kármán Tamás munkája.

Külön fejezet foglalkozik a 6. pontban a gyengén vasalt szerkezetek kérdésével, mely ilyen megfogalmazásban a korábbi szabályzatokban nem szerepelt.

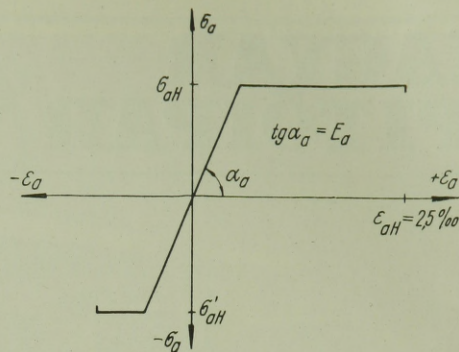
Az alábbiakban a legfontosabb s a gyakorlatban leginkább használatos új előírások rövid ismertetésével az a célunk, hogy a tervezéssel foglalkozó statikusok a közeljövőben megjelenő előírást idejében megismerjék, s észrevételeiket ezekkel kapcsolatban megtehessek. Ily módon a Szabályzat Szerkesztő Bizottságának lehetősége nyílik arra, hogy ezeket az észrevételeket a szöveg véglegesítésekor figyelembe vegye.

Az erőtani számítás alapjai

Az erőtani számítás elvi alapjai lényegében azonosak a korábbi szabályzatban elfogadottal. Néhány kérdésben — a tudomány újabb eredményeinek megfelelően — pontosabb megfogalmazás vált lehetővé. Így pl.:

A beton és a betonacél anyagjellemzőit a kísérleti tapasztalatoknak jobban megfelelő előírások tartalmazzák. E két legfontosabb alkotóelem nyúlásfeszültség-diagramjának általános alakját — eltérően a korábbi előírásoktól — ábrák rögzítik (1., 2. ábra).

Az acél határfeszültsége az ÉMI-ben lefolytatott nagyszámú kísérlet alapján a névleges folyási határ 0,85-szöröse.



2. ábra

A beton nyomási határfeszültsége a szilárdsági jelnek megfelelő átlagos kockaszilárdság fele, míg a húzási határfeszültséget ugyanennek 3%-ában állapították meg.

Bár a korábbi szabályozásokban is szerepelt, e szabályzat keretében mondjuk ki először világosan és határozottan, hogy a rugalmasságtan és a képlékenységtan elvein alapuló számítási módok egyenrangúak, s szabályozzuk az alkalmazás feltételeit és területét.

A teherbírási követelmények kielégítésével kapcsolatos új előírások

Jelentősen eltérő új szabályozások születtek a tartók axiális és tangenciális igénybevétele esetében a határteherbírás megállapítására.

Axiális igénybevétel

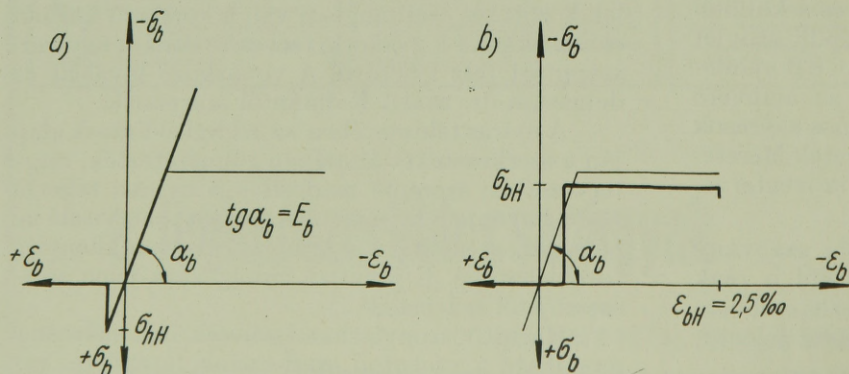
Ebben az előírásban mindenekelőtt újszerű az, hogy a vasbeton szerkezetek határigénybevételének meghatározása során a számításba vehető betonkeresztmetszet a terv szerinti méretnél a kerület mentén 0,5 cm-rel kevesebb, s az acélbetétek helyzetét e csökkentett méretek alapulvételével kell számításba venni.

Hajlított, nyomott, illetve húzott elemek keresztmetszeteinek határ-igénybevételét az alábbi alapelvből, illetve közelítő feltevésekből kiindulva lehet meghatározni:

— Az eredetileg sík keresztmetszetek az alakváltozás után is síkok maradnak.

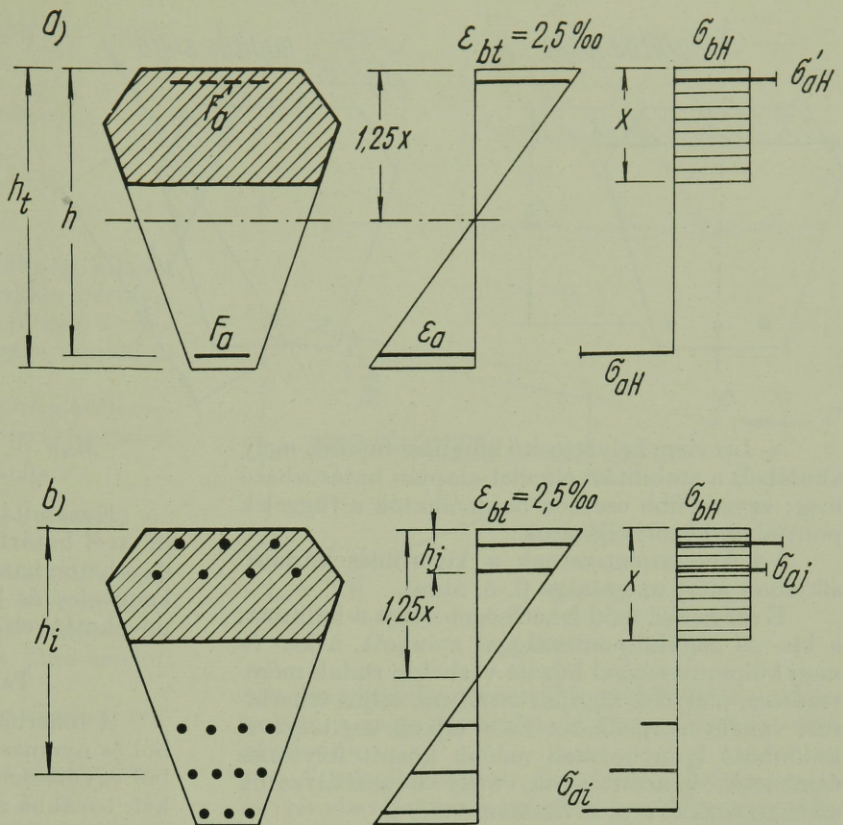
— A betonkeresztmetszet nyomott övében a nyomási határfeszültséggel megegyező egyenletes feszültséget kell feltételezni.

— A betonban húzófeszültséget figyelembe venni nem szabad.



1. ábra

3. ábra



— Az acélbetétekben általában a határfeszültséget kell számításba venni, de azon húzott acélbetéteknél, amelyeknél $\xi_i > \xi_0$, illetve azon nyomott acélbetéteknél, amelyeknél $\xi_i < \xi_0$, legfeljebb

$$\sigma_{ai} = \frac{4200}{\xi_i} - 5250 \text{ [kp/cm}^2\text{]}$$

feszültséget szabad feltételezni,

ahol ξ_i az acélbetét relatív távolsága a 3. ábra szerint;

ξ_0 az x tengely határhelyzete a húzott acélbetétek szempontjából;

ξ'_0 az x tengely határhelyzete a nyomott acélbetétek szempontjából.

Ez utóbbi értékeket az acélminőség függvényében az alábbi táblázat tartalmazza:

Acélminőség jele	B.38—24	B.45—30	B.50—35	B.60—40	B.75—50
ξ_0	0,57	0,53	0,51	0,49	0,45
ξ'_0	1,33	1,65	1,87	2,17	2,27

— A nyomott acélbetétekben nem szabad nagyobb határerőt feltételezni, mint a nyomott betonövben egyidejűleg számításba vett nyomóerő.

Az igénybevételek meghatározásánál általában az elsőrendű elmélettel kell számolni. A nyomott elemek mértékadó igénybevételének meghatározása során azonban az elem tengelyére a terv szerintitől való véletlen jellegű kedvezőtlen eltérése és az igénybevételekből származó megváltozására is tekintettel kell lenni, a következők szerint.

A nyomóerő mértékadó külpontosságát

$$e_M = e_{sz} + \Delta e$$

értékkel kell figyelembe venni, e kifejezésben

$$e_{sz} = \frac{M_{sz}}{P_{sz}}$$

az elsőrendű elmélettel számított külpontosság és

$$\Delta e = \psi \cdot h$$

ahol az elem meggyűrűlése következtében az erő határvonalához képest

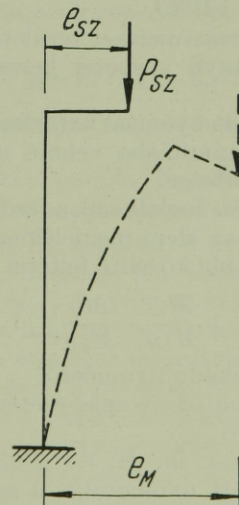
— legnagyobb mértékben elmozduló keresztmetszetekben (l. 4. ábra)

$$\psi = 0,03 + 0,056 \left(\frac{l}{10h} \right)^2,$$

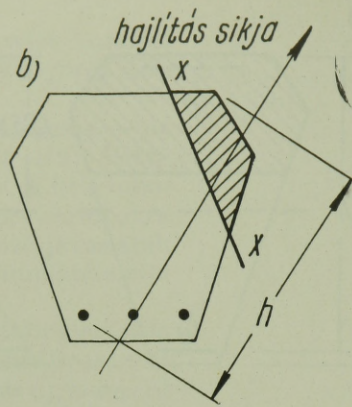
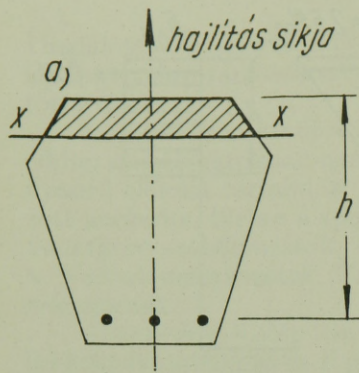
— az el nem mozduló keresztmetszetekben

$$\psi = 0,03.$$

Az előzőekben



4. ábra



5. ábra

— l az elem helyettesítő kihajlási hossza, mely általában a stabilitási elmélet alapján határozható meg; egyszerűbb esetben használhatók a függelék pontjában közölt eljárások;

h a keresztmetszetnek a kigömbülés várható síkjában mért magassága (l. 5. ábra).

E számítási mód lehetőséget nyújt a hajlított, a kis- és nagykülponthosszú nyomott, a kis- és nagykülponthosszú húzott vasbeton rudak méretezésére, melynek alapján a rúd ún. teljes teherbírási vonala lerajzolható. Ezen eljárás segítségével különböző igénybevételi módok között folytonos átmenetet biztosítottunk, mely a szabályzatok szerkesztésénél régi kíváncsi volt.

Ugyanezen elvből kiindulva természetesen meghatározható a központosan nyomott rúd teherbírási is. Ennél az $e_{sz} = 0$, vagyis a számítás szerinti külponthossz zérus, de nem zérus a kezdeti külponthossz, s annak növekménye.

Az elméletileg központos rúd is a valóságban külponthosszú, de éppen a gyakorlat céljára indokoltan tartotta a bizottság a régihez hasonló közelítő eljárás megtartását. Eszerint, ha pontosabb számítás nem készül, $\frac{l}{h} < 30$ hajlékonysági feltétel mellett a központosan nyomott rudak határereje

$$P_H = \varphi (F_b \sigma_{bH} + F_a \sigma'_{aH})$$

képlettel számítható,

$$\text{ahol } \varphi = \frac{1}{1,1 + \frac{1}{6} \left(\frac{l}{10h} \right)^2}$$

F_b a betonkeresztmetszet területe;

F_a a hosszirányú vasbetét keresztmetszeti területe;

σ'_{aH} az acélbetét nyomási határfeszültsége;

σ_{bH} a beton számításba vehető nyomási határfeszültsége.

Közelítő előírás foglalkozik a ferde hajlítás esetével is. Eszerint az elem megfelelőnek tekinthető akkor is, ha az alábbi közelítő feltétel teljesül:

$$\frac{P_M}{P_H} + \frac{M_x}{M_{xH}} + \frac{M_y}{M_{yH}} \leq 1$$

ahol P_M a mértékadó nyomóerő;

P_H a központos nyomás esetére számítható határerő;

M_x a P_M erő e_{szx} , ill. $M_y = P_M \cdot e_{szy}$ a P_M erő számított nyomatékai a szimmetria- és rá merőleges síkokban;

M_{xH} , ill. M_{yH} a határnyomatékok ugyanezen síkokban, tiszta hajlítás esetén.

E számításoknál a bevezetőben említett beton, ill. acél határfeszültségeket kell figyelembe venni, de a beton határfeszültségeknél különleges (csavar-kengyeles és kibetonozott acélcső oszlop) esetben növekmények vehetők figyelembe.

Tangenciális igénybevétel

A teherbírási igazolásánál a hajlításból, húzásból és nyomásból, valamint nyírásból és csavarásból együttesen származó ferde húzó igénybevételeket, továbbá a helyi nyíró igénybevételeket is számításba kell venni, ha azok a szerkezet teherbírását befolyásolják.

A nyírt és hajlított keresztmetszetek méreteit úgy kell megállapítani, hogy megfeleljenek a

$$T \leq 0,25 b h \sigma_{bH}$$

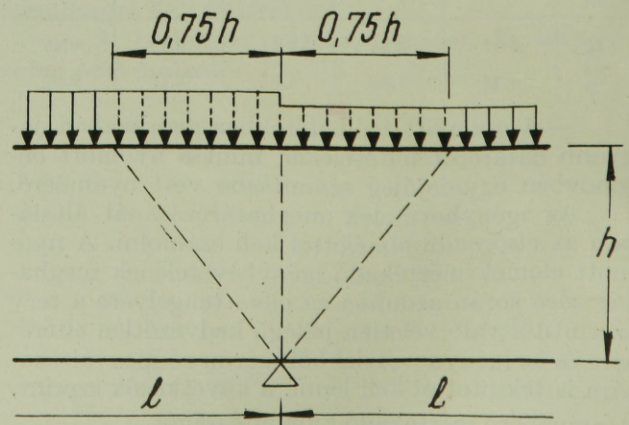
feltételnek, ahol T a keresztmetszetre ható teljes nyíróerő, melynek számításánál konzolokat kivéve az elméleti támaszkodási ponttól mindkét irányban a tartómagasság $\frac{3}{4}$ részének megfelelő távolságon belül elhelyezkedő teher figyelmen kívül hagyható (6. ábra). E képletben

b a keresztmetszetnek a nyírás szempontjából legkedvezőtlenebb szélessége;

h a keresztmetszet számításba vehető (hasznos) magassága.

A keresztmetszet nyíróerőre történő vizsgálatát nem szükséges elvégezni, ha

$$T \leq b h \sigma_{bH}$$



6. ábra

Axiálisan és tangenciálisan egyidejűen igénybe vett elem nyírási határáreje

$$T_H = \sum \frac{z F_{at} \sigma_{aH}}{t} (\sin \alpha + \cos \alpha) \pm \frac{M}{z} (\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2) + 0,15N$$

kifejezéssel határozható meg, ahol

z a belső erők karja, a III. feszültségi állapot szerinti számítással; ha $x \geq 0,8h$, akkor z értékeként a kevésbé nyomott acélbetétnek a nyomott zóna súlypontjának távolsága veendő figyelembe;

F_{at} a t hosszúságú szakaszra jutó nyírási acélbetétek (felgörbítés, ill. kengyel) keresztmetszeti területe (7. ábra);

σ_{aH} a nyírási acélbetét határfeszültsége;

α a nyírási acélbetét keresztmetszet síkjával bezárt szöge;

M a nyíróerővel egyidejűleg működőnek számításba vett keresztmetszeti nyomaték, amelyeket normálerővel is igénybe vett változó keresztmetszetű elem esetében a 8. ábra szerinti D pontra kell számítani;

φ_1 a nyomott szélső szálnak az elem elméleti tengelyével bezárt hajlásszöge;

φ_2 a húzott acélbetéteknek az elem elméleti tengelyével bezárt szöge.

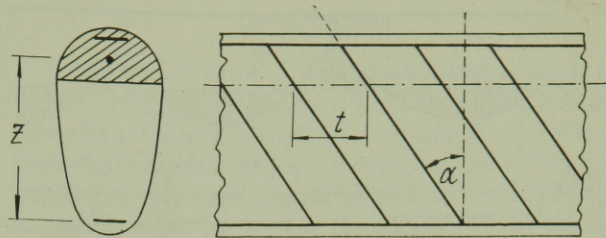
Az első tag előtti Σ jel azt jelenti, hogy a különböző ferdeségű vasalások egymás melletti alkalmazása esetén a külön-külön számított nyíró határerő részek összegezendők.

A helyi nyíró igénybevételt is meg kell vizsgálni lemezekkel közvetlenül kapcsolódó oszlopok és hasonló jellegű erőhatást okozó terhek határvonalai mentén. Ennek során a hasznos keresztmetszet az oszlopnak, ill. a terhelt felületnek a lemezvastagság felével minden irányban növelt kerülete és a lemezvastagság szorzatából adódó felület. E felület mentén a feszültségmegoszlást egyenletesnek szabad feltételezni, s az így számított érték nem haladhatja meg a nyomóhatárfeszültség 25 százalékát.

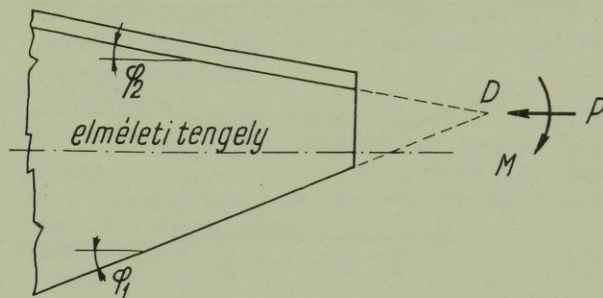
A szabályzat részletes előírásokat tartalmaz a csavarásra is igénybevett vasbetonelemek határigénybevételeinek meghatározására is.

Az alakváltozási követelmények kielégítésének igazolása

A szerkezeti anyagok szilárdságának növekedése, az állandó terhek csökkenése, a dinamikus hatások növekedése, a nagyfeszítávolságú és magas építmények mind szélesebb körű alkalmazása az alakváltozások korlátozásának jelentőségét nagymértékben növelik. Az erre vonatkozó követelményeket — minthogy azok nem a szerkezet anyagától, hanem rendeltetésétől és alkalmazásának körülményeitől függenek — a Méretezés Általános Előírásai szabályozzák funkcionális, esztétikai, fiziológiai, szerkezeti követelmények szempontjából. Ezen előírásokban az eddigiektől eltérő, hogy nem a lehajlítást, hanem a tengelyelfordulást kell ellenőrizni, mert ez általában jobban kifejezi a követelmény fizikai tartalmát (pl. darupályáknál, tetők



7. ábra



8. ábra

víztelenítésénél), egyszerűbb szabályozást tesz lehetővé, s maga a számítás is könnyebben kezelhetővé válik.

A mértékadó alakváltozások számítása során az igénybevételeket a terhek és hatások alapértékéből kell megállapítani. Az alakváltozásokat általában a rugalmas elemek szilárdságtana alapján lehet számítani az alábbi feltevésekkel:

— Mind a beton, mind az acél rugalmas állapotban van, és érvényes a sík keresztmetszetek megmaradásának elve.

— A betonban csak akkor szabad húzófeszültséget feltételezni, ha a repedésmentesség biztosított.

— A húzott acélbetétek alakváltozási tényezője a repedések közötti húzott betonöv hatásának figyelembevételével:

$$\bar{E}_a = \frac{E_a}{\psi_a}$$

ψ_a értékei 0,65—1,00 között változnak.

— Az axiális erők hatása mellett a nyírásból származó alakváltozás általában elhanyagolható.

A hajlításra igénybe vett tartók hajlítási merevségét — ha azok repedésmentessége nem biztosított,

$$(EI)_{II} = E_b \cdot I_{bny} + E_a \cdot I'_a + \bar{E}_a \cdot I_a$$

képlettel, a semleges tengely helyét pedig az

$$E_b \cdot S_{bny} + E_a \cdot S'_a - \bar{E}_a \cdot S_a = 0$$

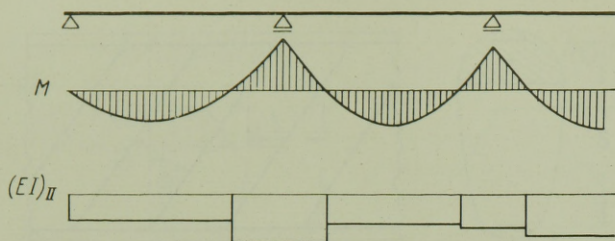
egyenletből kell meghatározni, ahol

E_b , E_a és $\bar{E}_a$ a beton, a nyomott és a húzott acélbetét rugalmassági tényezője;

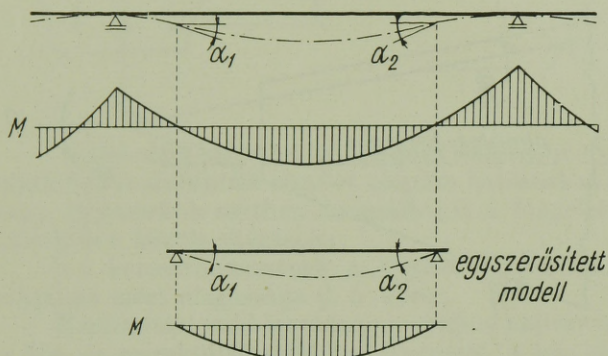
I_{bny} , I'_a és I_a a nyomott betonkeresztmetszet, a nyomott és a húzott acélkeresztmetszet inercia-nyomatéka a semleges tengelyre.

S_{bny} , S'_a és S_a a nyomott betonkeresztmetszet, a nyomott és a húzott acélkeresztmetszet statikai nyomatéka a semleges tengelyre.

Állandó betonkeresztmetszetű elem azonos értelmű nyomatékkal terhelt szakaszán belül a haj-



9. ábra



10. ábra

lítási merevséget állandónak és a maximális nyomaték helyén számított értékkel egyenlőnek lehet tekinteni (9. ábra).

Többtámaszú tartók közbenső szakaszain, keretgerendáknál és mindkét végükön befogott tartóknál a tengelyvonalaknak a nyomatéki nullpontoknál bekövetkező elfordulását szabad a nyomatéki nullpontok közötti szakaszból mint kéttámaszú tartóból számítani (10. ábra).

Végeredményben a szabványjavaslat — több külföldi szabályzathoz hasonlóan — áttér az alakváltozások II. feszültségi állapot alapján való számítására. A rugalmassági tényezők korrekciójával számításba veszi egyrészt a betonban fellépő lassú alakváltozás, másrészt a repedések közötti húzott betonövszakaszok fékező hatását az acélbetét nyúlására. A korábbi előírások a teljes keresztmetszet számításbavételével a behajlás értékét jelentősen alábecsülték.

Ugyanez a pont végül intézkedik azokról az esetekről, melyeknél az alakváltozások ellenőrzése mellőzhető, s ezt megengedi

- ha a nyomott betonöv relatív magassága kisebb, mint 0,8,
- ha az elem repedésmentessége biztosított,
- ha a szerkezeti magasság és a nyomatéki nullpontok közötti távolság aránya

négyszög szelvényű gerenda		1/10
I vagy T szelvényű gerenda		1/12
egyirányban teherhordó lemez		1/18
kétirányban teherhordó lemez	...	1/25

értéknél nem kisebb.

A repedésekkel kapcsolatos követelmények kielégítése

A vasbetonban keletkező repedések és a repedésben meginduló acélkorrózió problémáját már a századforduló táján, a vasbeton első térhódítása idején behatóan vizsgálták sok nagyhírű laborató-

riumban. El vizsgálatok során azonban bebizonyosodott, hogy a repedések túlzott megnyílásával, a korróziós veszéllyel kapcsolatos aggályok alaptalanok, s ezzel a repedési probléma egy időre megnyugtató megoldást nyert.

Az elmúlt két-három évtizedben a vasbetonépítés fejlődésének új irányai, elsősorban a folyt-acélnál lényegesen nagyobb szilárdságú betétek széles körű alkalmazására és a szilárdsági tartalékok fokozott kiaknázása ismét felvetették a repedések vizsgálatának szükségességét és központi feladattá tették a repedések túlzott megnyílásának megakadályozását.

Az új méretezési szabványban a repedések keletkezésének és megnyílásának ellenőrzése már jelentőségének megfelelő hangsúlyt kapott. Figyelembe véve a repedés okozta károk súlyosságának különböző fokozatait, a szabvány kétféle követelményt különböztet meg: a repedésmentesség és a repedéskorlátozás (a repedéstágasság korlátozása) követelményét. Az első azoknál a szerkezeteknél kell alkalmazni, amelyekben a repedések keletkezése a szerkezet azonnali és végleges használhatatlanságát eredményezi, míg a második követelményt a korrózió elleni védelem, a vízzáró és esztétikai igények kielégítése céljából kell tekintetbe venni.

A repedésmentesség határállapotát a mértékadó beton-húzószilárdság elérése jellemzi, a repedéstágasság határértékei pedig a következők:

a korrózió elleni védelem céljából	
száraz közegben (lakások, irodák stb.)	0,3 mm
nedves közegben (általában szabadban)	0,2 mm
agresszív közegben	0,1 mm
a vízzáróság biztosítása céljából	
nyomott zóna nélküli metszetekben	0,1 mm
nyomott zónájú metszetekben	0,2 mm

Figyelembe véve, hogy a repedésmentesség követelménye csak a súlyos kockázattal járó esetekben alkalmazandó, e követelményt a biztonsági tényezővel növelt teherértékekkel kell ellenőrizni, míg a sokkal általánosabb repedéskorlátozási követelmény kielégítését a terhek alapértéke esetében kell biztosítani.

A terhek okozta mértékadó repedéstágasság számítási formulája a külföldi és hazai kísérletek, tapasztalatok, előírások és megfontolások összevetése alapján a következő igen egyszerű és kézenfekvő feltevésekből kiindulva határozható meg:

— a berepedit keresztmetszetben mind az acél, mind a beton rugalmas állapotban van, és érvényes a sík keresztmetszetek megmaradásának elve (II. stádium);

— a repedések környezetében a húzott acélbetét kerülete mentén ébredő tangenciális feszültség állandó, és értéke:

$$\tau = \alpha \sigma_{bh}$$

ahol σ_{bh} a beton húzószilárdsága, α pedig sima felületű betét esetében 0,75, periodikus profilú betét esetében 1,20;

— két repedés közötti tartószakaszon a beton húzófeszültsége nem haladhatja meg a kétszeres húzószilárdságot.

E feltevések alkalmazásával a repedések mértékadó tágassága:

$$\Delta = \frac{\sigma_{aII} \cdot D}{2E_a \sigma_{bI}},$$

ahol σ_{aII} a II. stádiumban számított acélfeszültség a húzott betétben;

σ_{bI} a I. stádiumban számított betonfeszültség a húzott szélső szálban (értéke nincs korlátozva!);

D a betétek átmérője.

A gyengén vasalt szerkezetek

E fejezet a gyengén vasalt betonszerkezet fogalmának meghatározása után előírja ezek határigénybevételét. Ennek értéke a normál vasbeton szerkezetekre megszabott határigénybevételnél kisebb, a csökkentő tényező a ténylegesen alkalmazott és a minimális vashányad aránya.

Összefoglalás

Az elmondottakból világosan kitűnik, hogy az új MSZ 15022/1 szabvány a korábbi előíráshoz viszonyítva számos változást tartalmaz. E változtatásokat minden esetben mélyreható elméleti kutatások, a vonatkozó hazai és külföldi irodalom tanulmányozása előzte meg. A módosított, új előírások minden esetben a haladást szolgálják, és korszerű, gazdaságosabb vasbeton szerkezetek létesítését teszik lehetővé. Ezért úgy vélem, hogy köszönet illeti mindazokat, akik e szabályzat megalkotásában közreműködtek.*

* A bizottság elnöke: Dr. Deák György, tagjai: Dr. Böleskei Elemér, Dr. Dulácska Endre, Dr. Gillyén Jenő, Kármán Tamás, Dr. Menyhárd István, Somogyi László, Dr. Szalai Kálmán.

CSERÉLJE

régi gépkocsiját

ÚJRA

Vásárolunk

használt, selejtezett gépkocsikat

Eladunk

azonos gyártmányú, típusú, vagy azt helyettesítő új gépkocsikat raktárról!

Ajánlatunk:

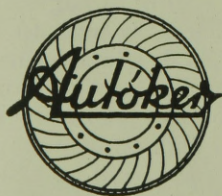
0,5 — 1,0

2,5 — 4,0

4,5 — 6,0

tonnás és 6,0 tonna feletti teherbírású
tehergépkocsik!

ÜZEMBIZTONSÁG=ÚJ GÉPKOCSI



AUTÓKER

AUTÓKERESKEDELEM

Budapest XIII., Gogol u. 13.

Felvilágosítás:

RIKK KÁROLY

Telefon: 494-738

Ferencvárosi házgyár

KÉKESI NÁNDOR Alpár-érmes

A Gazdasági Bizottság az építőipar és azon belül a lakásépítés iparosítására 1964. évben határozatot hozott, hogy a Szovjetunióból vásárolt házgyárak mellett Nyugat-Európából importálható házgyárat létesítsen az építésügyi tárca.

A legrégibb és legkiforrottabb panelos építési rendszerrel dolgozó francia cégek és a dán Larsen—Nielsen cég, valamint a fiatalabb műltra visszatekintő holland és nyugatnémet cégek lehetőségeinek vizsgálata után a Larsen—Nielsen panelépítési rendszert választották az illetékesek. Ez a rendszer szerkezeti megoldásában, gyártóberendezésében, de legfőképpen a kivitelezett épületek minőségében képviselte a legfejlettebb nemzetközi színvonalak egyikét.

Az Építésügyi és Városfejlesztési Minisztérium megbízása alapján a NIKEX Külkereskedelmi Vállalat a Larsen—Nielsen céggel licencre és gyártóberendezések szállítására kötött szerződést. A szerződés szerint az épületszerkezetek kapcsolatainak és a gyártástechnológia kialakításának licencét, valamint a gyártóberendezéseket a Larsen—Nielsen cég, míg a gyár létesítményeit és egyéb berendezéseket a magyar fél biztosította.

Az ÉVM Műszaki Fejlesztési Főosztálya irányításával közös együttműködés alakult ki a tervezési munkában részt vevő TTI (generál tervező), az épületeket tervező Budapesti Városépítési Ter-

vező Vállalat, a gyárat tervező és gyártástechnológiát adaptáló Iparterv és a Larsen—Nielsen cég tervezői között. A szoros együttműködésben és a gyár létrehozásában jelentős érdemei vannak az ÉVM irányítása alatt működő Építőipari Beruházási Vállalatnak, a gyárat építő 31. sz. Állami Építőipari Vállalatnak és a többi építési, szállítási és szerelési munkában részt vállaló vállalatoknak is.

A Ferencvárosi házgyár üzemeltetőjeként már két évvel a gyár beindítása előtt a 43. sz. Állami Építőipari Vállalatot jelölték ki. A vállalat műszaki gárdája már gyakorlatot szerzett az 1. sz. Budapesti Szentendrei úti házgyár üzemeltetésében. Az 1967. év decemberében megindult próbaüzemelés és az azóta eltelt idő azt igazolta, hogy a termelés elérte a névleges kapacitás 80%-át, s minden valószínűség szerint 1968. év második felévére a napi 6 lakás névleges kapacitást is túlteljesíti.

A két budapesti házgyár üzembe lépésével a közeljövőben mintegy évi 4000 panelos lakással növekedik Budapest lakásállománya (1. és 2. ábra).

A TÍPUSTERVEK ÉS SZERKEZETEK ISMERTETÉSE

A Ferencvárosi Házgyár jelenleg a K1. jelű épület paneljait gyártja. Ez az épület a megtervezett típuscsalád-szekció típusterveinek egyik lehetséges összeállítását adja (3. ábra). A típusterv-variáció két lakásra, a nagyobb 55,50 m² alapterületű „R” és a kisebb 45,60 m² alapterületű „U” jelűre épül. Az „R” lakás két 4,20 m, míg az „U” lakás egy 4,20 m és egy 2,70 m méretkoordinált harántfal-tengelytávolságra levő szobasejtet foglal le. A MOT 58-74/65. számú típusterv „U” jelű lakásokat tartalmaz (4. ábra). Az MOT 58—75/65 számú típusterv „R” jelű lakásokat tartalmaz (5. ábra). A két lakástípusból többféle lakásszekció-változat állítható össze. Az MOT 58—77/65. számú típusterv tartalmazza a „6” jelű lépcsőházszekciót. A szekciók kapcsolásából kialakítható épületfajták 11 szintese, alaprajzi elrendezésük középfolyosós, a keleti-nyugati tájolású lakások a folyosó hossz tengelyére merőlegesen és szimmetrikusan helyezkednek el.

A lakószekciók függőleges teherhordó rendszerét a harántfalak képezik, ezek hordják a födémpanelek terhelésén kívül a függesztett homlokzati panelek terheit is.

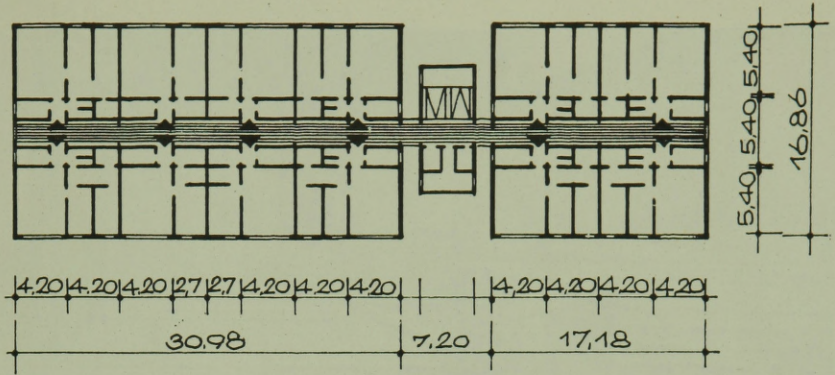
A lakásokra jellemző a 4,20 m-es nagyszoba-, a 2,70 m-es kishozza-hosszméret, és az 5,40 m-es menetmélység, valamint a 2,85 m-es emeletmagasság. Ezek a paraméterek határozzák meg a panelek fő méreteit és a panelcsaládok fő változatait, valamint a főváltozatokon belüli alakváltozatokat. Az összes főváltozat száma 40, ezen belül az alakváltozatok száma 147. Panelfajtánként a főváltozatok és alakváltozatok megoszlása a következő: födémpanel 2 (25), homlokzati panel 9 (21), teherhordó és merevítő falpanel 4 (37), válaszfalpanel 8 (24), lépcsőházi és egyéb panelek 11 (40).

A födémpanel B.280 minőségű kavicsbetonból készül, egy irányban teherhordó, hegesztett hálós



1. ábra

3. ábra. K₁ épület

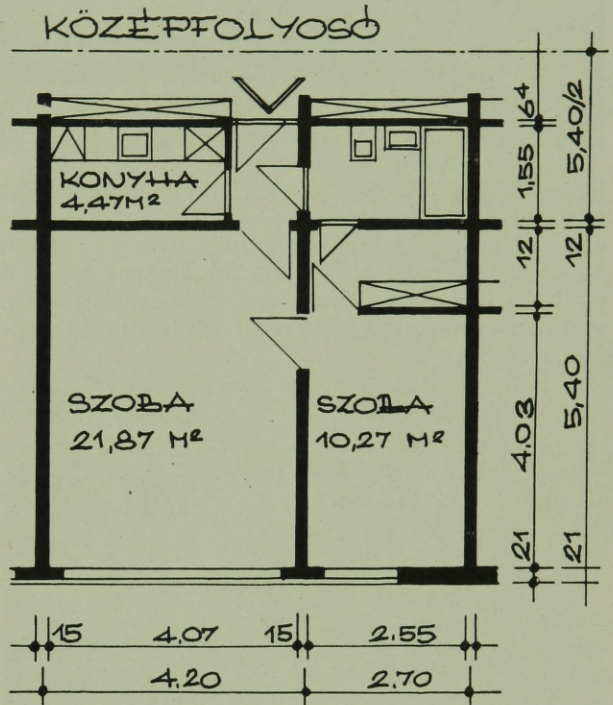


vasalású, alul-felül sík, tömör vasbeton lemez. A panelek feltámasztását a két végén ritmikusan elhelyezkedő félkúp alakú támasztófülekkel végzik. A legnagyobb elem mérete: 4,17m × 2,71 m. Súlya: 4,85 Mp, 150 kp/m² hasznos terhelésre méretezett, a számításnál figyelembe vették a hidegpadló- és válaszfal-terheléseket is. Vasminőség: C 15 H, fajlagos acéligény 410 kp/m² (6. ábra).

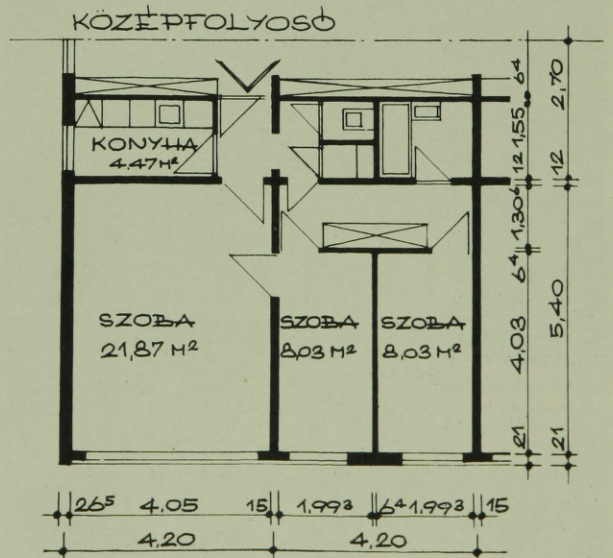
A homlokzati falpanel szendvics-rendszerű. A külső vasbetonréteg vastagsága 6,5 cm, a belső vasbetonrétegé 9,5 cm. A két réteg közötti Hungarocell hőszigetelő lemez 5 cm vastag. A beton minősége B.280. A külső és belső vasbeton szerkezet C. 15H. minőségű hegesztetthálós vasalású, ezt a szigetelőlemezen átszúrt rozsdamentes acélkengyelek kapcsolják egymáshoz. A külső homlokzati ré-



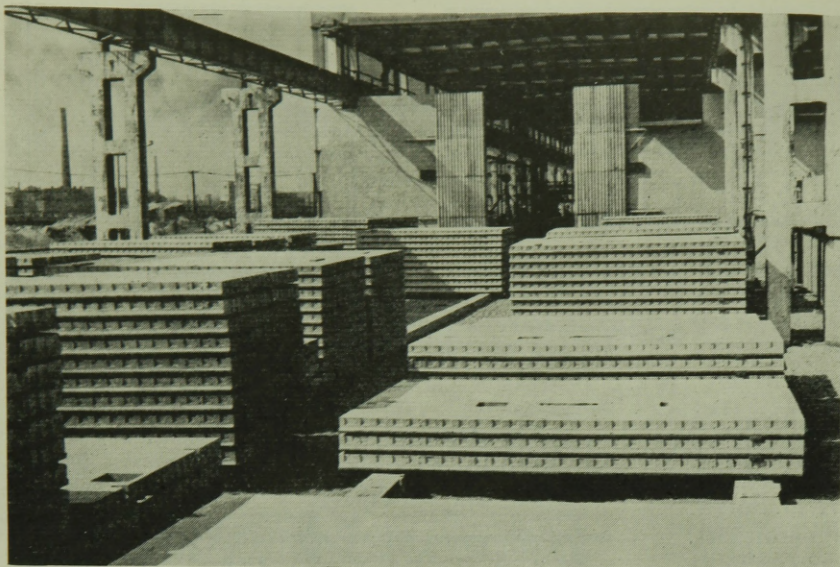
2. ábra



4. ábra. „U” lakástípus



5. ábra. „r” lakástípus

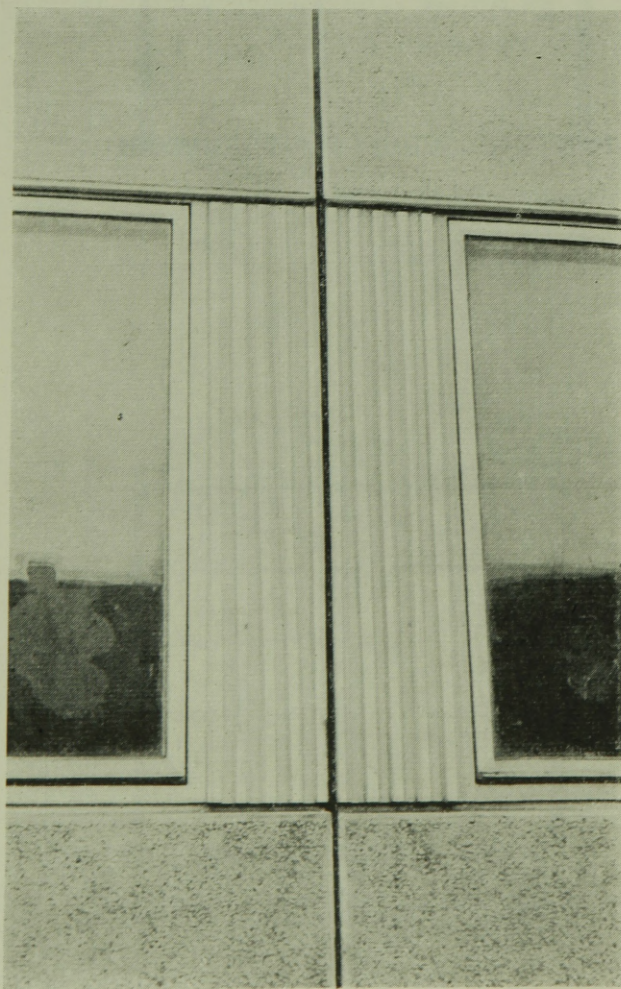


6. ábra

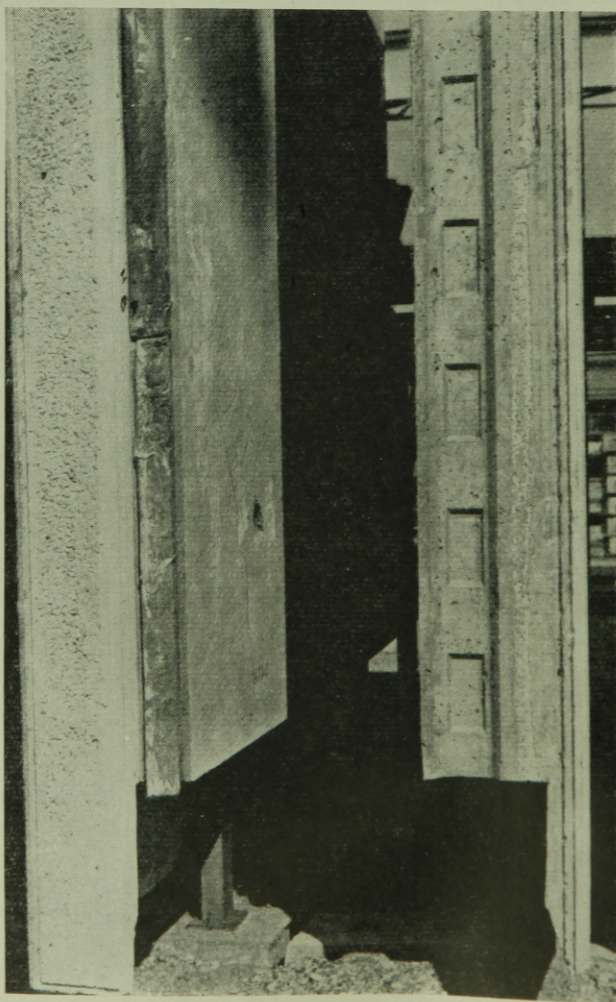
teg kiképzése mosott kőzúzalék, szegélyvonalakkal határolt, tagolt ablakkáva- és betonpárkány-kialakítással. A fa ablakszerkezetek gyártás közben bebetonozódnak, s a homlokzati falpanelra még a gyárban felszerelik a sávablak megjelenést biztosító és az ablakok között elhelyezkedő faborításokat (7. ábra).

A homlokzati panelek közül csak a végfalpanelek a teherhordók, a többi panel a harántfalakra

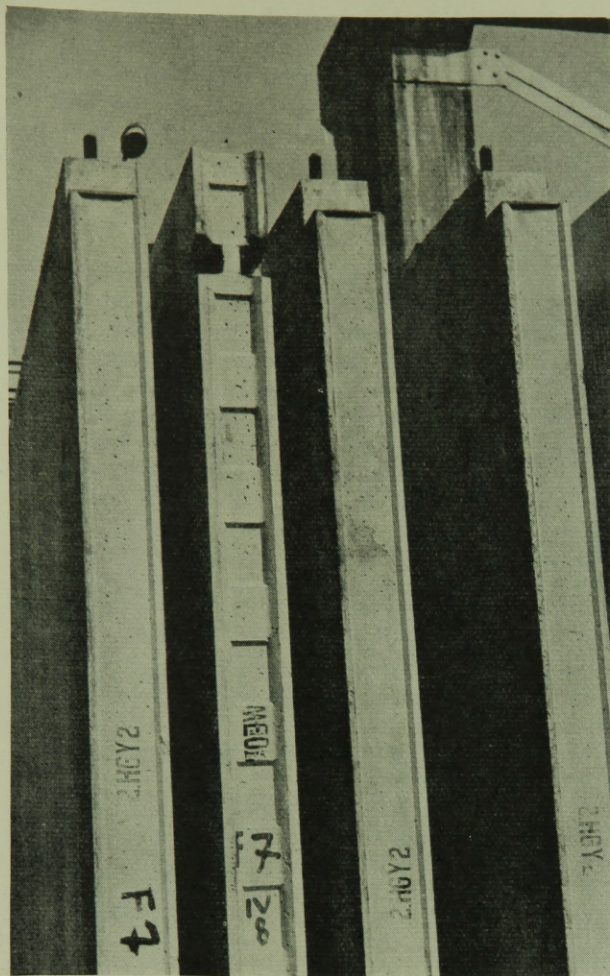
függesztett függönypanel szerkezetű. A panel alsó, vízszintes oldala lelógó köpenykiképzésű, magas vízküszöbével teljesen kizárja a csapadékvíz behatolását. A függőleges oldalak nyílt hézagképzésre alkalmas módon (az elsődleges csapadékvíz távoltartására szolgáló neoprénszalag behúzására lehetőséget adó vertikális vájatokkal) a másodlagos behatolt és a páralecsapódásból adódó víz kivezetésére szolgáló meredek ferde vájatokkal ellátottak.



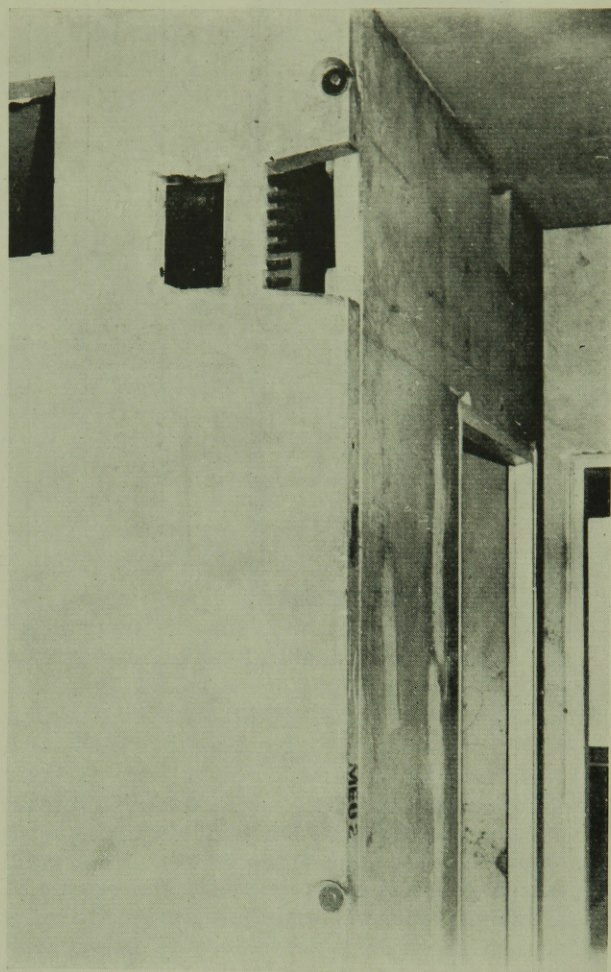
7. ábra



8. ábra



9. ábra



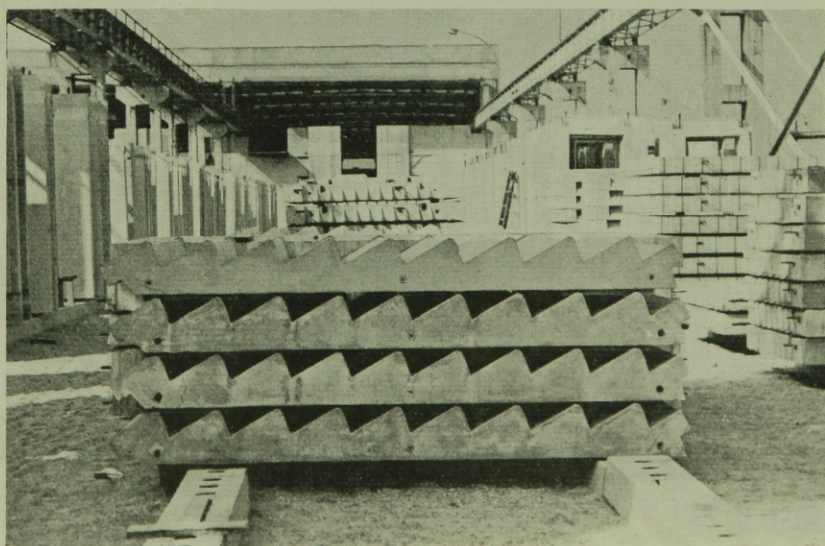
10. ábra

A legnagyobb elem mérete: $5,504 \text{ m} \times 3,14 \text{ m}$. Súlya: 4,61 Mp (8. ábra).

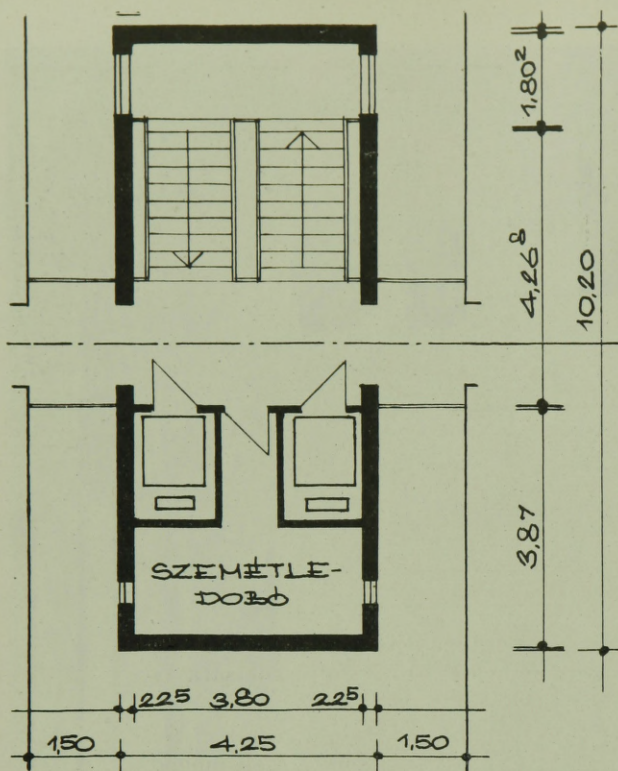
A *teherhordó és merevítő falpanelok* szobanagyságúak, beton minőségük B.280. A teherhordó harántfalak vastagsága 16 cm. Az önsúlyukat és a szélterheket viselő hosszmerítő falpanelok vastagsága 12 cm. Az elemek hegesztetthálós vasalásúak, az igénybevétel miatt az alsó szinteken erő-

sebben, mint a többi szinten, csak a nyílások és manipulációs igénybevételek céljából vasaltak. Az elembe a gyárban helyezik el a fa ajtótokokat, világítási csöveket és dobozokat. Az elem legnagyobb mérete: $5,487 \text{ m} \times 2,677 \text{ m}$. Legnagyobb súlya: 6,30 Mp (9. ábra).

A *válaszfalpanelok* vastagsága 6,4 cm, betonminősége B.200. Az elemek ritkított hegesztetthá-



11. ábra



12. ábra. Lépcsőszekció

lós és keretvasalással készülnek. A tokszerkezeteket és elektromos vezetékek betéiteit az elembe bebetonozzák. A falak sima felülettel készülnek, majd tapétázzák őket. A legnagyobb elem mérete: 4,57 m × 2,67 m. Súly: 1,66 Mp (10. ábra).

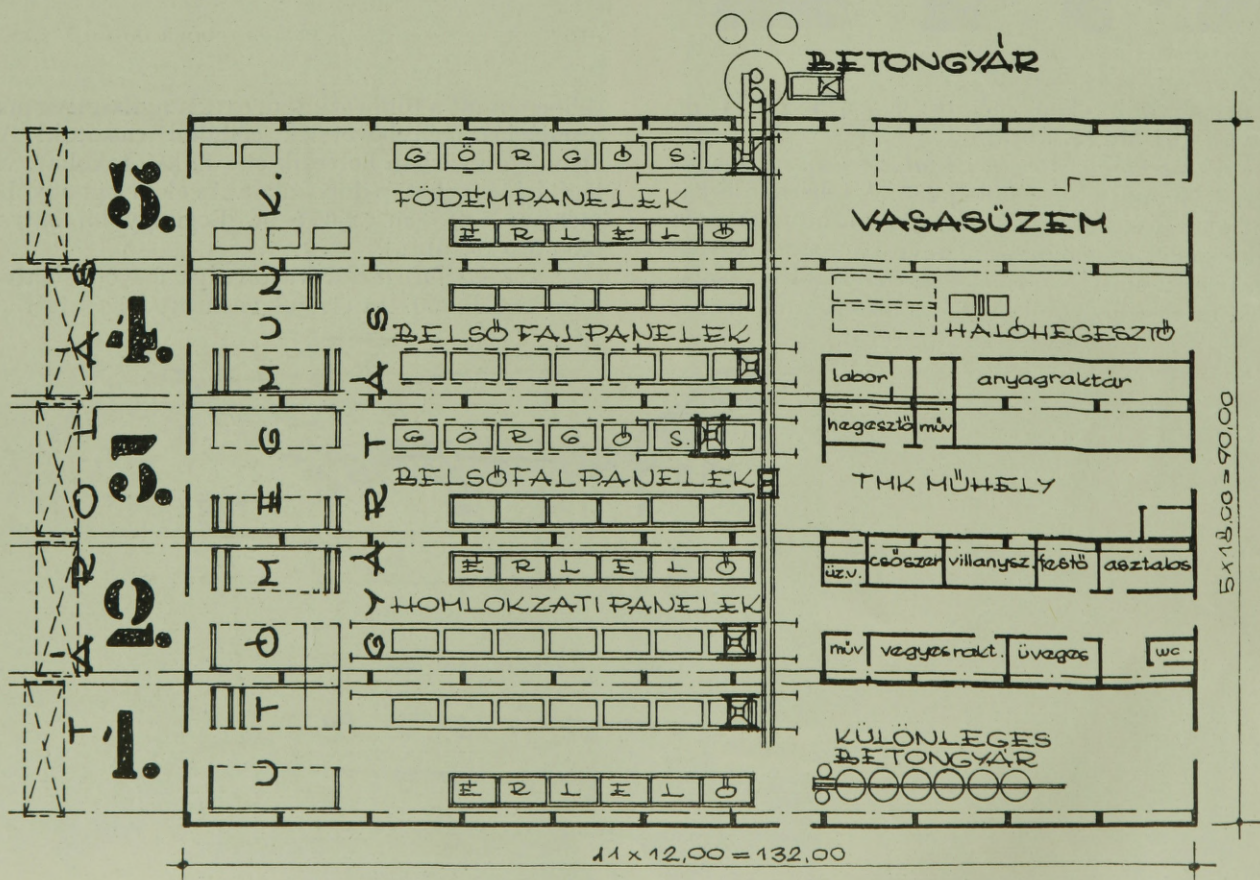
A lépcsőházelemek szerkezete vasbeton. Hőszigetelés nélküli teherhordó falpanelok, födém-elemek és pihenők, valamint válaszfalpanelok változatai alkotják a lépcsőszekciót. A lépcsőkar betonminősége B.280. Kontúr mérete: 2,72 m × 1,50 méter. Súly: 2,02 Mp. A lépcső neoprén burkolatot kap (11. ábra).

GYÁRTÁSTECHNOLÓGIA

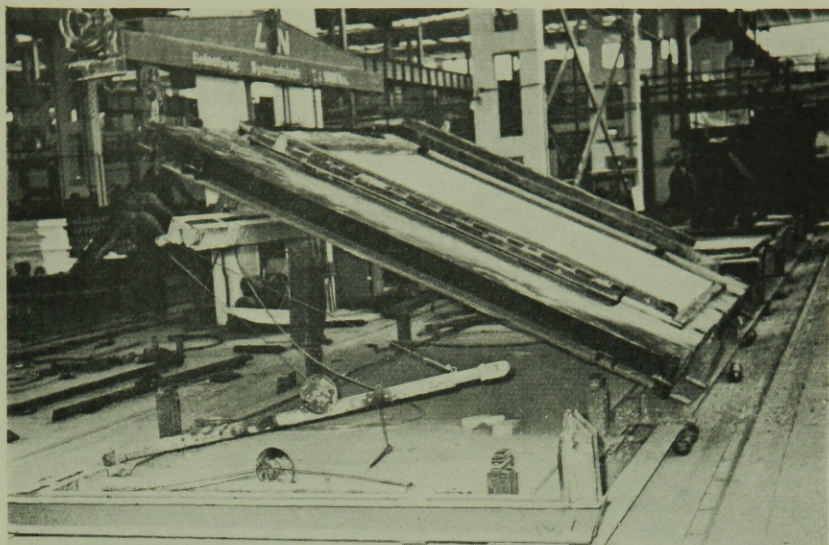
A termeléshez szükséges nyersanyag, félkész-áru gépkocsin érkezik a gyárba. Az anyagok fogadására és tárolására megfelelő berendezések és raktárak szolgálnak. A dunai homokos kavicsot frakcionált állapotban, ütemezett szállítással, egy napos készlet figyelembevételével a betongyár fölött elhelyezkedő acélbunkerben tárolják. A betonacélt szálvasakban, az acélhuzalt karikában kapja a gyár a Készletező Vállalattól. A cement ömlesztett állapotban érkezik, és 5—6 napos készlet befogadására alkalmas a 2 db, egyenként 120 Mp-os cementsiló. A homlokzatképzéshez szükséges kőzúzalékot a gyártócsarnokban elhelyezett különleges betongyár acélsilóiban tárolják. A méretre leszábott acéllemez, a beépítendő nyílászáró szerkezetek, villanszerelési anyagok, egyéb szerelvények, üvegek, festékek, ütemezett szállítással érkeznek a gyárba. A gyár minden anyagból átmeneti biztonsági készletet tárol.

Az üzemeléshez szükséges villamos energiát, ivó- és iparvizet a közművektől kapja a gyár, míg a gőzt és a levegőt saját maga állítja elő.

Az öthajós gyártócsarnok minden hajójában 2 db 10 Mp-os híddaru dolgozik. A daruk a csarnok-



13. ábra. Gyártástechnológiai alaprajz



ból a tárolótérre a csarnoki darukapun keresztül végzik a panelek kiszállítását, s egyben a gyártás, a tárolás és trélerre rakás műveleteit is ellátják, meghibásodás esetén pedig egyik a másik kiegészítésére is alkalmas (13. ábra).

Az 1-es és 2-es hajóban a homlokzati panelek és lépcsőházelemek készülnek. Gyártási technológiájuk vegyes stand-aggregát rendszerű. A sablonok a csarnok hosszában bebetonozott acéltartóhoz csuklósan rögzített billenőkeretekre helyeződnek, ahol helyben történik a gyártás. A sablonoknak az élre állítását, billentését a keretek segítségével híd-daru végzi (14. ábra). Ugyancsak a híd-daru himba segítségével emeli le a sablonokat a billenőkeretről, és helyezi az érlelőkamrákba. Az érlelőkamrákban 65°C hőmérsékletű és 70% relatív nedvességtartalmú, bordás csövekkel fűtött meleg levegőn 16 órán át érlelik a paneleket. A sablonokba alsó pályán mozgó betonozó- és terítőkocsi juttatja el a betont. A betont átszerelhető zsaluvibrátorok tömörítik. Egyébként a homlokzatpanel gyártásával járó sokrétű műveletet a betanított munkások kézi erővel végzik, kis kézi gépekkel és szerszámokkal. Jellegzetessége még a homlokzati panelek gyártásának, hogy a „Retardol” kötőgátlóval kezelt sablonfelületre 1,5 cm vastagságban helyezik el a fehér cementtel készült leányvári mészkőzúzalékos homlokzati kéreg betonját, melyet érlelés és kiszaluzás után — az erre a célra kialakított helyen — vízsugárral kimosnak. Az üvegezett ablakkal és faboritással felszerelt homlokzati panel magas készültési fokon előregyártva kerül az épületre (15. ábra).

A 3. és 4. számú hajókban a teherhordó harántfal-, merevítőfal- és válaszfal-panelet gyártják. A gyártóberendezések mindkét hajóban azonosak. A gyártás technológiájára jellemző, hogy a hajó egyik oldalán 1% lejtésű görgősor helyezkedik el, egyik végében süllyesztett, hidraulikus működésű billenőasztallal, a másik végében görgősúlyszelő berendezés között elektromágnes lefogófejes rázóbakssal. A rázóberendezés és a görgősor felett mozog az alsópályás betontöltő- és -terítő kocsis. A görgősorral párhuzamosan, a hajó másik oldalán helyezkedik el a 6 db érlelőkád. A görgősor és az érlelőhelyek között a híd-daru zárja a techno-

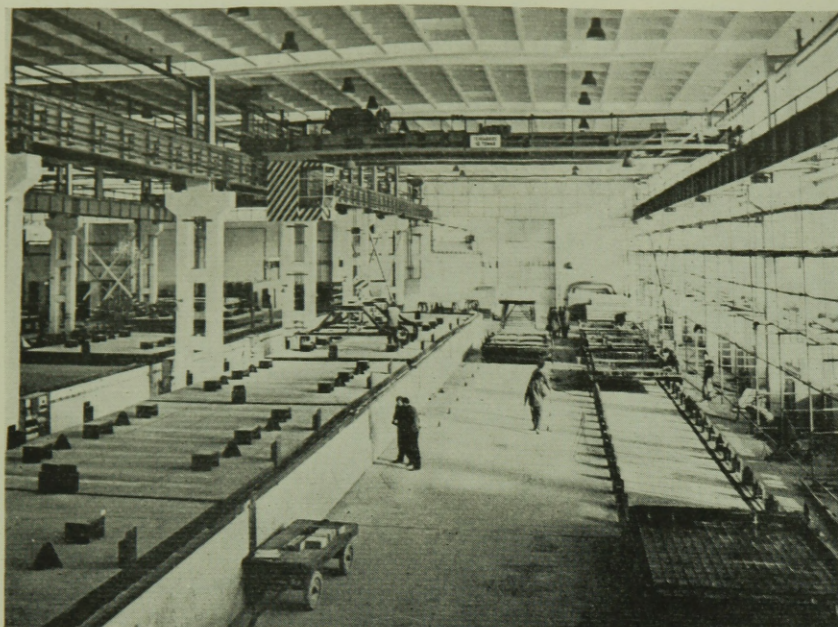
lógiai kört. A hajó tárolótér felőli részében a kiszaluzott panelek utómegmunkálására és javítására biztosítottak helyet (16. ábra).

Az 5. számú hajóban folyik a földémpanelok gyártása. A gyártóberendezések megegyeznek a 3. és 4. hajó gyártóberendezéseivel, azzal a különbséggel, hogy a görgősorban nincs beépített billenőasztal, mert a felszoba nagyságú földémpanelokat a gyártóabszolonról vízszintes helyzetben tépi fel a daru.

A gyártóvonalak elején elhelyezkedő betonozó- és betonkeverő kocsik tárolóbunkerjeibe elektromos meghajtású és távvezérelt felsópályás betonszállító berendezés juttatja el a gyárból a betont. A legnagyobb betonfelhasználású földémpanelgyártó vo-



15. ábra



16. ábra

nal betonozókocsijába külön szállítószalagon érkezik a beton.

A gyártócsarnok oldalán levő automatizált betongyárban 2 db WAIMER TM. 750/1000 típusú turbókeverőgép működik (17. ábra). Az adalékanyagot a PFISTER 2000 típusú összegezőmérlegbe, a cementet ugyancsak a PFISTER 500 típusú cementmérlegbe elektropneumatikus íves elzáró adagolja. A mérlegek üritését is hasonló elven — teljesen zárt rendszerben — végzik. Az adalékanyag nedvességtartalmának figyelembevételével a be-

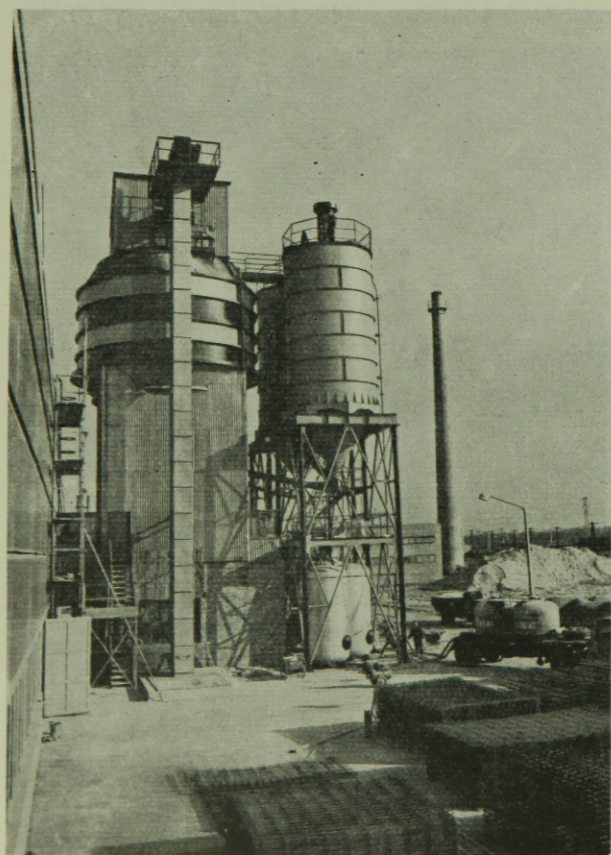
tonkeverőbe beépített érzékelőn keresztül ROST HO.12. típusú vízadagoló hygrométer a keveréshez szükséges további vízmennyiséget szabályozza, s ezáltal biztosítja a keverék állandó konzisztenciáját. A PFISTER-féle automatával 11-féle különböző betonrecept előválogatását és tárolását lehet irányítani a vezérlőpultról. Ezenkívül egy nyomdagép a megkevert beton műszaki adatait kártyára nyomtatja, műbizonylatolja. Az automata betongyár felszereltsége a jelenlegi korszerű színvonalat képviseli (18. ábra).

A vasszerelő üzem a IV és V-ös hajó végében helyezkedik el. Főbb gépi felszerelése: 2 db BR.12. típusú egyengető-vágógép, 1 db Schlatter PG. 24/38. típusú hálóhegesztő gép (19. ábra).

Az építőiparban használatos vassvágó- és hajlítógépen kívül a hálóhegesztő automatát kiegészítő Schlatter P.SZ. típusú kézi ponthegesztő a vasszerelőüzem gépi felszereltsége, a vasszár armatúrák összeszerelését már kézi kötözéssel kell elvégezni.

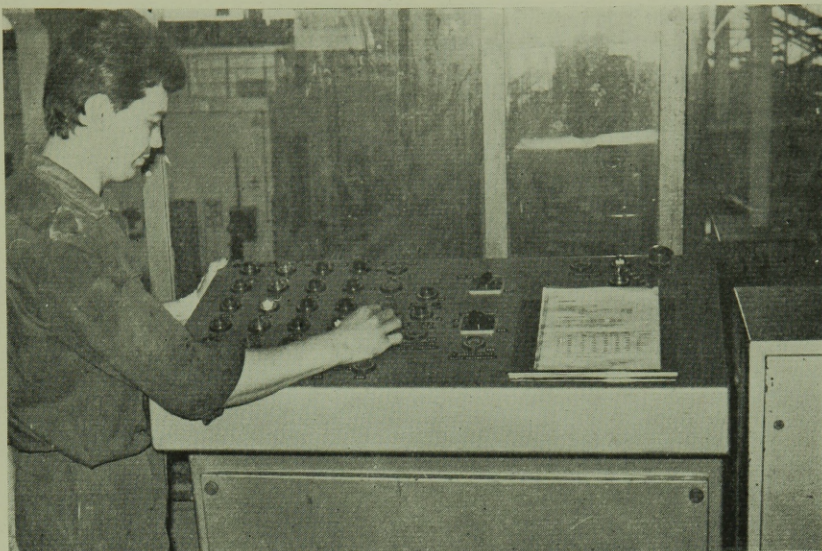
A tárolótér a csarnoki darupályák meghosszabbításával, a gyártócsarnok folytatásaként helyezkedik el. A födémpanelekot vízszintesen, a többi panelfajtákat függőleges helyzetben tárolják, megfelelő alátét-gerendákon, és a panelek profiljának megfelelő alátét-bakokon. A darupálya oszlopai között elhelyezett kamracsövek furataiba illeszthető csaprudakkal oldják meg a panelek kimerévítését. Ezzel a módszerrel a panelek a legkisebb helyigénnyel, de mégis egymástól függetlenül tárolhatók (20. ábra). A tárolótér 120—180 lakás elemeinek a befogadására alkalmas. Összes helyigénye 7000 m².

A gyártmányok készülsége általában azon a fokon áll, mint a panelszerkezeteknél szokásos. Beépített, mázolt és üvegezett ablakszerkezetek és ajtótokok, kész külső és belső falfelületek, az elembe bebetonozott elektromos vezetékek behúzására alkalmas védőcsövek és dobozok, a felületekre felszerelt faborítások és felragasztott hő- és hangszigetelő csíkok jellemzik a készülségi fokot. A szerkezetek méretpontossága nagy. A formázószablonok

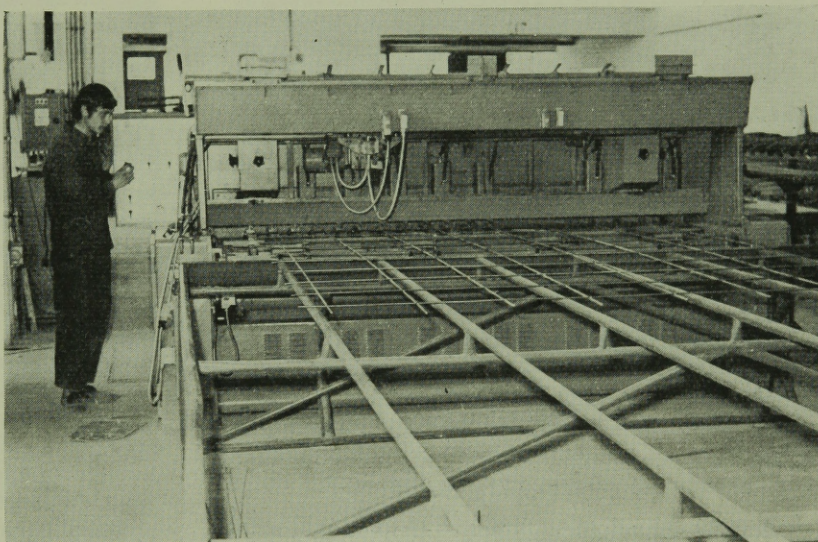


17. ábra

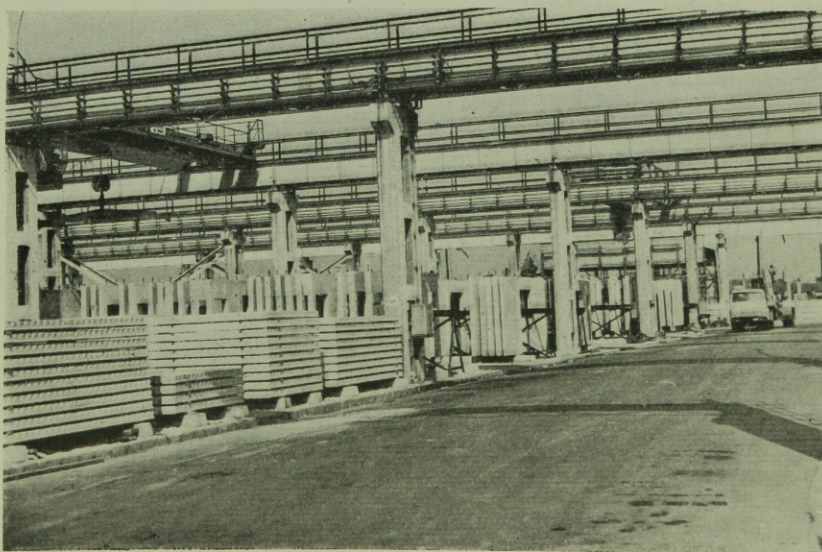
18. ábra



19. ábra



20. ábra





21. ábra

egészére vonatkozó ± 2 mm-es mérettűrés a gyártásnál nem emelkedik az elfogadott sablontűrési értékek duplájára. Ezért a panelek formai megjelenése is a minőség általános javulását mutatja.

A GYÁRTÁS MŰSZAKI-GAZDASÁGI ADATAI

A beruházás költsége: 180 millió forint.

Tervezett kapacitás: 1700 lakás/év, 45 000 m³/év tömör beton.

A legyártandó elemek száma két műszakban: 133 db/nap.

Tervezett létszám: 340 fő. A jelenlegi 321 fő.

Tervezett gőzigény: 11,5 t/óra, energiaigény 4 millió kWó/év.

Lakásköltség a gyárban gyártott elemekre vonatkoztatva: 77 000 forint.

Szállítási költség: 4600 forint/lakás.

Teljesen befejezett lakás várható ára: 220—240 000 forint.

A PANEL SZÁLLÍTÁSA

A födémpanelek szállítása — hasonlóan, mint a gyártása, tárolása — az elhelyezésnek megfelelően vízszintes. A 2,71 m széles elemek túllépik a közúti szállításban engedélyezett 2,50 m rakszéles-

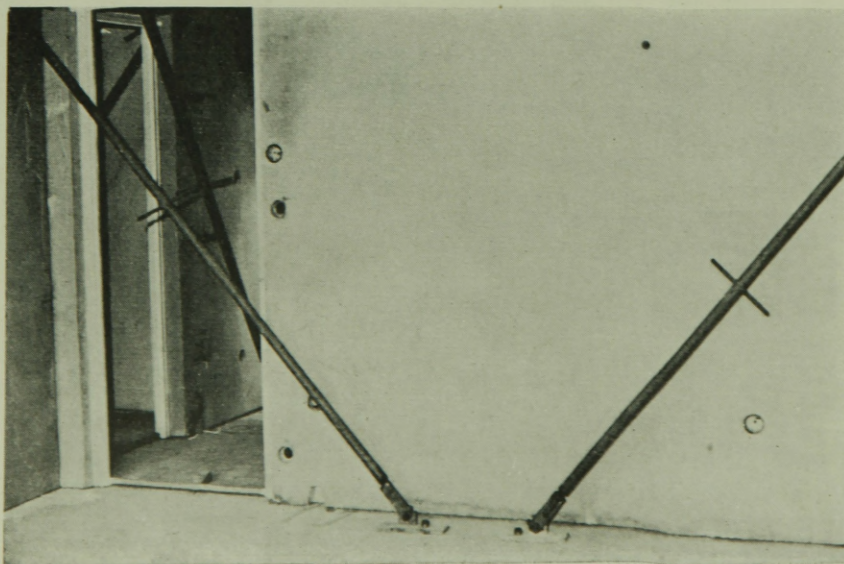
séget, ezért szállításukhoz útvonalengedélyt kell kérni. Egy rakományban nagy teherbírású gépkocsikon vagy nyergesvontatóra akasztott 12 t teherbírású utánfutókon a nagypanelokból 3 db-ot, a kisebbekből 5 db-ot szállítanak.

A többi panelfajta szállítását függőleges helyzetben, MAZ. 504-es vontatóhoz csatolt 16 t teherbírású, NAMI típusú trailerrel végzik (21. ábra).

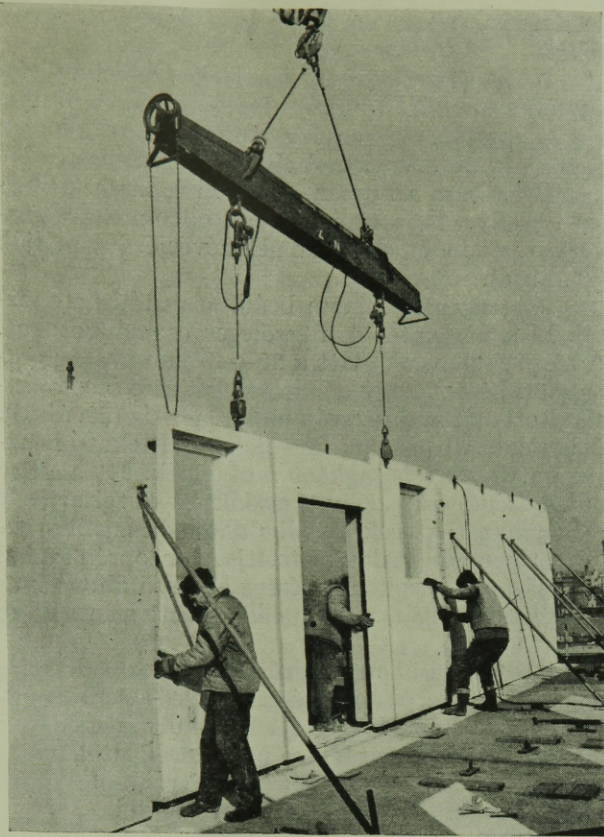
A panelokat — a trailer „A” alakú támasz-szerkezete felett — az elemekből kiálló emelő- és szintezőcsavarok összefogásával és a panelek közepén — a trailer hossz tengelyével párhuzamosan haladó — csörlődobra felcsévelt drótkötéllel rögzítik. Akárcsak a tárolótéren, a traileren is a panelfajtáknak és azok profilos kiképzésének megfelelő a trailerhez rögzített faalátéteket, gumival bélelt bakokat alkalmaznak.

A trailerek szimmetrikus terhelését, valamint raksúlyuk kihasználását úgy biztosítják, hogy a rakományok sorrendjét előre megtervezik, a programozott szállítást pedig szoros összhangban a szerelési sorrendtervvel hajtják végre.

A Ferencvárosi Házgyár saját maga bonyolítja le a panelek szállítását. Ezt 12 trailer, 4 db platós utánfutó és 5 db vontató biztosítja.



22. ábra



23. ábra

SZERELÉSI TECHNOLÓGIA

A monolit pince és a nulla-szintnek megfelelő előkészítése, geodéziai kitűzése után, előre kidolgozott szerelési sorrendterv szerint kezdődik a panelek szerelése. A panelekat KB. 160.2. típusú, szovjet gyártmányú toronydarúval szerelik. A daru gémkinyúlása 25,00 m, teherbírása 8,00 Mp. A szerelést egy művezető irányítása mellett 6 fős brigád végzi. A szerelést a végpanelekkel kezdik, majd a hosszmerévítő és harántfalakkal és a beakasztós homlokzati panelekkel — vegyes szerelési módon — folytatják, és a födémpanelekkel zárják be a szintet. A panelek ideiglenes kitámasztására csavaros

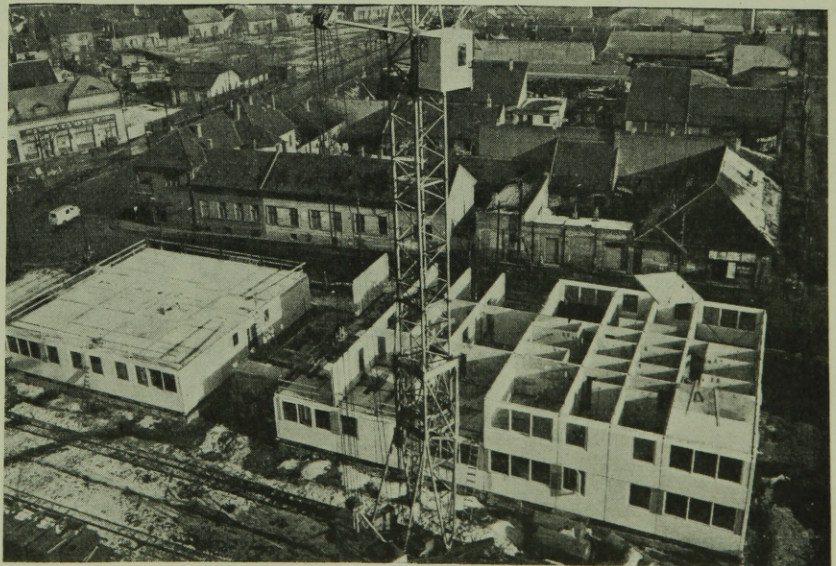


24. ábra

csőből készült, háromféle hosszúságú támaszrudak szolgálnak, ezeket a födémhez csavarozott kihorgonyzó talpakhoz rögzítik (22. ábra).

Az elemek száraz összeszerelésére jellemző, hogy elektromos hegesztést nem alkalmaznak. Ehelyett a válaszfalaknál, a homlokzati panelek-nél és az attika-elemeknél csavaros rögzítést, a többi panelek-nél pedig a végleges monolit kapcsolat létrejöttéig ideiglenes kitámasztást használnak (23, 23a ábra).

A panelek összeszerelése előtt a végfalpanelok-nál az alattuk levő peremre bituráncsíkot, a válaszfalak függőleges csatlakozásánál habgumi szalagot,



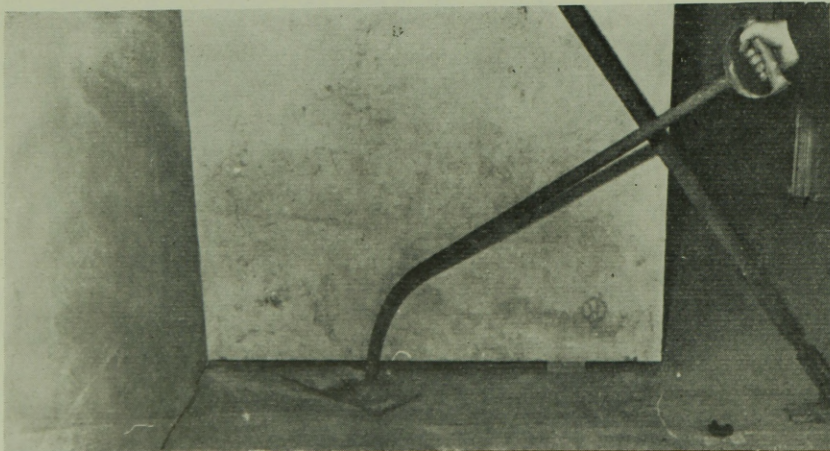
23a ábra



25. ábra

a födémpanelok osztóhézagaiba textil tömítőzsírt, a harántfalak végeire függőleges fóliába csomagolt salakgyapotot ragasztanak, illetve helyeznek el.

A *Larsen—Nielsen* rendszer sajátosságából adódik, hogy a végfalakat, a harántfalakat, a me-revítő falpanelokat és az attika-elemeket az alattuk levő panelokból kiálló emelő- és állítócsavarok szintbe állított anyáira helyezik rá. A csavaranyákat szintezőműszer és kerek csőkulcs segítségével szabályozzák be (24. ábra). A homlokzati falpanelok nem a csavaranyára, hanem a harántfalpanelre támaszkodó fülekre fekszenek fel. A válaszfalpanelok és a lépcsőkarok különböző méretű és vastagságú alátétlapkák, a födémpanel pedig a füleire előre felragasztott farostlemez közvetítőközegek



26. ábra

segítségével fekszenek fel az alattuk levő szerkezetekre.

A panelszerkezetek emelésére, elhelyezésére egységes önbeálló himbát alkalmaznak. A himbával a szerelés viszonylag pontosan és gyorsan végrehajtható. Az elemek finom beállítására és be-szabályozására a Larsen—Nielsen rendszerű libel-lás függélyező, a támaszrudak ellenmenetes csavarjait, s a födémpanelok emelőhévérjét használják (25. ábra).

A szerkezetek finom beállítása után betonoz-zák ki a vízszintes és függőleges csomópontokat. A belső falpanelok alatt a 20—40 mm vastag cső-möszölt betont nagy gondossággal, erre a célra ki-alakított alátömő szerszámmal tömörítik (26. ábra). A homlokzati panelok függőleges csatlakozó héza-gai ún. nyitott hézagként működnek. Itt a nagy mennyiségű csapadékvíz elsődleges távoltartását a homlokzati panelok ovális alakú hézagaiba be-húzott neoprén szalag biztosítja. A neoprén szalag behúzásának megkönnyítésére könnyű alumínium függőlétra szolgál, mely a födémzett szintről lóg alá.

1968 májusában elkezdődött a harmadik K1. épület szerelése, és most végzik az első kísérleti épü-let befejező munkáit. Az itt kialakult megoldások alapján születik döntés pl. a padlóburkolatok anya-gáról, de az egyéb épületgépészeti és szakipari mun-kák esetenként szükséges módosításáról is.

A FÖBER, a BVTV és a 43. sz. ÁÉV jó együtt-működésének eredményeképpen folyamatba tették a helyszíni aljzatbetonozás kiküszöbölésére a ma-gasított födémpanel gyártását, úgyhogy ez a pane-los építési rendszerbe nem illő aljzatbetonozást feleslegessé teszi, és jelentős helyszíni munkaerő megtakarítását is eredményezi.

A Larsen—Nielsen rendszerű 2. sz. Ferenc-városi Házgyár üzemelésének az elején, de az ezt megelőző időszakban is sokszor felvetődött a szak-emberek körében az a gondolat, hogy vajon ez a rendszer vagy az 1. sz. Házgyár rendszere-e a jobb? Ma még, de valószínűleg a jövőben sem, erre a kér-désre teljesen egyértelműen nem lehet válaszolni. Mind a két rendszernek megvan a maga létjogosult-sága, mind a két rendszernek vannak előnyei és hátrányai. Ezeknek az előnyöknek és hátrányok-nak a tényadatokkal való alátámasztása után — a 2. sz. Házgyár 1—2 éves üzemeltetése után — nyílik lehetőség az értékelő munkák elvégzésére.

12×18 m oszlopállású ipari csarnok egységes vázszerkezete

FRIVALDSZKY JÁNOS, FOGARASI GYULA, PAPANÉK ZSOLT

Az előregyártó ipar az ipari építkezésekhez hosszú ideig csak egyes elemeket gyártott. Egyik ilyen közismert és kedvelt elem a még jelenleg is nagy mennyiségben készülő P 28/50 palló, más néven a „Hill-palló”. Az ipari épületek szerkezeteinek előregyártásában az 1962. év komoly előrelépést hozott. Ekkor kezdődött az első ipari vázszerkezet nagyüzemi előregyártása. E szerkezet a 9×9 méteres oszlopállású ipari csarnok volt. A csarnoktípus igen hamar elterjedt. Első formájához képest — éppen úttörő jellege miatt — több változáson ment keresztül, de jelenleg is gyártják még, mivel bizonyos technológiák kielégítésére nagyon alkalmasnak bizonyult.

Az ipari üzemekhez azonban tágasabb, még nagyobb oszlopállású és nagyobb belmagasságú csarnokszerkezetekre van szükség. A KGST építőipari modulméreteinek figyelembevételével így esett a választás a 12×18 méteres alaprajzi rasztermétre. E méretválasztás helyességét bizonyította az a tény, hogy közel azonos időben két ipari vázszerkezet tervei is elkészültek erre a méretre: a *KGM* által létrehozott ún. „SR” szerkezetre (statikus tervező: *Semsey Lajos* és *Reisch Róbert*) és a *Típustervező Intézet* által készített tipizált szerkezetre (statikus tervező: *Guoth István*) is igény jelentkezett. A különböző igények kielégítése érdekében a *Beton- és Vasbetonipari Művek* elődje, a *Betonelemgyártó Vállalat* mindkét szerkezet gyártását megkezdte. Mindkét szerkezet oszlopait és 12 méteres tetőelemeit a vállalat nagy mennyiségben készítette. A főtartók gyártásánál azonban különböző akadályok jelentkeztek, így mindkét szerkezethez acél főtartós változat is készült. A vasbeton főtartókat a vállalat nagyobb mennyiségben egyik szerkezethez sem gyártotta.

Világossá vált azonban, hogy kétféle — de ugyanakkor sok tekintetben hasonló — 12×18 méteres ipari csarnokszerkezet gyártása nem indokolt sem műszaki, sem gazdaságossági szempontból. Emiatt az Építésügyi és Városfejlesztési Minisztérium döntése alapján új, egységes, 12×18 méteres oszlopállású ipari csarnokszerkezetet kellett megtervezni.

A szerkezetváz tervezésének feladatát a *Beton- és Vasbetonipari Művek Gyártmánytervező Irodája* kapta meg.

A tervezési munka

A tervezés előkészületei 1967 februárjában kezdődtek meg. Ennek során külön-külön foglalkoztunk a

különböző oszlopállású szerkezetek összehasonlításával,

12×18 méteres vázszerkezet kialakításával,

18 méteres főtartó vonalvezetésével,

az egyes kapcsolatok lehetőségeivel,

az alkalmazható födémrendszerekkel.

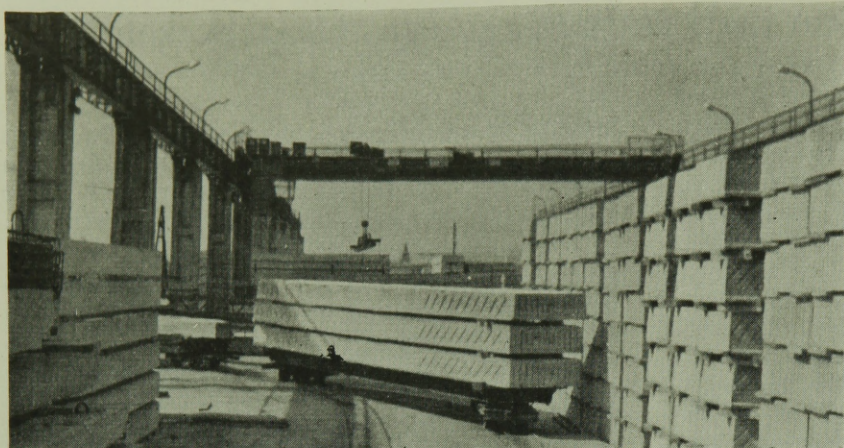
Az egyes kérdéseket olyan részletességgel dolgoztuk fel, hogy azokban a műszaki jellemzőkön kívül az egyes szerkezetfajták költségeinek tájé-

koztató adatai is szerepeltek. Az így előkészített munkarészeket az illetékes fórumok több fázisban megvitatták. Ilyen előkészítés után a konkrét tervezés 1967. június hónapban kezdődhetett meg.

A szerkezet tervezésénél igyekeztünk figyelembe venni mind a *KGM*, mind a *TTI* hasonló szerkezeteinek előnyös részletmegoldásait, és ezen túlmenően a legkorszerűbb méretezési módokat. Ezáltal az egységes vázszerkezet jelentősen gazdaságosabb lett mindkét elődjénél. A tetőpanel méretezésekor a legmesszebbmenőkig igénybe vettük a plasztikus tartalékokat. A méretezésnél gondot fordítottunk a repedés korlátozására. Az alakváltozások számítását az új *MSZ 15022*-es szabványtervezet szerint végeztük annak a feltételzésnek az alapján, hogy a keresztmetszet alakváltozás közben bereped. Ez a feltételzés ugyanis jobban megközelíti a tényleges állapotot, mint a jelenleg szokásos számítás. A jelenlegi módon számított tartók ugyanis a mértékadó igénybevétel alatt sok esetben jobban lehajlanak, mint az kívánatos volna.

A szerkezet méretezését mind a jelenleg érvényes, mind pedig a kidolgozás alatt álló szabvány szerint elvégeztük. Ennek kettős célja volt. Egyrészt biztosította, hogy a szerkezet hosszú távon is korszerű legyen, s az új szabványoknak is megfeleljen. Másrészt pedig a még alakulóban levő új előírások számára nyújtott tájékozódást. A régi és az új szabványelőírások gyakorlati következményei különféle szerkezeti elemeken összehasonlíthatók voltak, és ez lehetővé tette, hogy hatásuk konkrét esetekben lemérhető legyen.

A 12 m-es tetőpaneleket alulbordás teknőelemként alakítottuk ki. A keresztbordák számának megállapításánál a *KGM* panel gazdaságosabb megoldását vettük figyelembe, és ezért 3 keresztbordát alkalmaztunk. Viszont a *TTI* megoldását követve a két tetőterhelési fokozatnak megfelelő fővasalás-különbözetet a panelok közötti kibetonozásban helyeztük el. Ezáltal egyszerűsített gazdaságosabb szerkezet volt készíthető, másrészt a gyártóműben csak egyféle vasalású panel készül. A *TTI* megoldását egyben továbbfejlesztettük, mert a negatív nyomatókat felvevő bordaközi betéteket nem a rugalmasságtani elvek szerinti nyomatóki ábrát alapul véve számoltuk, hanem a támaszok felett plasztikus csukló képződését is megengedtük. Tekintve, hogy a csukló helyén a plasztikus repedések nedvességtől elzárt oldalon képződnek, ez a számítási mód megengedhető. A tetőpanel bordáinak nyírási vasalását már a többször, erősebb igénybevételnek megfelelően alakítottuk ki. A födémpanel lemezeit is a képlékeny törési állapot szerint számítottuk. A két irányban teherviselőnek feltételezett lemeznél az elosztó vasalás teherviselő hatása is igénybevehető volt. A *TTI* megoldását alkalmazva a lemez széleit kiékeltük, így a lemez szélső és közbenső keresztmetszeteit azonos vasalással egyaránt határnyomatókig lehetett kihasználni. Ezekkel a módszerekkel



1. ábra. Tetőpanelek üzemi tárolása

lehetett elérni, hogy mind a *KGM*, mind a *TTI* panelnél az új, egységes tetőpanel jelentősen gazdaságosabbá vált (1. ábra).

A 18 méteres főtartó szabadon felfekvő, két-támaszú tartó. Rácsozásában átmenetet képez a nagykeresztmetszetű *TTI* és a mellékrácsokkal me-revített *KGM* rácsostartó között. Mellékrácsok nél-küli rácsostartóként alakítottuk ki, azonban stati-kai vázát nem ideális rácsostartónak tételeztük fel, hanem a tényleges erőjátéknak megfelelően 24-szeresen határozatlan keretszerkezetnek. Ezáltal elkerülhető volt a beton és betonacél határfeszültsé-gének a rácsos vasbeton tartóknál előírt csök-kenése, ami betonacél-megtakarítást eredménye-zett. A határozatlan keretszerkezet erőjátékát Elliot 803-as elektronikus számítógép számolta Livesley mozgásmódszere alapján, a *NIM Ipar-gazdasági és Üzemszervezési Intézet* elektronikus számítóközpontjának 803 N 95, 803 NS 105 és 803 NS 205-ös könyvtári programjai szerint. A gép a terhelési adatokban megadott koncentrált és megoszló erőkből adódó 9 teherállás-kombiná-cióra végezte el a vizsgálatokat. A tervezés során elvégeztük az övmerevség ellenőrző vizsgálatát is, az emelés és szerelés mértékadó fázisaiban (2. ábra).

A főpillérek keresztmetszetét a korábbi *TTI* megoldás szerint választottuk meg (3. ábra). A számításnál a pillért alsó végén befogottnak, felső végén szabadon elmozdulónak tételeztük fel. Te-kintettel voltunk az összes járulékos hatásra is,

beleértve a különböző lehetséges méretpontatlan-ságok igénybevétel-növelő hatását is. Diagramot készítettünk a pillérre ható, adott nagyságú nyo-móerőhöz tartozó tetszőleges, ferde síkban ható megengedhető nyomatékok értékeire. A pillér megfelel arra az igénybevételre, melynek irány- és mérethelyesen felrajzolt nyomatékvektorának vég-pontja a nyomatékhoz tartozó nyomóerőt ábrá-zoló görbén belül esik. A csarnokszerkezet szélein, sarkán elhelyezkedő, ill. a belső pillérek kihasznált-sága egymáshoz annyira közelállónak bizo-nyult, hogy azonos vasalás volt alkalmazható (4. ábra).

A falváz-pillérek keresztmetszetét szintén a *TTI* csarnokszerkezetével azonosra választottuk; azokat csupán a függőleges terhek hordására mé-reteztük, s a szélterhek hatására alul-felül megtá-masztott kéttámaszú tartónak képeztük ki.

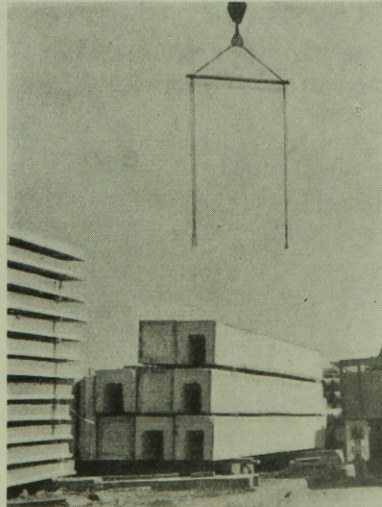
A szerkezet alapozásának számításában te-kintettel voltunk arra, hogy a csarnok mint típus-szerkezet a legkülönbözőbb talajmechanikai vi-szonyok között kerülhet felépítésre. Az átlagosan előforduló talajviszonyok legkedvezőtlenebbikét, a sovány agyagtalajt vettük a számításakor figye-lembe. Feszültségi alapérték: $\sigma_a = 2,00 \text{ kp/cm}^2$.

A vázszerkezet

A 12×18 m-es típus csarnokszerkezetek elter-jedése alapján felmérhető volt, hogy a 12×18 m pillérosztású egységes csarnokszerkezet felhaszná-

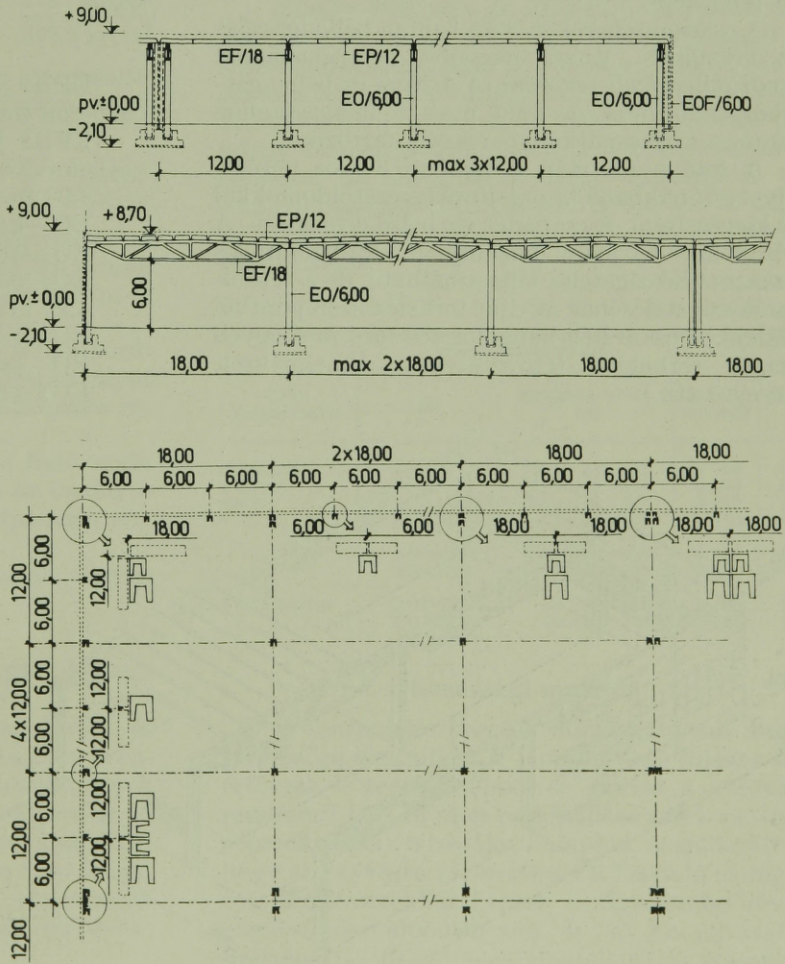
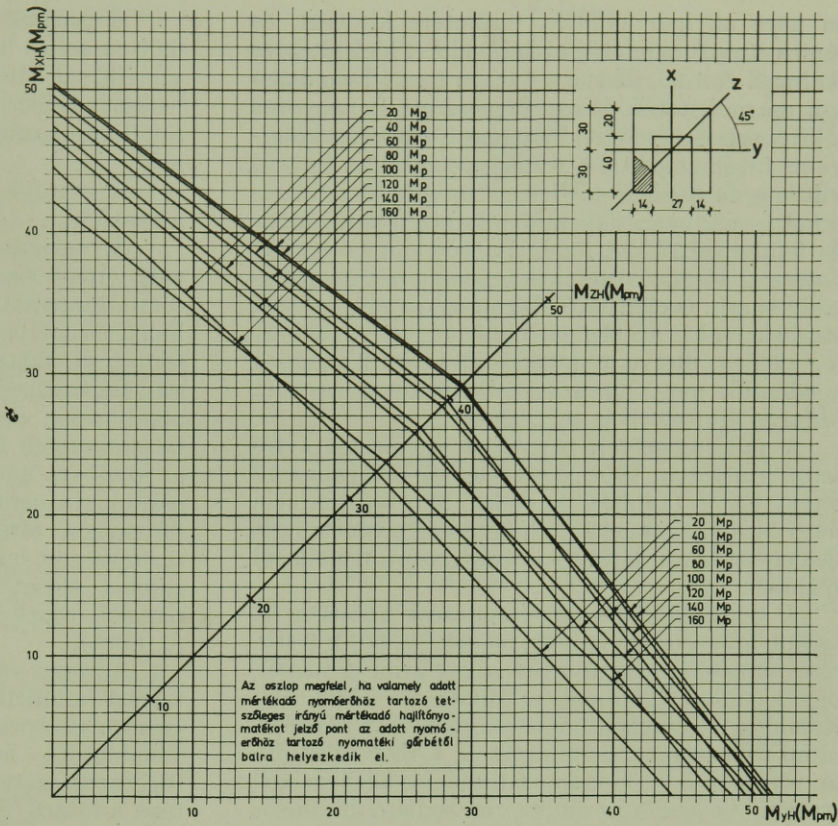


2. ábra. Főtartó felszakítása



3. ábra. Oszlopok tárolása

4. ábra. EO/600 oszlop határigénybevételi ábrája



5. ábra. Metszetek, alaprajz

lási köre az ipar minden területére kiterjed, és számos üzem technológiai igényeinek kielégítésére alkalmas. A 4,20, illetve a 6,00 m tiszta belmagasságú csarnok tetőfödémre függesztett konveyoros szállítóberendezésekkel, főtartóra függesztett könnyebb futómacskákkal, álmennyezettel, a főtartó nyílásain és a pillér mellett átvezetendő csővezetékek és nagymértékű klímacsatornákkal, különféle felülvilágítók, födémáttöréseken kivezetett kémény-, szellőzővezetékekkel vagy tetőventillátorokkal stb. is ellátható. Természetesen mindezek a terhek csakis az elemek határigénybevételeinek megfelelően, illetve a statikai számítástól függően engedhetők meg. Daruzott pillérekkel a csarnok híddarus kivitelben is tervezhető.

A pillértengelyek távolsága egymástól a főtartók irányában 18 m, a tetőelemek irányában 12 méter. Ez a távolság a szélső, illetve dilatáció menti oszlopközöknél a nullpontosság elvének megfelelően az ábrán látható alaprajz szerint módosul (5. ábra).

A csarnok alaprajzi elrendezése kötetlen. A csarnok keresztirányban 18, 36, 54, 72, 90, 108 stb. méter elméleti méretű lehet azzal a megkötéssel, hogy legalább 72 m-enként dilatációs hézag alakítandó ki. A csarnok hosszirányban a 12 m egészszámu többszöröse, de min. 24 m. Ebben az irányban is legalább 72 m-enként dilatációs hézagt kell tervezni. Az épület az alaprajzon látható dilatációs elrendezésnek megfelelően hossz- és keresztirányban bővíthető.

A csarnokpillérek 4,20 és 6,00 m belmagassághoz készülnek. Ennél nagyobb belmagasságnál egyedi pillért kell tervezni. A 4,20 m-es belmagassághoz 7,20 m-es, a 6,00 m-es belmagassághoz 9,00 m-es attika-párkánymagasság tartozik.

A tető a főtartók irányában 3%-os lejtésű, melyet a vápákban 1%-os lejtésű levezetőidomokkal kell kiegészíteni. A csapadékvíz belső elvezetésű. A tetőfödémre bármely, hazánkban általánosan alkalmazott hőszigetelés felhasználható, de a tetőfödém hőszigetelésének módját terhelési szempontból mindenkor össze kell hangolni a tetőre jutó egyéb hasznos terhekkel (csővezetékek, álmennyezet, konveyor stb.).

A csarnok hajói tengelyük irányában 3,00, ill. 6,00 m széles hernyó- vagy egyéb rendszerű felülvilágítóval láthatók el. Terhelésüket (a szélterhelést is beleértve) a főtartó statikai számításában található határigénybevételek alapján ellenőrizni kell.

A csarnok padlószerkezete tetszőlegesen alakítható ki.

A csarnok falszerkezete a *TTI* által kidolgozott „Ipari csarnokok falpanelos térelhatárolása” tervdokumentáció szerint készülhet. A szélső oszlopok és a falvázoszlopok bármilyen egyéb egyedi tervezésű, falazott, profilüveges, ablakos, panelos stb. falrendszer vízszintes szélterheinek felvételére alkalmasak, de mind a falpanelek, mind egyéb falszerkezetek függőleges terhei csakis közvetlenül az alapokra háríthatók, az oszlopokra és a falvázoszlopokra nem terhelhetők. Az „Ipari csarnokok falpanelos térelhatárolása” című tervdokumentáció szerint lehet kialakítani a nyílászáró szerkezeteket, előtető- és rámpaképzést, valamint a falpanelek rögzítését és azok hézagainak tömítését (6. ábra).

Az ipari csarnok átlagos gondosságu karbantartási munkát igényel. A karbantartás szükségessége elsősorban a korróziónak kitett acélszerelvények (pl. falpanel-beerősítő szerkezetek, felüggesztő szerelvények, falváz-oszlop felső rögzítése, a főtartó és oszlop kapcsolata stb.) rendszeres mázolására és a tetőszigetelés felújítására vonatkozik.

A tartószerkezet elemei

EP/12 jelű $12 \times 1, 50 \times 0, 45$ m névleges méretű vasbeton tetőelem,

EF/18 jelű 18 m névleges hosszúságú rácsos vasbeton főtartó.

6,00 m-es belmagasságnál:

EO—k/600 jelű közbenső vasbeton oszlop,

EO—sz/600 jelű szélső vasbeton oszlop,

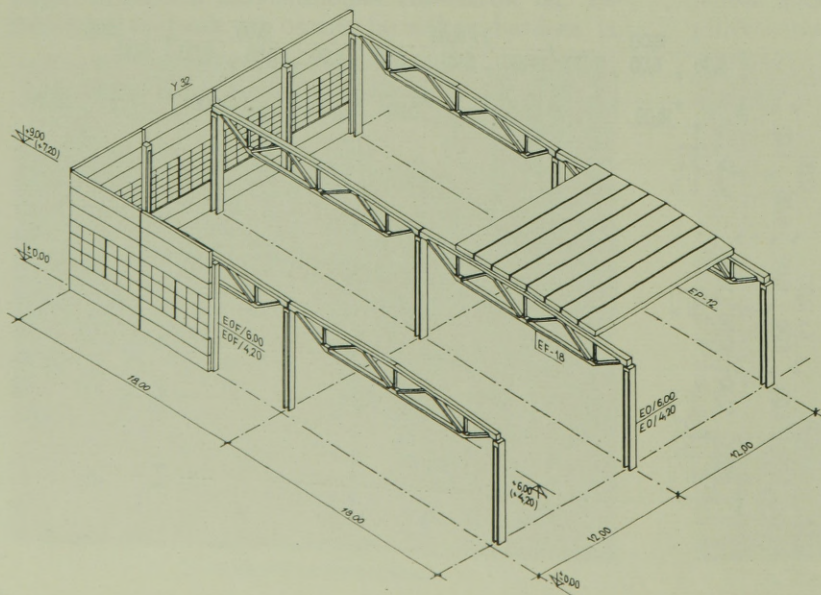
EOF/600 jelű vasbeton falvázoszlop.

4,20 m-es belmagasságnál:

EO—k/420 jelű közbenső vasbeton oszlop,

EO—sz/420 jelű szélső vasbeton oszlop,

EOF/420 jelű vasbeton falvázoszlop.



6. ábra. Vasbeton szerkezetű egységes 12,00 × 18,00 m-es ipari vázszerkezet

Az oszlopok és a falvázoszlop alapjai helyszíni betonozással készülnek.

A csarnok-tetőfödém terhelései

A csarnokszerkezet tetőfödémét kétféle teherbírási változatban tervezték meg. A két teherfokozat csupán a födém többtámaszúsításában jelentkezik; a főtartó és az oszlopok a nagyobbik (II.) terhelési fokozatra méretezettek.

A tetőelem mértékadó terhe a két fokozatban a következő:

	I. fokozat	II. fokozat
Önsúly	226 kp/m ²	226 kp/m ²
Hó + szél	140 kp/m ²	140 kp/m ²
Állandó többletterhe (hő- és víz. szig., kellősítés) és az esetleges teher összesített értéke	159 kp/m ²	259 kp/m ²
	525 kp/m ²	625 kp/m ²

A II. fokozat 625 kp/m²-es terhéből 132 kp/m² megoszló tehernek megfelelő teher az Alkalmazási Utasításban rögzített feltételek mellett a főbordákra terhelhető.

Tetőelem lemezének terhelhetősége (a terhelési fokozattól független).

3 cm vb. lemez önsúlya	82,5 kp/m ²
Hó + szél	140 kp/m ²
Többletterhe (hő- és vízszigetelés, kellősítés stb.), valamint esetleges teher (vezeték, álmennyezet stb.) összesített terhe	176 kp/m ²
	398,5 kp/m ²

A főtartó a II. terhelési fokozatra méretezett. A II. terhelési fokozat két alternatívája a (tetőfödém és a főtartó önsúlyával együtt):

- a) Megoszló teherre 708 kp/m²
b) Csökkentett megoszló teherre..... 603,5 kp/m²

és ezenkívül 1 db 7,44 Mp értékű koncentrált teher bármely csomóponton, vagy 2 db 4,22 Mp értékű koncentrált teher bármely két egymástól 6 m-re levő csomóponton.

Az oszlopok a főtartóról átadódó terhet hordják. A hosszfal menti oszlopok a körítőfal önsúlyát nem hordják, csupán a vízszintes erőhatásokat veszik fel.

A falvázoszlopok a falszerkezetre ható szabványos szélteher felvételére, valamint az önsúlyukat közvetlenül az alaptestre átadó falpanelek vízszintes megfogására szolgálnak.

Az egységes váz elemeinek műszaki adatai:

Tetőpanel

Jele EP/12. A panel 45 cm magas, 149 cm széles, 1192 cm hosszú alulbordás elem. A főbordák, végbordák 45 cm magasak, vastagságuk 5 és 10, illetve 8—12 cm között változik. Az elem ezenkívül még három fiókborrával rendelkezik, melyek 30 cm magasak, szélességük 4—14 cm-ig terjed. A panel lemeze általános helyen 3 cm vastag, a bordák melletti szakaszokon 12 cm-es sávban 3 cm-ről 5 cm-re növekvő vastagságú. Az alkalmazott beton minősége B. 280, alkalmazott acélminőségek: A 34.H; B.38.24; B.60.40.

Főtartó

Jele EF/18. A főtartó közepén 225 cm magas, 1794 cm hosszú rácsos vasbeton tartó. Felső öve törtvonalú, lejtése a támaszok felé 27 cm. A tartó támaszai feletti szakaszon 52 cm magas. Felső övének és támaszfelületének szélessége 40 cm, felső öv magassága 22 cm. Alsó öv szélessége 30 cm, magassága 16 cm. Rácsok szélessége 25 cm, vastagságuk 10, 14, illetve 20 cm. A főtartó támaszfelületén beépített szerelvény biztosítja az oszlopokhoz való lehegeszthetőséget. Az alkalmazott betonminőség B 500, alkalmazott acélminőségek A 37; B 38.24; B 60.40.

Oszlopok

Jeleik: EO-sz/420, EO-k/420, EO-sz/600, EO-k/600. Az oszlopok 55×60 cm-es befoglaló keresztmetszetű U szelvényű elemek, felső 24 cm-es szakaszuk tömör. A szélső („sz” jelzésű) és a közbelső („k” jelzésű) oszlopok vasalása megegyező, különbség csak a szerelvényezetségekben van. A hossz-fali szélső oszlopok egyúttal a falszerkezet merevítését is ellátják, így az „sz” jelzésű oszlopok két élén végigfutó szögacél van beépítve. Az oszlopok fején a főtartó leerősítését szolgáló szerelvény van. Az alkalmazott betonminőség B 400, alkalmazott acélminőségek: B 60.40, B 38.24, A 37.

Falvázoszlopok

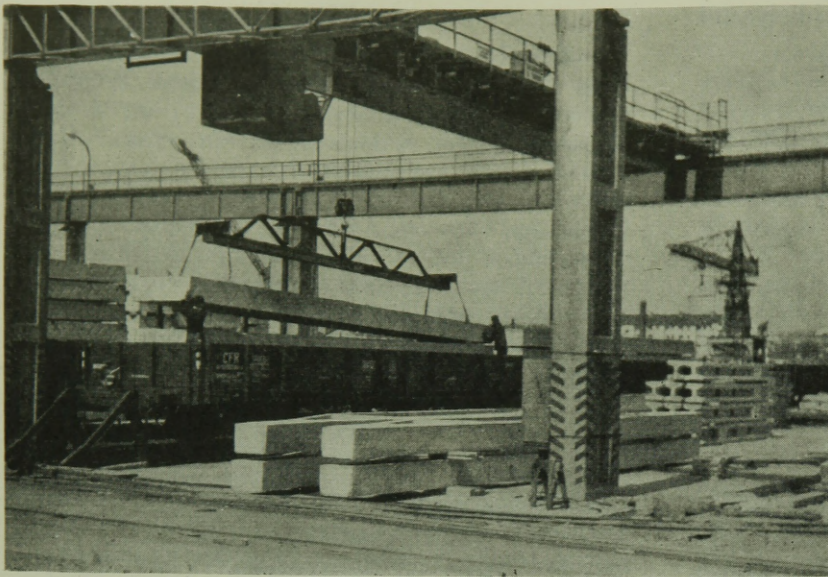
Jeleik: EOF/420 és EOF/600. A falvázoszlopok 40×45 cm-es befoglaló keresztmetszetű, U szelvényű elemek, felső 24 cm-es szakaszuk tömör. Az elemek két élén végigfutó szögacél van beépítve. A falvázoszlopok fejrészén külön szerelvény van, amely biztosítja a kapcsolatot a többi szerkezeti elemhez. Az alkalmazott beton minősége B 400, az alkalmazott acélminőségek: B 60; 40. B. 38.24; A. 37. Az elemek alapadatait az 1. táblázatban foglaltuk össze.

1. táblázat
12×18 m-es pillérosztású vasbetonszerkezetű egységes ipari váz előregyártott elemei

Elem megnevezése	Jel	Befoglaló méret, cm	Beton-minőség	Súly, t
Tetőpanel ...	EP/12	1192×149×45	B 280	3,59
Főtartó	EF/18	1794×40×225	B 500	8,65
Oszlop	EO-sz/420	55×60×708	B 400	4,00
	EO-k/420	55×60×708	B 400	4,00
	EO-sz/600	55×60×888	B 400	5,00
	EO-k/600	55×60×888	B 400	5,00
Falvázoszlop	EOF/420	40×45×668	B 400	2,14
	EOF/600	40×45×848	B 400	2,71

Gazdasági mutatók

A csarnokszerkezetek költségmutatói nagyon kedvezően alakultak. A Típustervező Intézet szakértőinek közzétett felmérése szerint a különböző rendszerű 12×18 m-es oszlopállású szerkezetek középsekcioinak vizsgálata alapján megállapítható, hogy az egységes vázszerkezet a hasonló előregyártott szerkezetekhez képest — figyelembe véve az elemek, csomópontképzés és 50 km-es szállítás költségét — 6—25%-os megtakarítást jelent.



7. ábra. Tetőpanel előkészítése vasúti szállításra

Az elemek és a csomópontképzés együttes előzetes tájékoztató költsége 50 km közúti szállítással együtt:

I. terhelési fokozatnál.....	358,40 Ft/m ²
II. terhelési fokozatnál.....	361,20 Ft/m ²

Az elemek tájékoztató jellegű nettó termelői árai:

EP	tetőpanel ..	3 370,—	Ft/db
EF/18	főtartó.....	22 500,—	Ft/db
EO-sz/600	oszlop	6 800,—	Ft/db
EO-k/600	oszlop	5 520,—	Ft/db
EO-sz/420	oszlop	5 400,—	Ft/db
EO-k/420	oszlop	4 510,—	Ft/db
EOF/420	falváz-oszlop	2 770,—	Ft/db
EOF/600	falváz-oszlop	3 610,—	Ft/db

Építéstechnológia

Az előregyártott elemek felrakását a szállítóeszközökre a BVM saját eszközeivel végzi.

Vasúti szállításra elsősorban a tetőelemek, az oszlopok, falvázoszlopok, valamint a falpanelek alkalmasak (7. ábra).

Közúti szállításra az összes elem alkalmas.

A tetőpanelek vízszintes helyzetben, 3 elemet egymásra rakva, a D-705 jelű nyergesvontatóval és az NH 12 jelű pótkocsival szállítják. A rácsos

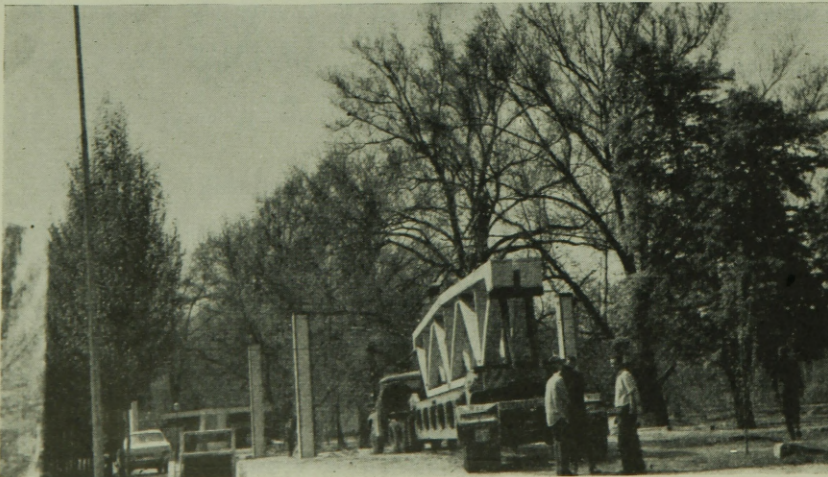
vb. főtartókat párosával, megfelelően kialakított szállítóbakokon, álló helyzetben, ugyancsak a D-705 jelű nyergesvontatóval és az NH 18 jelű pótkocsival szállítják (8. ábra). Az oszlopok 8,00 és 10,00 t-s pótkocsin is szállíthatók. Az előregyártott elemek tárolását a *TTI* építéstechnológiai tervei szabályozzák.

Az épületváz összeszerelésére az építőipar rendelkezésére álló emelőgépek közül a Fiorentini, a Coles, a Ranger, az MDK-63/1 típusú és a Jones autódaru, valamint az 505 és 652 jelű lánc-talpas daruk alkalmasak. Természetesen más emelőgépek is számításba jöhetnek.

A pillérek, a homlokzati falpanelek és az esetleg alkalmazandó támfalelemek lerakodására, továbbá a homlokzati falpanelek és a támfalelemek beemelésére az említett daruk mellett a K 61 jelű autódaru alkalmazása a leggazdaságosabb.

Az egységes ipari váz szerkezeti tervei az *Építészeti Tájékoztató Központnál* megrendelhetők. A típusterv teljes dokumentációját a *Típustervező Intézet* készítette.

A vázszerkezetet a *Beton- és Vasbetonipari Művek* Gyártmánytervező Irodájának Gyártmánytervezési Osztálya tervezte, a típusterv teljes dokumentációját a *Típustervező Intézet* III. Irodája készíti.



8. ábra. Főtartók páros szállítása D 705 jelű nyergesvontatóval és NH 18 jelű pótkocsival

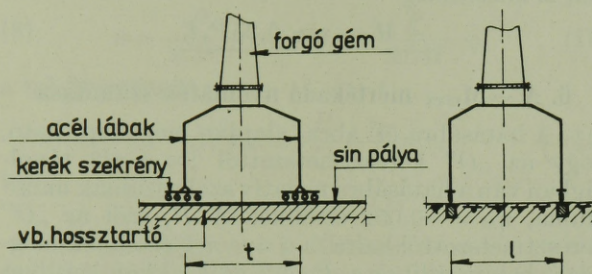
A talajba ágyazott vasbeton darupályatartók gyors méretezése

G N Ä D I G B É L A Kossuth-díjas

1. Általános adatok

A terepszinten mozgó állandó jellegű kötött-pályás daruk két legelterjedtebb típusa a *portáldaru* és a *bakdaru*.

Az l támaszközi acél daruszerkezet a négy láb terhelését a kerékszekrényben levő kerekek útján adja át a két sín pályára. A lábanként 2—6 kereket tartalmazó kerékszekrény a sín pályá irányában terpesztett megoldással készül. (1. ábra) Mindkét sín pályán a lábakat alátámasztó kerékcsoportok középvonalai t távolságban vannak egymástól.

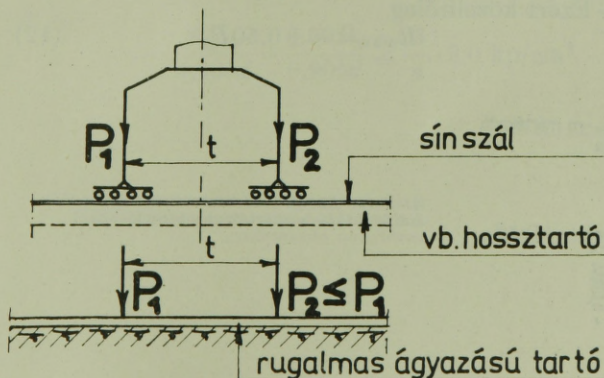


1. ábra. A daru és darupálya vázlatos elrendezése

A sín pályák a talajba beágyazott *vasbeton hossztartókra* támaszkodnak. Feltételezzük, hogy a hossztartó alatt, teherbíró *szemcsés talaj* (kavics, homokos kavics, homok) van, ismert talajfizikai jellemzőkkel. Kemény, *kötött talaj* esetében azt tételezzük fel, hogy *talajcsere* következtében a hossztartó egy legalább 0,50 m vastag *kavicsrétegre* fekszik fel.

2. Terhelések

A daru típusát és terhelési adatait ismertnek vesszük. Tehát adott a daru G *önsúlya* a horog és az esetleges ellensúly terhével együtt, a daru maximális gémkinyúlásához tartozó P *hasznos teher* (teherbírás) és a Q_1 *maximális lábnyomás*. A daru összes függőleges terhelése $Q = G + P$. A gém legkedvezőtlenebb helyzetéből és a szélteher hatásából meghatározott Q_1 *maximális lábnyomás* természetesen jóval meghaladja a Q *összterhelés* $\frac{1}{4}$ -ét, és általában a Q értékének $\frac{1}{2}$ -ét szokta megközelíteni.



2. ábra. A darupályatartó terhelési vázlata

Példaképpen közlöm az egyik hazai gyártású 5 Mp/30 m típusú forgógémes portáldarunk jellemzőadatait:

Támaszköz (l)	10,50 m
Kerékcsoportok távolsága (t)	10,50 m
Önsúly a horog és 14,5 Mp ellensúly terhelésével együtt (G)	124,0 Mp
A 30 m-es gémkinyúlásnak megfelelő teherbírás	5,0 Mp
Az összes függőleges teher (Q)	129,0 Mp
A maximális lábnyomás (Q_1)	60,2 Mp

Tehát ennél a darunál $Q_1/Q = 60,2/129,0 = 46,6\%$. A gépgyári terveken szereplő Q_1 érték még nem tartalmazza a k_e biztonsági tényezőt. Ezt is figyelembe véve a *mértékadó lábnyomás* (2. ábra).

$$P_1 = k_e Q_1 \quad (1)$$

A P_1 erőtől t távolságban működő P_2 lábnyomás kisebb lesz, mint a P_1 erő. Ezért egy daru esetében

$$P_1 < P_2$$

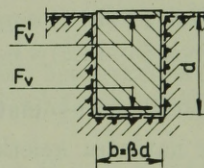
A darupályán két darut működtetve az is előfordulhat, hogy

$$P_1 \sim P_2$$

A további számításokban a fentebbi egyszerűsítő feltevést alkalmazzuk.

3. A feladat leírása

A vasbeton hossztartót végtelen hosszú, állandó keresztmetszetű, rugalmas ágyazású tartónak tekintjük. A hossztartó négyszög keresztmetszetű (3. ábra). A függőleges felületek mentén keletkező talajsúrlódás kedvező hatását figyelmen kívül hagyjuk. A beton minősége B 200.



3. ábra. A darupályatartó keresztmetszete

A tetszőleges helyzetbe mozgó teher a Q_1 maximális lábnyomásból származó P_1 mértékadó erőből és az ettől t távolságban levő $P_2 \leq P_1$ erőből áll.

Feladatunknak tekintjük a négyszög keresztmetszetű vasbeton gerenda betonméreteinek (b , d) és betonacél keresztmetszetének (F_v , F_v') gyors meghatározását az alábbiak figyelembevételével:

a) a beton keresztmetszetét úgy választjuk meg, hogy az $R_{\max}$ nyíróerő felvételéhez külön vasbetétekre (nyíróvasalásra) ne legyen szükség;

b) a talajigénybevétel a talaj $\sigma_{th} = \text{kp/cm}^2$ -es határfeszültségét nem lépi túl;

c) a tartó minden keresztmetszetében megfelel a $+M_{\max}$ és $-M_{\max}$ hajlítónyomatékok felvételére;

d) a keresztmetszet megválasztása gazdaságos, vagyis a tartó előállításához szükséges beton és betonacél költsége relatív minimumot ad.

A méretező képletek levezetésénél a végtelen hosszúnak képzelte rugalmas ágyazású tartó belső szakaszait vesszük alapul. A tartóvég méretezésével — megfelelő szerkezetű kiképzést javasolva — külön fejezetben foglalkozom.

4. Jelölések

- b a tartó szélessége (cm)
 d a tartó magassága (cm)
 β b/d a tartó keresztmetszet alakí tényezője
 P függőleges összpontosos teher (kp)
 E a beton rugalmassági tényezője (kp/cm²)
 I a tartó keresztmetszet inercianyomatéka (cm⁴)
 M a talaj összenyomódási tényezője (kp/cm²)
 $C = M/b$ a talaj ágyazási tényezője

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{M}} = \text{rugalmas ágyazású}$$

- hossztartó helyettesítő hossza (cm)
 x a hossztartó vízszintes koordinátája egy kijelölt „O” ponttól mérve (cm)
 $\xi = x/L$
 w a hossztartó függőleges lehajlása (cm)
 $\sigma_t = Cw/\text{talajfeszültség}$ (kp/cm²)
 M_h a hossztartó hajlítónyomatéka (kpm)
 R a hossztartóban keletkező nyíróerő
 τ_{bh} a beton alsó húzó hatásfeszültsége (kp/cm²)
 σ_{rh} a betonacél húzó hatásfeszültsége (kp/cm²)

Bevezetjük továbbá a rugalmas ágyazású tartókkal foglalkozó irodalomban [1], [2], [3] és a Zimmermann-féle táblázatban szereplő függvényjelöléseket:

$$\eta_1 = e^{-\xi} \cos \xi \quad (2)$$

$$\eta_2 = e^{-\xi} \sin \xi \quad (3)$$

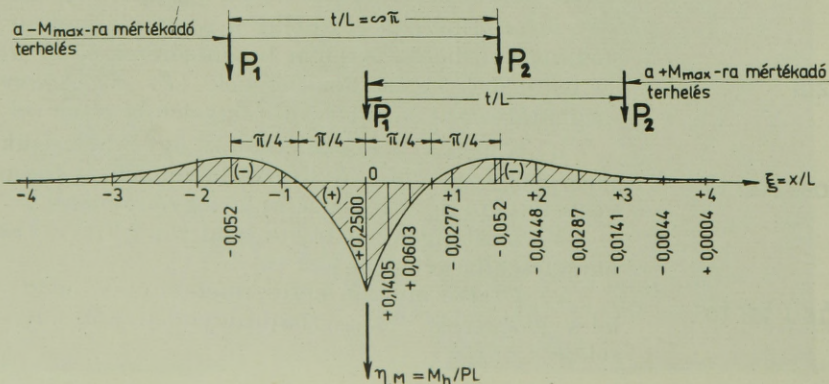
$$\eta_3 = e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi) = \eta_1 + \eta_2 \quad (4)$$

$$\eta_4 = e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) = \eta_1 - \eta_2 \quad (5)$$

5. A $+M_{\max}$ mértékadó nyomaték számítása

A P terhelés hatására keletkező M_h hajlító nyomaték a végtelen hosszú, rugalmas ágyazású, állandó keresztmetszetű tartó belső szakaszában, a vonatkozó irodalom [4] szerint

$$M_h = \frac{Pl}{4} (\eta_1 - \eta_2) = 0,25Pl\eta_4 = PL\eta_M \quad (6)$$



ahol az

$$\eta_M = 0,25\eta_4 = f_M(\xi) \quad (7)$$

függvény a Zimmermann-féle táblázatok [1] alapján számítható. A számítás eredményét a 4. ábra tünteti fel grafikusan. Az ábrán szereplő görbe egyrészt a $P=1$ erőből származó *nyomatékábrára*, másrészt az „O” keresztmetszet *nyomaték-hatásábrájának* is felfogható.

Tapasztalat szerint általában $t > L\pi/2$, ezért a hatására leterhelésénél csak a P_1 erő okoz pozitív nyomatékokat, a $P_2 \leq P_1$ erőből csak egy kisebb negatív nyomaték keletkezik. A kinyúló ütközőkarok miatt még két, egymás mellé állított daru lába sem szokott az $L\pi/4$ távolságnál közelebb kerülni egymáshoz. Ezért egy vagy több daru esetében is közelítőleg

$$+M_{\max} \approx 0,25P_1L \quad (8)$$

6. A $-M_{\max}$ mértékadó nyomaték számítása

A hatására (4. ábra) alapján megállapítható, hogy az „O” keresztmetszettől $\xi = \pm\pi/2$ távolságban van a hatására negatív szakaszainak maximuma, $\eta_M = -0,052$ értékkel. A P_1 erőt az „O” keresztmetszettől balra, a $\xi = -\pi/2$ értéknek megfelelő helyre állítva a P_2 erő csak akkor kerülhet a jobb oldali rész $\xi = +\pi/2$ értékkel megadott helyére, ha két erő távolsága $t = L\pi$. Általában azonban $t \neq L\pi$ és ezért a P_2 jelű második erő kisebb nyomatékokat okoz, mint a P_1 erő. A két egymás mellett működő daru esetében azonban a $t = L\pi$ érték is előfordulhat. Ezért a mértékadó negatív nyomaték közelítőleg

$$-M_{\max} \approx 2 \cdot 0,052P_1L = 0,10P_1L \quad (9)$$

7. Az $R_{\max}$ mértékadó nyíróerő számítása

Itt is egyelőre csak a tartó belső szakaszát vizsgálom. A P erőből származó nyíróerő a hivatkozott irodalom [4] szerint:

$$R = -0,5P\eta_1 = -P\eta_R \quad (10)$$

ahol

$$\eta_R = 0,5\eta_1 = f(\xi) \quad (11)$$

Az η_R függvényt az 5. ábra ábrázolja grafikusan. A közölt ábra nemcsak a $P=1$ erőből származó nyíróerő ábrája, hanem egyúttal a nyíróerő *hatásábrájának* is felfogható.

Gyakorlatilag $t > L\pi/2$, ezért a P_2 erőnek a hatására leterhelésében nincs lényeges szerepe. — Ezért közelítőleg

$$R_{\max} \approx \pm 0,50P_1 \quad (12)$$

4. ábra. Az „O” keresztmetszet-nyomaték hatásábrája a mértékadó terhelésekkel

$$w = \frac{P}{2LbC} (\eta_1 + \eta_2) = \frac{P}{2LM} \eta_3 \quad (13)$$
$$\sigma_t = Cw = \frac{P}{Lb} \cdot \frac{\eta_3}{2} = \eta_t \quad (14)$$
$$\eta_t = \eta_3/2 = f_t(\xi) \quad (15)$$
$$\sigma_{t \max} = \sim \frac{P_1}{Lb} (0,500 + 0,104) = \sim \frac{0,6P_1}{Lb} \quad (16)$$
$$R_{\max} = \sim \pm 0,50 P_1$$
$$z = \sim 0,90 \text{ d} \quad (17)$$
$$\tau = \sim \frac{R_{\max}}{0.90bd} = \frac{0,50P_1}{0.90bd} \leq \frac{3}{4} \cdot 9,0 \text{ kp/cm}^2$$
$$F_b = bd = \beta d^2 \cong 0,0823 P_1 \quad (18)$$
$$+ M_{\max} = \sim 0,25 P_1 L$$
$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{M}}$$
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E}{M}} \quad (19)$$
$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{\beta d^4}{12}$$
$$L = 0,537 d \alpha \sqrt[4]{\beta} \quad (20)$$
$$+ M_{\max} = \sim 0,25P_1L = 0,134P_1d\alpha\sqrt[4]{\beta} \quad (21)$$
$$F_v \approx \frac{+M_{\max}}{0,90d\sigma_{vh}} = \sim \frac{0,149P_1\alpha\sqrt[4]{\beta}}{\sigma_{vh}} \quad (22)$$

Egy megadott β alaki tényező esetében a (21) képlet szerint a mértékadó nyomtérk a d magassággal arányosan változik. Ennek aztán érdekes következménye, hogy az F_v vaskeresztszemetet

megadó (22) képletben a d érték nem szerepel. Tehát adott β alatti tényező esetében a szükséges vaskeresztmetszet nem függ a tartó magasságától.

A leggazdaságosabb d értéket keresve, a beton és vasszerelés együttes költségének kell relatív minimumot adnia. A beton költsége a beton F_b keresztmetszetével arányos, utóbbi pedig

$$F_b = bd = \beta d^2$$

alakban írható fel.

Mivel a vasbetétek keresztmetszete és így a költsége sem függ a d magasságától, ezért egy adott β alakú tényezőhöz tartozó legkisebb költséget az alkalmazható legkisebb d érték fogja eredményezni. A d csökkentésének alsó határát viszont már a (18) jelű képlet megadta. Ebből következik, hogy a (18) alatti egyenlőtlenség által megadott alsó határérték egyúttal a leggazdaságosabb megoldást is jelenti. Tehát

$$F_b = bd = \beta d^2 = 0,0823 P_1 \quad (18a)$$

Utóbbi képlet a β alakú tényezőtől függetlenül megszabja a beton költségét is. A (22) képlet szerint az F_v vaskeresztmetszet és így a vasbetétek

költsége is arányos a $\sqrt[4]{\beta}$ kifejezésével; ezért lehetőleg kis β értékre kell törekedni. Néhány gyakorlati szempont azonban, pl. a tartó oldalirányú merevségének biztosítása, a zsaluzási költségek csökkentése, a σ_t talajfeszültség korlátozása határt szab a β érték csökkentésének. Az említett gyakorlati okokból

$$\beta = b/d \geq 2/3 \quad (23)$$

egyenlőtlenség betartása látszik célszerűnek.

Ebből következik, hogy

$$\sqrt[4]{\beta} = \sqrt[4]{2/3} = 0,90$$

A β értéket a (18) képletbe helyettesítve a következő eredményhez jutunk

$$d = 0,35 \sqrt{P_1} \quad (24)$$

A (20) képlet alapján, d fentebbi értékét figyelembe véve

$$L = 0,17d \sqrt{P_1} \quad (20a)$$

Továbbá a (21) és (24) képlet egybevetéséből következik, hogy

$$+M_{\max} = 0,042\alpha \sqrt{P_1^3} \quad (21a)$$

A (9) képlet figyelembevételével pedig

$$-M_{\max} = 0,017\alpha \sqrt{P_1^3} \quad (25)$$

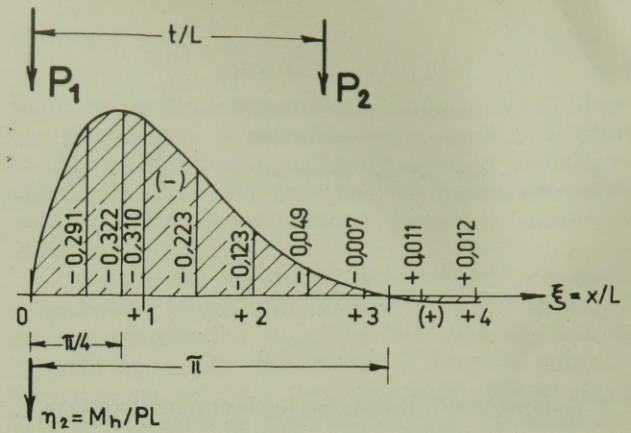
Levezethető továbbá, hogy

$$Lb \approx 0,04\alpha P_1$$

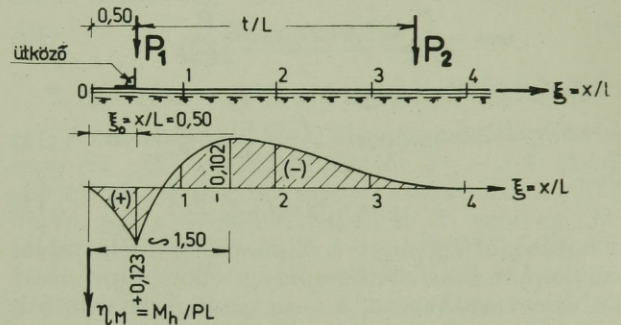
és így a (16) képlet alapján

$$\sigma_{t\max} \approx \frac{0,6P_1}{Lb} = \frac{0,6P_1}{0,04\alpha P_1} = \frac{15}{\alpha} \quad (26)$$

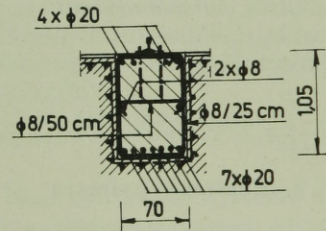
Igazolható, hogy a képlet általában $\sigma_t = 3,0$ kp/cm²-nél kisebb igénybevételt eredményez.



7. ábra. A tartóvégen működő $P=1$ erőből származó nyomatéki ábra



8. ábra. A tartó végétől $L/2$ távolságban működő $P=1$ erőből származó nyomatéki ábra



9. ábra. Az 5 Mp/30 m típusú portáldaru vasbeton hossztartójának keresztmetszete

11. A tartóvég vizsgálata

A tartóvégen ható P erő hatására keletkező hajlító nyomaték a vonatkozó irodalom [4] szerint

$$M_h = -PL\eta_2 \quad (27)$$

Az $\eta_2 = f_2(\xi)$ függvényt a 7. ábrán tüntettem fel. A tartóvégtől $x = L\pi/4$ értékkel megszabott távolságban keletkezik a legnagyobb negatív nyomaték és ennek értéke

$$-M_{\max} \approx 0,322P_1L \quad (28)$$

Ez az érték 29%-kal nagyobb, mint a tartó belső részében keletkező $+M_{\max} = 0,25 P_1L$ nyomaték.

A nyíró erő

$$R_{\max} = P_1 \quad (29)$$

Utóbbi érték kétszeresét teszi ki a tartó belsejében keletkező, a (12) képlettel számítható értéknek.

A tartó végén keletkező lehajlás a tartó végén működő P erőből így számítható [4]

$$w = \frac{2P}{LbC} \quad (30)$$

Összehasonlítva ezt az eredményt a (13) és (14) képlettel, illetve a 6. ábra grafikonjával, megállapítható, hogy a tartóvégen kb. *négyszer* akkora lehajlás és talajfeszültség keletkezne, mint a tartó belső részében.

A tartó végén keletkező nagy nyíróerőt, nagy lehajlást és magas talajfeszültséget azonban egyszerű szerkezeti megoldással csökkenthetjük. A 8. ábra szerint a vasbeton hossztartót meghosszabbítjuk oly módon, hogy utóbbi kb. $x_0 = L/2$ értékkel legyen hosszabb, mint az ütközővel rögzített szélső daruállás.

Ez esetben Pasternak [3] diagrammja szerint

$$-M_{\max} = 0,102 P_1 L = \sim 0,10 P_1 L \quad (31)$$

$$R_{\max} = \sim 0,53 P_1 \quad (32)$$

$$\sigma_t = \sim \frac{1,07 P_1}{Lb} \quad (33)$$

A (31) képletből megállapítható, hogy $x_0 = L/2$ túlnyújtás esetében a $-M_{\max}$ megegyezik a két lábnyomás hatására a tartó belső részében keletkező, a (9) képlettel számított nyomatékkal. — A nyíróerő is alig növekedett meg a (12) képlettel számított nyíróerőhöz képest. — Tehát nyíró vasalásra itt sem lesz szükség. A talajfeszültség a (30) képlet alapján számítható talajfeszültségnek csaknem a felére csökkent. Igaz, hogy a (33) képlettel számítható talajfeszültség a (16) képlettel számítható értékhez képest 78%-kal megnövekedett, de a gyakorlati tapasztalat szerint a szélső él mentén keletkező csúcsheszültség így sem lesz túlságosan magas.

12. Számpélda

Az 1. pontban tárgyalt daru vasbeton hossz-tartóját méretezzük:

$$Q_1 = 60,2 \text{ Mp}$$

$$k_e = 1,40$$

A mértékadó lábnyomás

$$P_1 = k_e Q_1 = 1,40 \cdot 60,2 = 84,3 \text{ Mp} = 8,43 \cdot 10^4 \text{ kp}$$

A betonminőség B 200, ennek megfelelően

$$E = 210\,000 \text{ kp/cm}^2 = 2,10 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$$

A talaj homokos kavics

$$M = \sim 400 \text{ kp/cm}^2$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E}{M}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,10 \cdot 10^5}{400}} = 6,75$$

A (20a) képlettel számolva

$$L = 0,17 \alpha \sqrt{P_1} = 0,17 \cdot 6,75 \sqrt{8,43 \cdot 10^4} = 333 \text{ cm} = 3,33 \text{ m}$$

A (24) képlettel számolva

$$d = 0,35 \sqrt{P_1} = 0,35 \sqrt{8,43 \cdot 10^4} = 102 \text{ cm} = \sim 105 \text{ cm}$$

$$b = \beta d = \frac{2}{3} \cdot 105 = 70 \text{ cm}$$

Méretezés + $M_{\max}$ -ra a tartó belső szakaszán

$$+ M_{\max} = \sim 0,25 P_1 L = 0,25 \cdot 84,3 \cdot 3,33 = 70 \text{ Mpm}$$

$$b/d = 70/105 \text{ cm}, h = \sim 102 \text{ cm}, z = \sim 102 - 6 = 96 \text{ cm}$$

B 60/40 minőségű betonacélt alkalmazva

$$\sigma_{th} = 3400 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_v = \frac{70 \cdot 10^5}{3400 \cdot 96} = 21,4 \text{ cm}^2 \sim 7 \varnothing 20 \text{ (22,0 cm)}$$

Méretezés $-M_{\max}$ -ra a tartó belső szakaszán

$$-M_{\max} = \sim 0,10 P_1 L = 0,10 \cdot 84,3 \cdot 3,33 = 28,1 \text{ Mpm}$$

$$b/d = 70/105$$

$$F'_v = \frac{28,1 \cdot 10^5}{3400 \cdot 96} = 8,6 \text{ cm}^2 \sim 4 \varnothing 20 \text{ (12,6 cm}^2\text{)}$$

A talajigénybevétel a tartó belső szakaszán

A (26) képlettel számolva

$$\sigma_{t \max} = \frac{15}{\alpha} = \frac{15}{6,75} = 2,2 \text{ kp/cm}^2 < 3,0 \text{ kp/cm}^2$$

A lehajlás a tartó belső szakaszán

Az ágyazási tényező

$$C = M/b = 400/70 = 5,7 \text{ kp/cm}^3$$

$$w = \sigma_t/C = 2,2/5,7 = 0,39 \text{ cm} = \sim 3,9 \text{ mm}$$

A tartóvég kiképzése

A hossztartó túlnyújtása sín ütköző végétől számítva

$$x_0 = L/2 = 3,33/2 = 1,67 \text{ m} = \sim 2,0 \text{ m}$$

IRODALOM

- [1] Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Berlin 1888.
- [2] Hetényi: Beams on elastic foundation. Michigan, 1964.
- [3] Pasternak: Die baustatische Theorie biege fester Balken und Platten auf elastischer Bettung. Beton u. Eisen 1946., 163—171 p.
- [4] Bayer: Statik im Eisenbetonbau, I. Bd. 2. Aufl.
- [5] Massányi K.: Acélszerkezetű daruk és darupályák számítása. II. kiadás. Budapest, 1964.
- [6] Wölfer: Elastisch gebettete Balken. 2. Aufl. — Wiesbaden, 1965.

KÜLFÖLDI UTAK, KONFERENCIÁK

Schaefer György május közepén Grazban (Ausztria) az Ausseninstitute der Technischen Hochschule in Grazban előadást tartott a magyar építőiparról.

*

Ujhelyi Jánost az Egyesület a Londonban május 27—29. között tartott Nemzetközi könnyűbeton konferenciára küldte ki.

Lakos Andor Helsinkiben (Finnország) a Scandinavian Oil Heating Union által május 15—20. között rendezett Olajfűtési konferencián képviselte az Egyesületet.

*

Főnyad Tibor Lodzba (Lengyelország) utazott a május 14—19. között tartott Fűtő- és szellőzőberendezések az építőiparban konferenciára.

Egyetlen cikk nem adhat teljes képet a héjszerkezeteket tervező magyar mérnökök és tudósok munkásságáról. E szerkezetek sokaságából — a könnyebb áttekinthetőség kedvéért — főként azokat emeljük ki, amelyek az épülettervezés komplex követelményeit is magas színvonalon elégitették ki.

A tudomány által jól kezelhető elméleti modellek gyakorlati megvalósítására Magyarországon is fontos kezdeményezések történek. A megépült szerkezetek változatos sokaságát a különböző gazdasági tényezők a helyi ökonomiát tükröző módon alakítják ki. A fejlődésben a következő három fő ciklust kell felismerni:

1. Az első időkben a héjak monolit vasbetonból készültek. Ez a lehetőségek feltárásának kora volt. Az építést a megszokott szerkezeti- és szigetelőanyagokkal végezték, hagyományos építéstechnológiával.

2. A következő korszakban különböző okok némileg háttérbe szorították a héjszerkezeteket (faanyaghiány, munkaerőhiány stb.).

3. A harmadik fejlődési szakasz napjainkban játszódik le. Új technológiai megoldások, az építési anyagok fejlődése és a növekvő feladatok ismét versenyképessé teszik a héjszerkezeteket.

Az első korszakban épült sok kisebb szerkezet közül kiemelkedik a Budapesti Autóbuszgarázs, *Menyhárd István* világviszonylatban is jelentős alkotása (1940). A főépületet elliptikus paraboloidok fedik, a melléképület lezárása konoidhéj (1. ábra). A héjszerkezetek előnyei közismertté váltak és a második korszak ritka héjépítési tevékenységének idején megszilárdultak az újabb fellendülés elméleti alapjai.

A harmadik szakaszban — napjainkban — az üzemen előregyártott szerkezetekkel vívott verseny erősen befolyásolja a héjszerkezetek fejlődését. Nem megengedhető, hogy gondos gazdasági vizsgálat nélkül felhasználjuk az elméletben tárgyalt modelleket, mert az erőjáték szerint legtakarékosabb szerkezetek nem mindig versenyképesek a nagyobb anyagigényű, de egyszerűbb és kevesebb helyszíni munkát igénylő szerkezetekkel szemben. A feladatok megoldását lényegesen megnehezíti, hogy a mai építész nem kedveli a romantikus megjelenésű épületeket. A gyárüzemi előregyártás elterjedésének formai visszahatása annyira erős, hogy korunk építészei néha még olyankor is paralel síkokkal határolt épülettömegekhez ragaszkodnak, amikor az épület rendeltetésénél ez nem elsőrendű szempont (pl. ipari csarnokok).

A fenti gazdasági és esztétikai szempontok különösen az iparilag fejlett országokban befolyásolják a héjszerkezetek elterjedését. Tény, hogy míg az elméleti kutatások a legbonyolultabb kérdések sikeres megoldása felé haladnak, ugyanakkor a héjszerkezetek létkérdését befolyásoló technológiai körülmények lassabban fejlődnek.

A kényszerítő körülmények hatására számos új irányzat keletkezik. A monolit megoldások kor-

szerű eszközökkel, szinte állvány nélkül készülnek. Megjelennek az előregyártott héjszerkezetek, melyek gyakran ellentmondásokkal terhesek, de gazdaságilag sokszor előnyösebbek. Végül a szerkezet megváltik eredeti anyagától, megszületnek a fém-szerkezetű héjak, és a héjszerkezetek versenytársai, a függőtetők.

Az alábbiakban bemutatott magyar szerkezetek legnagyobb része azért különösen érdekes, mert technológiai előnyeik következtében hazai viszonyok között gazdaságosabbak másfajta szerkezeteknél, helyszíni munkaigényük és építési sebességük pedig lépést tart az általános fejlődéssel. Példákat mutatunk be a mélyépítési héjszerkezetek új alkalmazási területére, a héjalapozásokra, befejezésül pedig gazdasági értékelés nélkül ismertetünk néhány olyan épületet, ahol a héjak alkalmazását a szabad formai kiképzéssel elérhető kifejező erő indokolta.

1. Korszerű monolit héjszerkezetek

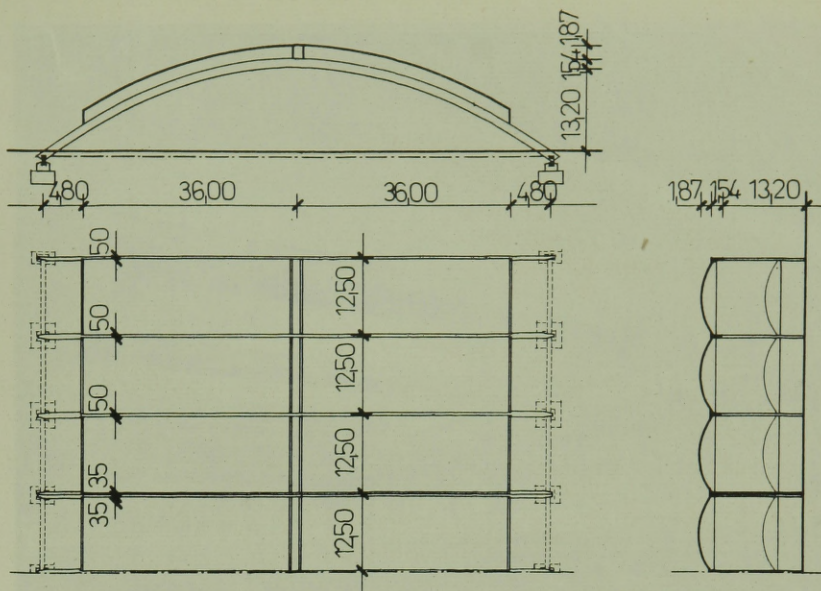
A legnagyobb előrehaladást a daruzott ipari csarnokok építésénél érték el. A daruhidak gördülőállványkénti alkalmazásának gondolata már 1948-ban felmerült.

A döntő lépést a Székesfehérvári Könnyűfém-mű héjszerkezetének megoldása jelentette. (Mérnök tervező: *Menyhárd István*, építéstechnológia: *Semsey Lajos*, építész: *Farkas Ipoly*, 1958; 2a, 2b, 3a ábra.) Az itt kialakult építéstechnológia olyan sikeres, hogy az ipari csarnoképítészetben általános követésre talált. Az így épülő csarnokok — bizonyos feszítávhatárok között — Magyarországon olcsóbbak bármely más szerkezetű csarnoknál, és igen gyorsan építhetők. A kivétel két fő gondolata: 1. A csarnok daruhídjait a héj peremtartóinak készítéséhez gördülőállványként felhasználják; 2. a héjszerkezet a következő munkaütemben készül, a héjak zsaluzóelemeit a megszilárdult peremtartókra függesztik, a zsaluzóelemek rácsos acélvázalattal készülnek. Ezzel a módszerrel lehetővé válik a peremtartók állványának és a héjszaluzatnak többszöri felhasználása. Ugyanazokat a zsaluzóelemeket több épületnél is felhasználják, néha egymástól több száz kilométer távolságban.

A héjépítés fenti elvét eddig a 3. ábrán látható változatokban valósították meg. Az itt közölt sorrend egyben időbeli sorrend is, és világosan tükrözi az alapgondolat fokozatos kifejlődését.

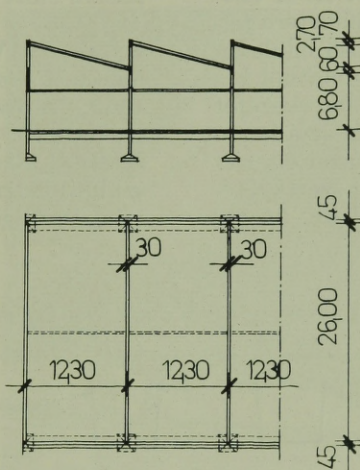
A Csepeli Csőgyár héjszerkezete a csatlakozó épületszerkezetek és szigetelések kiképzésében hozott további fejlődést. (Mérnök tervezők: *Menyhárd István*, *Reisch Róbert*, építész és építéstechnológia: *Semsey Lajos*, 1960; 3b, 4a, 4b ábra.) Nyilvánvalóvá vált, hogy a szerkezetépítés munkaigényének csökkentése a komplex tervezésnek csak egyik része. A hőszigetelés és vízszigetelés problémái, a helytelenül értelmezett esztétikai igények miatt ugyanis nem eléggé körültekintő tervezés

1. ábra



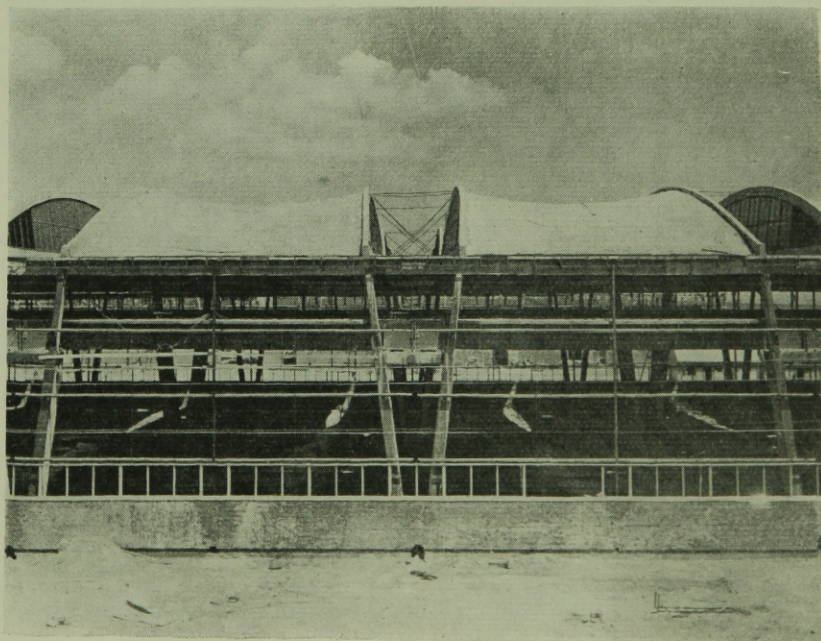
**BUDAPESTI
AUTÓBUSZGARÁZS**

FŐ-ÉPÜLET
A HÉJ ALAPTERÜLETE :
12,00 x 72,00 M
6CM VTG ELLIPTIKUS PARA-
BOLOID HÉJ

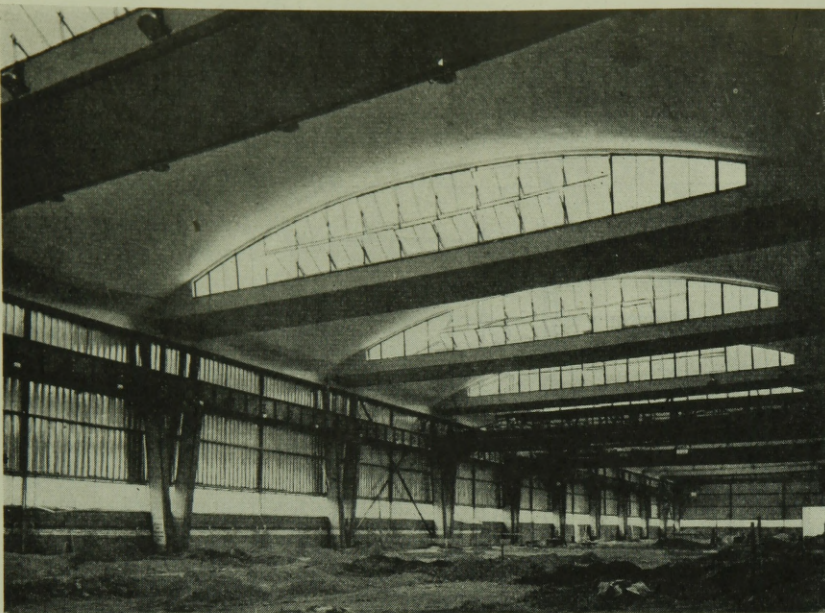


**BUDAPESTI
AUTÓBUSZGARÁZS**

MELLÉKÉPÜLET
A HÉJ ALAPTERÜLETE :
12,00 x 25,00 M
6 CM VTG. KONOID HÉJ



2a ábra



esetén a födémkészítés egyéb költségei elérhetik a szerkezeti beton árának 8–10-szeresét is. A Csepeli Csőgyár hőszigetelése a héj alsó felületére felhordott szórt azbeszttből áll. A héj külső felületén a vízszigetelés plasztikus bitumen bevonatból készült. A födém rétegei igen könnyű szerkezetet eredményeznek, a vasbeton héj önsúlya az állandó terhelés 95%-át teszi ki. E módszer hazai elterjedésére jellemző, hogy a Csepeli Csőgyár szerkezetével eddig hat épület készült (összesen kb. 35 000

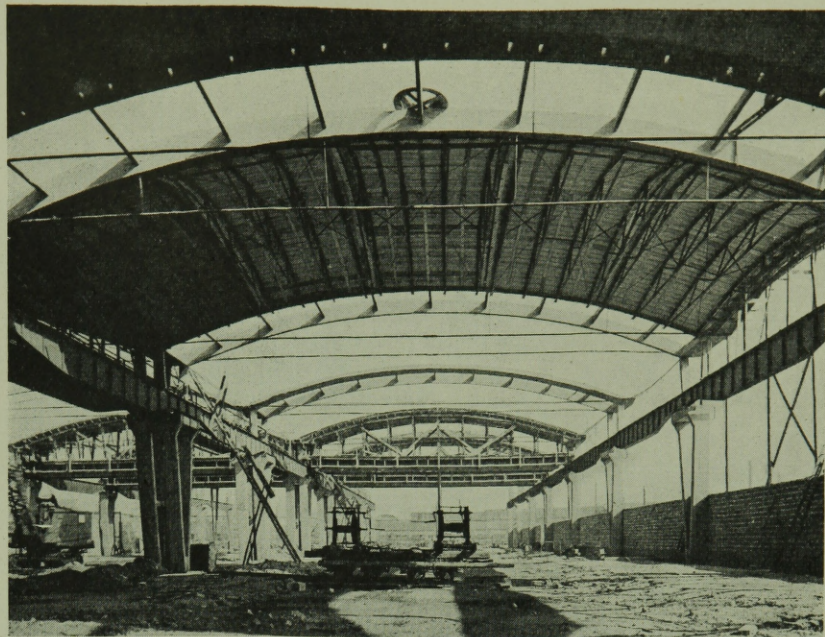
négyszetméter), további négy épület pedig kivitelezés előtt áll (összesen kb. 25 000 m²).

A 3c és 5. ábrán látható shed-szerű héjforma a Ganz-MÁVAG Hajtóműgyárban épült. (Mérnök tervező: Horváth Csongor, építész: Vincze Pál, 1962.) A födém hőszigetelése és vízszigetelése a székesfehérvéri csarnokhoz hasonlóan, a sík szerkezeteknél alkalmazott hagyományos rétegekkel készült. A csarnok belső térhatása és természetes megvilágítása igen kedvező.

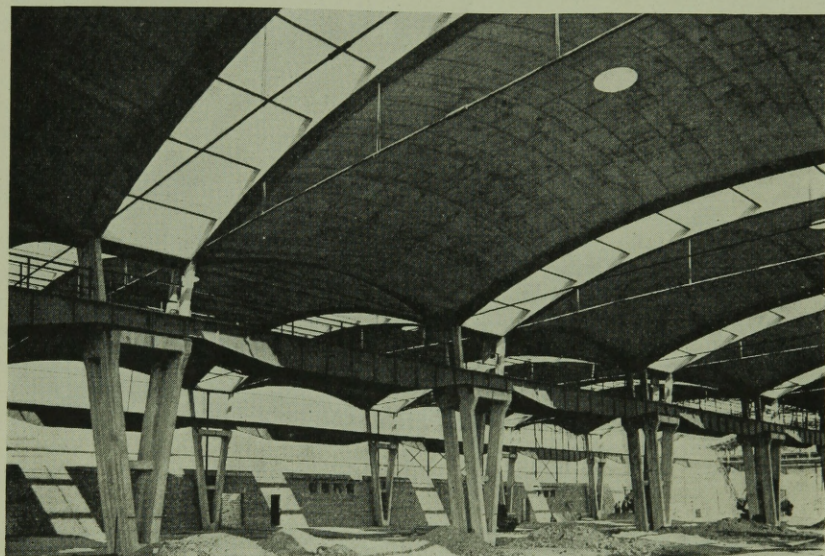
AZ ÉPÜLET NEVE TERVEZŐK A HÉJSZERKEZET RÖVID LEÍRÁSA	A HÉJSZERKEZET ÉPÍTÉSÉNEK ELVI VÁZLATA	GEOMETRIAI VÁZLAT
SZÉKESFEHÉRVÁRI KÖNNYŰFÉMMŰ SZERKEZETTERVEZŐ: MENYHÁRD I. ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIA: SEMSEY L. ÉPÍTÉS: FARKAS I. ALAPRAJZ: 11,00 x 30,00 HÉJ VASTAGSÁGA: 6 CM GEOMETRIA: FORGÁSI HIPERBOL- ID, A VÉGEKEN KONOID BEFEJEZÉSSSEL		
CSEPELI CSŐGYÁR SZERKEZETTERVEZŐ: MENYHÁRD I. REISCH R. ÉPÍTÉS ÉS TECH.: SEMSEY L. ALAPRAJZ: 11,00 x 22,00 HÉJ VASTAGSÁGA: 5 CM GEOMETRIA: ELLIPTIKUS KÖR- GYŰRŐ FELÜLET		
GANZ-MÁVAG HAJTÓMŰGYÁR SZERKEZETTERVEZŐ: HORVÁTH CS. ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIA: SEMSEY L. ÉPÍTÉS: VINCE P. ALAPRAJZ: 9,00 x 19,00 HÉJ VASTAGSÁGA: 6 CM GEOMETRIA: HIPERBOLIKUS PA- RABOLOID /VOILE SEMI-NORMALE/		
CSEPELI SZERSZÁMGÉPGYÁR ÉPÍTÉS ALATT SZERKEZETTERVEZŐ ÉS ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIA: REISCH R. ÉPÍTÉS: PÁL B. ALAPRAJZ: 12,00 x 22,00 HÉJ VASTAGSÁGA: 6 CM GEOMETRIA: ELLIPTIKUS KÖR- GYŰRŐ FELÜLET		

3. ábra

4a ábra

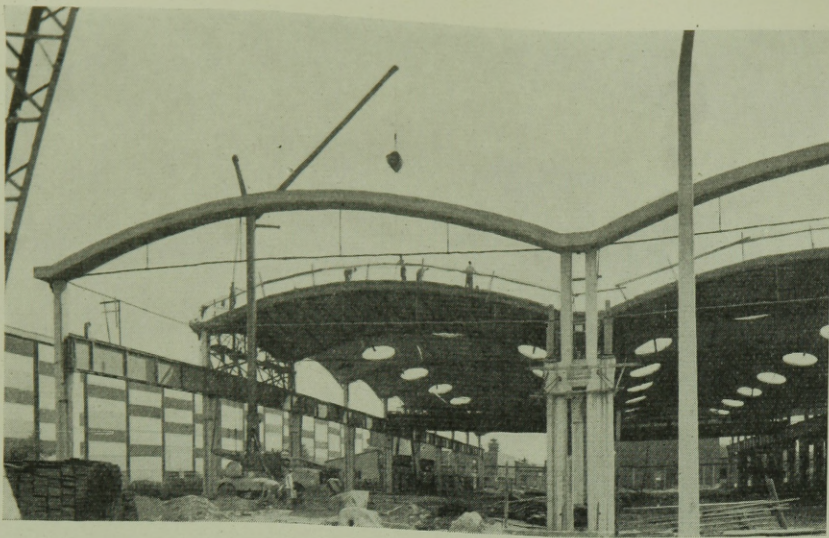


4b ábra

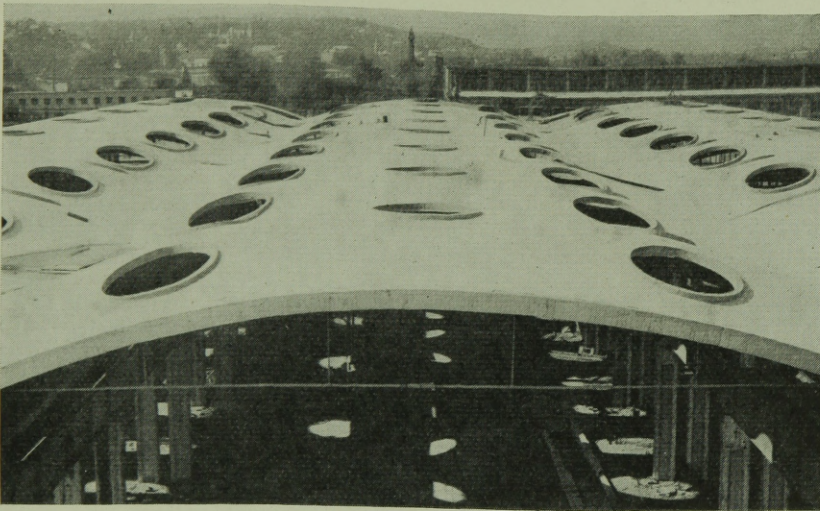


5. ábra

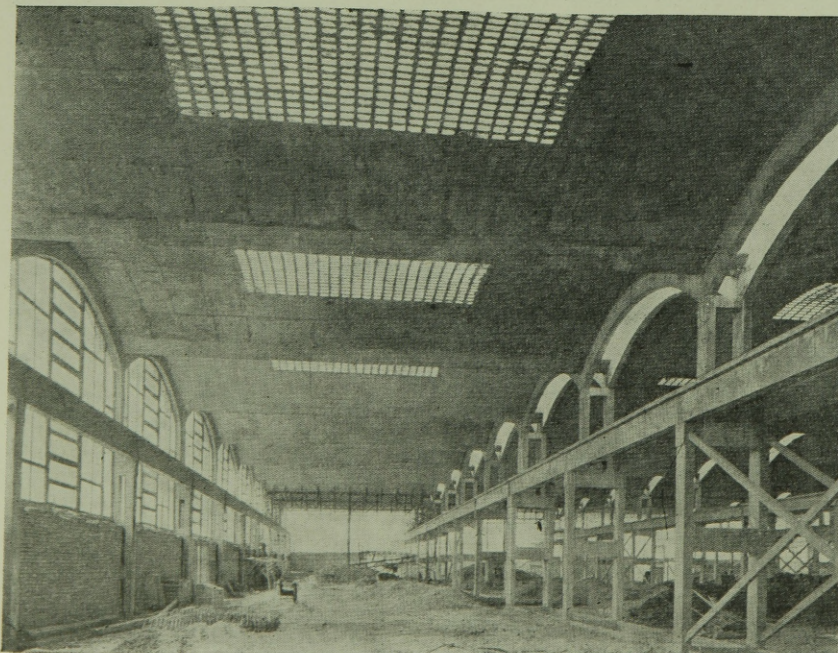




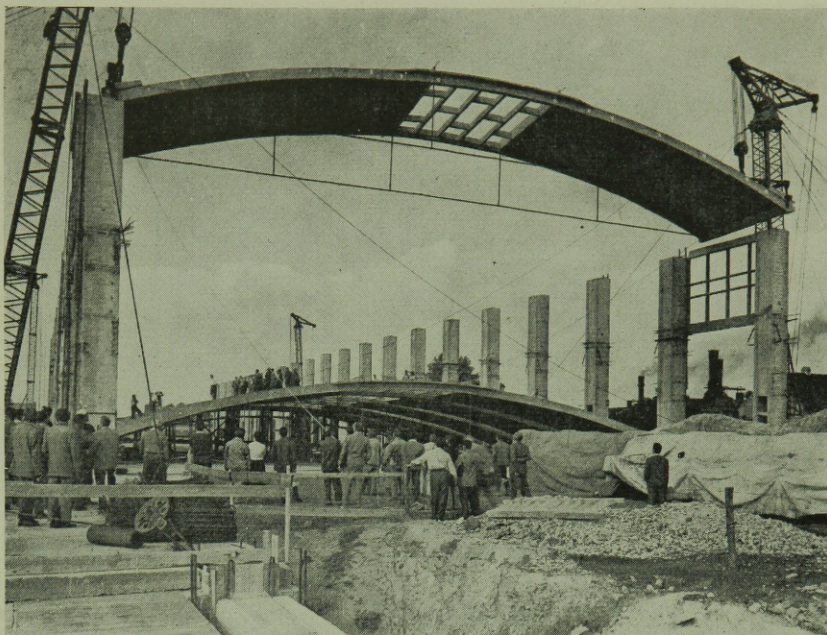
6a ábra



6b ábra



7. ábra

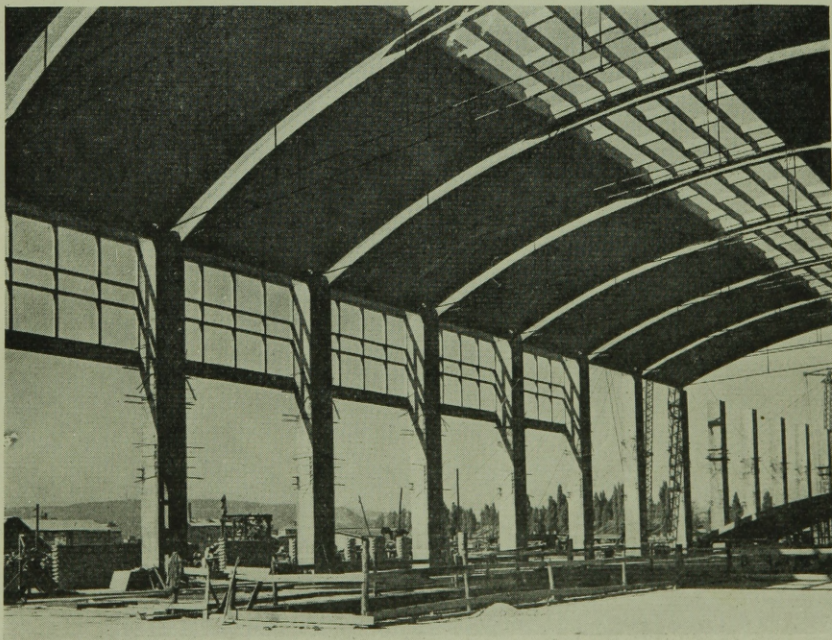


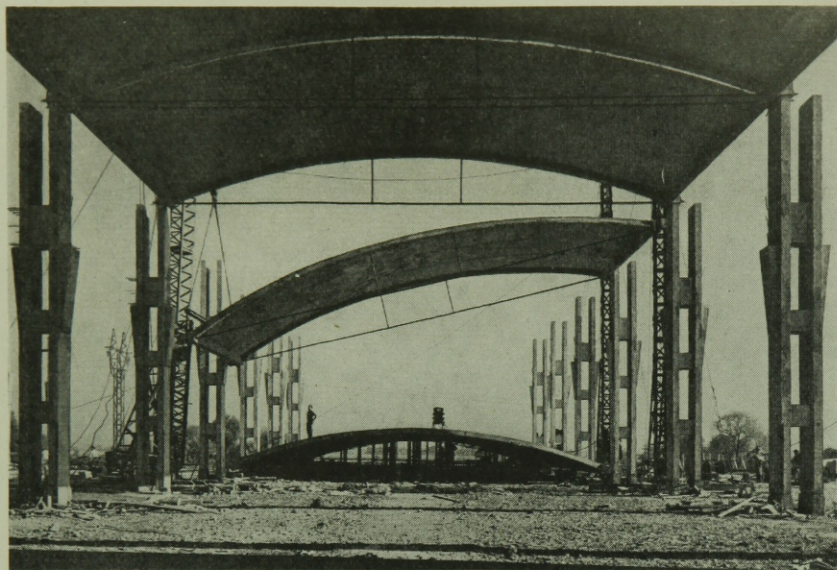
A Csepeli Szerszámgépgyár építés alatt álló új csarnokában a természetes világítást héjanként 5 db 2,80 m átmérőjű kör alakú nyílással és műanyag kupolával oldották meg. (Mérnök tervező: *Reisch Róbert*, építész: *Pál Balázs*, 1965; 3d, 6a, 6b ábra.) A felülvilágító megoldása az oszlopok és darupályák, valamint a peremtartók egyszerűbb kiképzését teszi lehetővé.

A Székesfehérvári Könnyűfémű bővítése egyenesben végződő negyedrendű hiperbolikus felülettel készül. (Mérnök tervező: *Kollár Lajos*, építész: *Farkas Ipoly*.) Hasonló, egyenesben végződő héjfelület peremtartó nélkül is kiképezhető. Ezt a szerkezetfajtát először *Gnädig Miklós* alkalmazta az Újpesti Bőrgyárban, a belső erők és a stabilitás meghatározására *Kollár Lajos* végzett jelentős elméleti kutatásokat.

A 3a—3d ábrán ismertetett építési módszer alacsony belmagasságú, daruzatlan csarnokoknál is alkalmazható. A daruhídra épített állványt ekkor a földön álló egyszerű gördülőállvány helyettesíti. Így épült a *Blázi János* által tervezett Alsózsolcai Épületelemgyár (7. ábra). A csarnokot kör vezérgörbéjű, hajlított hosszú dongahéjak fedik le. Az állvány a héjak találkozásánál keletkező vápa alatt állt, erre erősítették a zsaluzóelemeket. A héj építését egy ütemben, fokozatosan előrehaladva végezték.

A daruzatlan magas csarnokok monolitikus építése nem tekinthető megoldottnak. A peremtartók előregyártása vagy építése acélszerkezetből organizációs törést okoz, nem ajánlható. Egyetlen héjszerkezettel lefedett épületnél a zsaluzóanyagok felhasználása nem megismételhető, túl nagy költ-





9. ábra

séggel terhelik az építményt. Ilyen esetekben az előregyártott héjak gazdaságosabbak.

2. Előregyártott héjszerkezetek

Kétféle szerkesztési rendszer terjedt el: a kislemezből összeállított szerkezetek és az egy darabban helyszínen előregyártott héjfelületek. Mindkét megoldás akkor alkalmazható, ha a felület egybevágó részekre bontható, vagy egy-egy felülelemből sok készül.

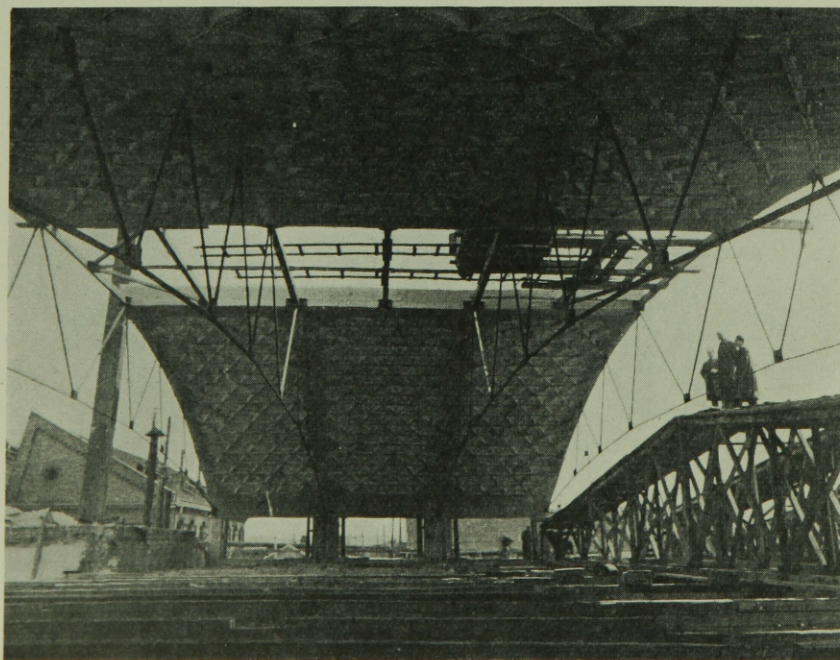
Az egy darabban előregyártott héjak a beemelés helyén a földön készülnek, minimális állványozási munkával. *Mátray Gyula* és munkatársai több épületen át fejlesztették ezt a rendszert. Rövid, kör vezérgörbéjű dongákat terveznek, a dongák között tágulási hézaggal. A héjak többsége a vállvonal mentén is oldalnyomás mentes, a külső erők egyensúlyozásában hajlítónyomatékok is részt vesznek. Az egy darabban felemelt súlyok 20 t-től 60 t-ig terjednek. A beemelés árbcodarukkal végzik, tökéletesen kidolgozott emelési technológiával.

Legjelentősebb a Budapesti Kábelgyár csarnokának lefedése. A héjak emelési súlya 60 t (8a, 8b ábra). A legnagyobb építési sebességgel a Berentei Könnyűbetongyár szerkezete épült (8, 9. ábra). Egy héj teljes készítése ideje az elhelyezéssel együtt 7 nap volt. A héjak alaprajzi mérete 8×18 méter, vastagsága 6 cm, emelési súlya 25 t.

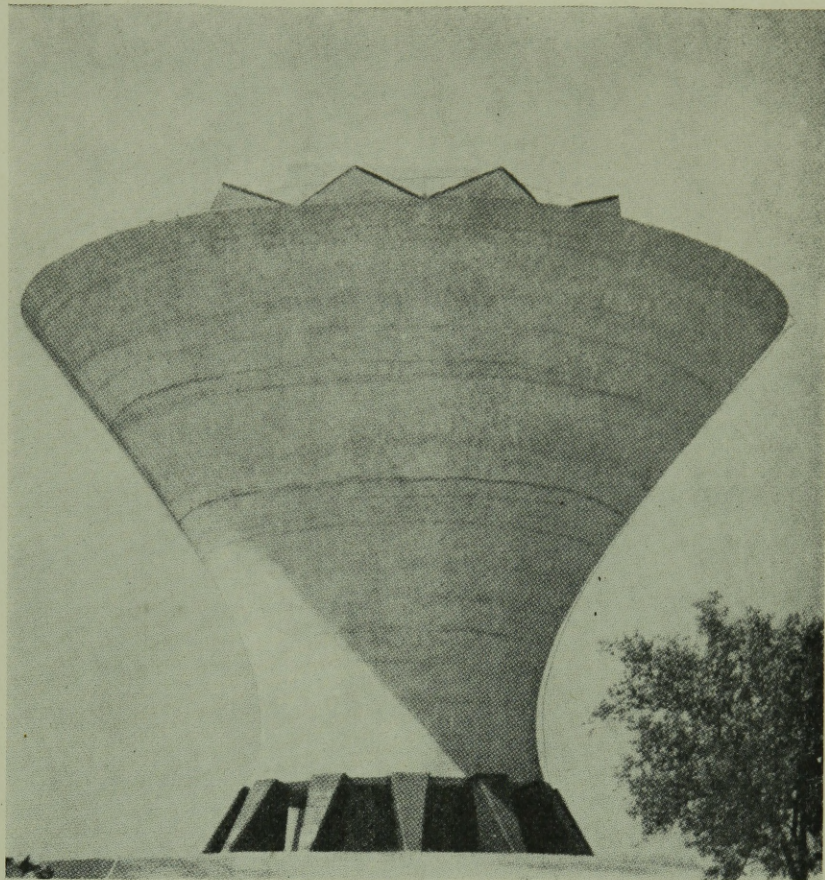
A *Mátray Gyula* és társai által tervezett épületek fokozatos fejlődést mutatnak. A kábelgyári és a berentei csarnok építése között eltelt két év alatt hasonló elvek felhasználásával több mint 30 000 négyzetméter ipari csarnokot építettek különböző helyeken (Peremarton, Székesfehérvár, Budapest).

A sok kislemezből álló héjak üzemi jellegű előregyártást és további helyszíni munkamegtakarítást tesznek lehetővé.

A *Gnädig Miklós* és *Kollár Lajos* által tervezett nagy fesztávolságú dongahéj (Vörös Csillag Traktorgyár) rombusz alakú kislemezből áll (10. ábra). A felület stabilitását vasszerkezetű rácsos merevítő tartók biztosítják, ezek felett 1 m széles



10. ábra



monolit sáv készült. A szerkezet állványozását az alatta levő, lebontásra kerülő épület födémén készítették.

Előregyártott kiselemekből hajlított hosszú dongák is készültek. Az elemeket állványzatra helyezik, és a körvezérgörbék mentén helyszíni betonozással vagy hegesztéssel összekapcsolják, vagy az alkotók mentén utófeszítéssel rögzítik. Ilyen szerkezettel számos iskolaépület tornaterme épült Budapesten, *Dulácska Endre* tervei szerint.

A kiselemekből összetett forgásfelületű héjak terén első jelentős kísérlet volt az Ajkai Hűtőtorony. (Tervező: *Mátray Gyula* és munkatársai.)

A *Vízvárdi István* és *Molnár István* által tervezett Oroszlányi Víztorló forgási hiperboloid alakú (11. ábra). E szerkezet érdekessége, hogy az alkotók irányában történő utófeszítéssel a felület kétirányú nyomófeszültséget kap.

3. Fémszerkezetű héjak

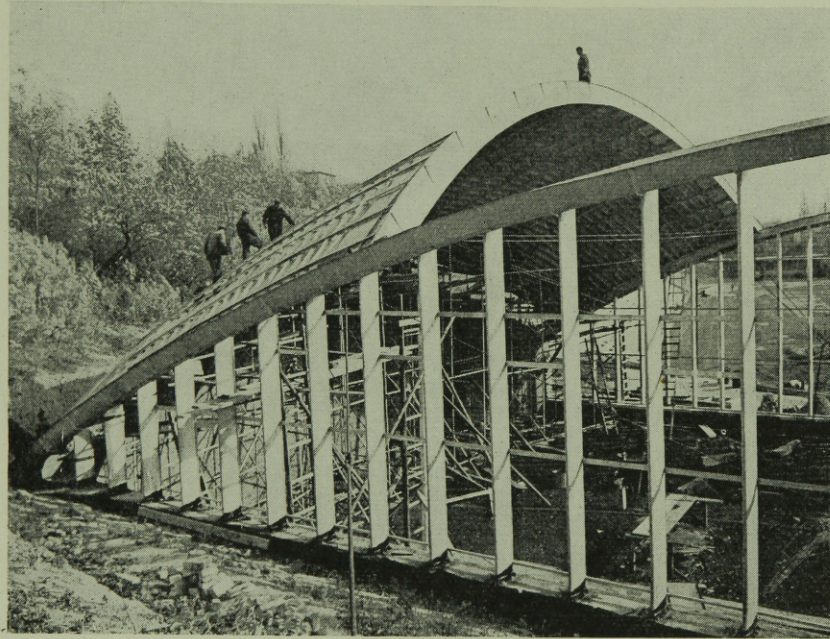
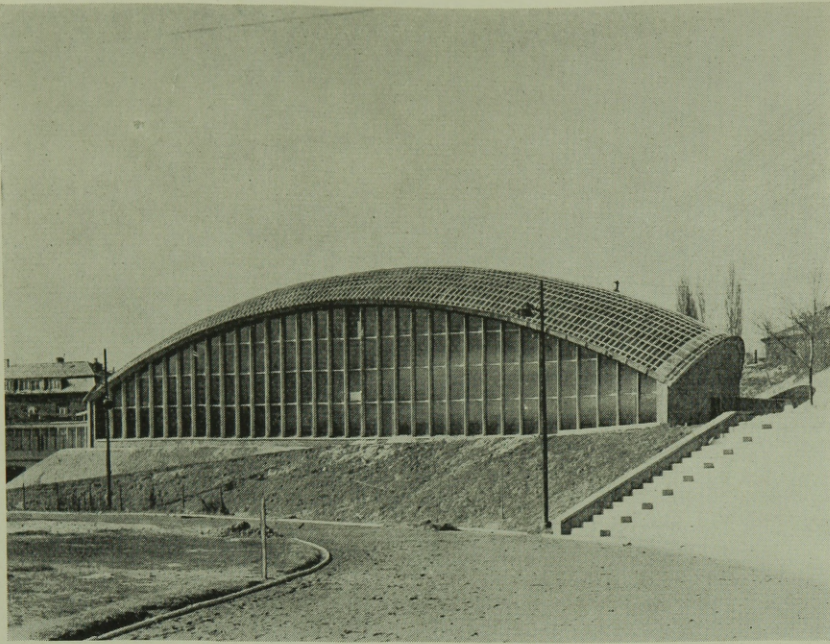
Nagy fesztávú térlefedéseknél igen fontos a szerkezet önsúlyának csökkentése. Ez a törekvés, továbbá a helyszíni munka mérséklése hozta létre a függőtetőket és a fémszerkezetű héjakat. Utóbbiak területén jelentős kezdeményezés a *Menyhárd István* és munkatársa, *Papp Béla* által tervezett Vasas Teniszcsarnok (12a, 12b ábra). A födém 2 milliméter vastag, hullámosított alumínium héjazatból áll. Belső felületén 3 cm vastag, szórt azbeszt hőszigetelés van, külső felülete korrózióálló, külön vízszigetelés nem szükséges. A héj körgyűrűfelület alakú, alapterülete 1000 m². Hosszirányban para-

lel körök, rövidebb oldalán pedig meridián körök határolják. A héj oldalnyomás-mentes, peremtartói húzásra igénybe vett, hegesztett alumínium szekrénytartók. A hosszirányú peremtartót alumínium oszlopok támasztják alá, a rövidebb peremtartók alatt téglafal van. A héj ötletes építéstechnológiával épült. (Építéstechnológia: *Semsey Lajos*.) A körítőfalak felépítése, illetve felállítása után az egyik végfalon 2 m hosszú mintaállványzat készült, mely a héjfelület folytatásának tekinthető. Az itt összegecselt hullámlemezeket a körgyűrűfelület két határoló paralel köre mentén vezetett drótkötéllal és csörlővel a túlsó végfal felé húzták, mint egy redőnyt. Az építés alatt fellépő oldalnyomást keresztirányú ideiglenes vonóvasakkal vették fel. A felület héjszerű erőjátékát bizonyítja, hogy a vonóvasak kiiktatása után a hosszirányú peremtartók oldalirányú elmozdulása 1 mm-t sem tett ki.

4. Héjalapozások

A monolit vasbeton térelhatároló szerkezetek felhasználásának csökkentése mellett fejlődés következhet be a mérnöki műtárgyak és alapozások terén. Itt belátható időn belül még az előregyártás elterjedése is korlátozott. Az alapozási héjszerkezetek erre alkalmas helyen vitathatatlanul előnyösebbek más szerkezeteknél. Ezt először *Pelikán József* bizonyította be a Péti Sóraktár tervpályázatára készített munkájában.

Az alapozási héjszerkezetek méretezési kérdéseinek tisztázására sokoldalú elméleti kutatás in-

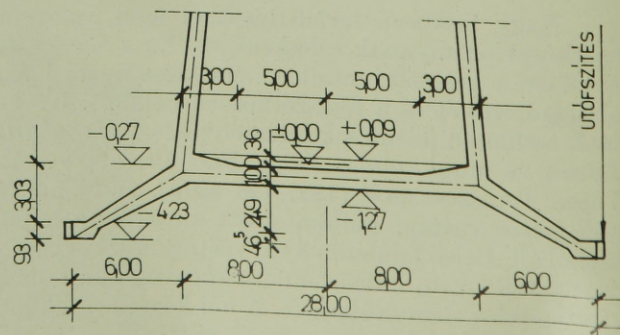


12b ábra

dult meg, és a gyakorlatban is jelentős műtárgyak létesültek.

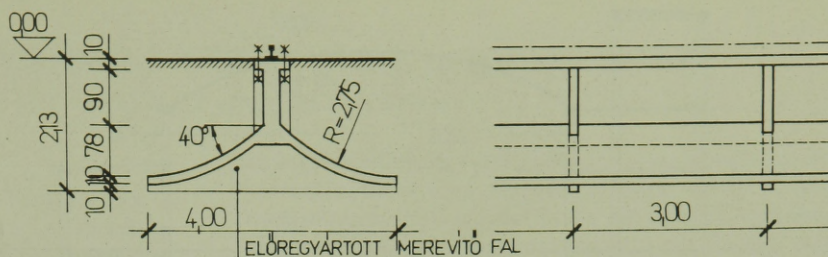
A legnagyobb méretű héjalapozás a Százhalombattai Hőerőmű 200 m magas kéményénél készült. (Mérnök tervezők: *Menyhárd István, Reisch Róbert, Braiannis Theodor*; 13. ábra). Az alaptest közepén elhelyezkedő körlemez és a külső 28 m átmérőjű csónkakúp rugalmas befogással csatlakozik a kémény felmenő falához. A kúphej alsó szélén keletkező gyűrűirányú húzásokat az alsó peremen levő utófeszített gyűrűből átadódó nyomóerők ellensúlyozzák. A kémény belső falazata az eredeti elképzelések szerint a vasbeton köpennyel együtt előregyártva épült volna. A kivétel azonban ettől eltérően üresen felmenő monolit vasbeton fallal történt, és így a monolit megoldás tervezői (*Thoma József és Söpkéz Gusztáv*) a megnövekedett külpon-tosság miatt szükségesnek tartották a már elkészült alaptest kiszélesítését 34 m-es átmérőre.

A helyszíni adottságoknak megfelelő megoldással épült a *Korda János* által tervezett darupálya-alapozás az Óbudai Hajógyárban (14. ábra). A szokatlanul rossz talajviszonyok a terhelés széles sávra való elosztását tették szükségessé. A héjalap egy rugalmasan ágyazott kör vezérgörbájű hosszú

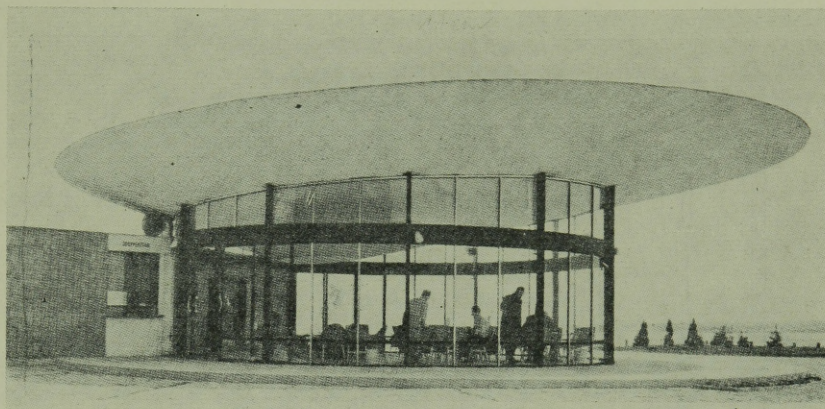


13. ábra

14. ábra



15. ábra



donga, melynek 3 m-enként keresztirányú merevítései vannak. Kiviteli költségei kb. a felét tették ki bármely más síkbeli szerkezet költségének.

5. Különleges rendeltetésű épületek

A héjak szabad formai kiképzésével az építészeti funkciót is kifejező látványos alkotásokat lehet létrehozni. Magyarországon is épült több héjszerkezet, melyek e kategóriába tartoznak. Ezek felsorolása sokaságuk miatt nem lehetséges, és ezért csak az alábbi, jellemző épületeket említjük meg:

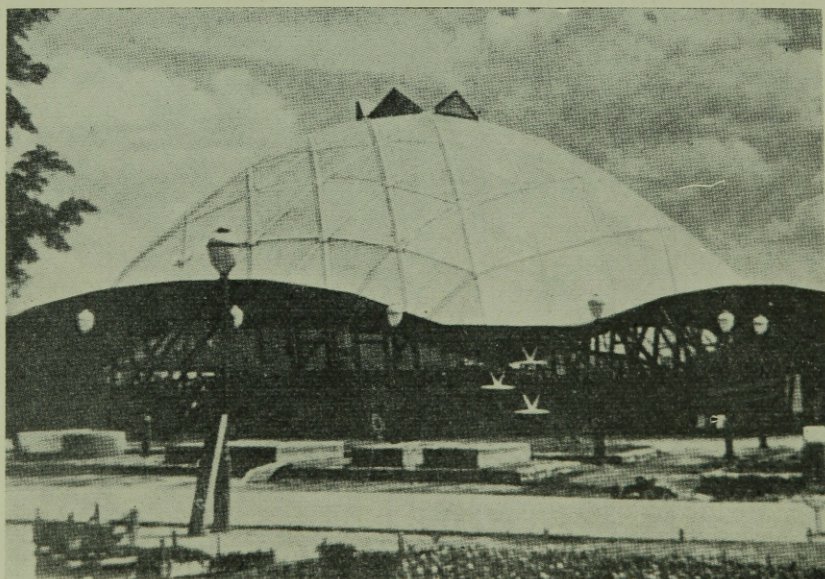
A Tihanyi Kikötőben *Makó Lóránt* hajóváró épületet tervezett, melynek térlefedése kellemes látványt nyújtó, lendületes vonalvezetésű összetett kupolafelületekből áll. Az épület igen jól illeszkedik a sok vízszintes vonalat mutató balatoni tájképbe (15. ábra).

Alumínium teherhordó szerkezettel épült a Budapesti Nemzetközi Vásár főépülete (tervező:

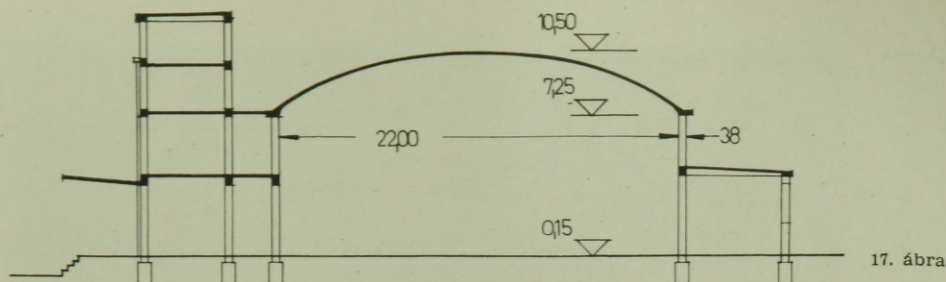
Kádár István, 16. ábra). A szerkezet rúdjai kötélgörbe-felület érintősíkjai mentén haladnak. E szerkezet érdekessége az, hogy a benne keletkező nyomóerő vízszintes komponense állandó nagyságú. A rudak háromszögekből álló keretek összekapcsolásából keletkeznek, a háromszögekre utólag elhelyezett sárga színű műanyag térelhatároló lemezek kerültek. Az épület szerelése a külső perem mentén kezdődött, az egymás fölé rakott és összekapcsolt háromszögek az építés alatt stabilis alakzatot képeztek.

A héjszerkezetek újabb fellendülésének kezdetén 1957-ben épült *Csonka Pál* tervei szerint a taksonyi templom térlefedése (17. ábra). Az ellipszis alakú alaprajz felett elliptikus paraboloid monolit vasbeton héjszerkezet készült. A szerkezetet igen egyszerű eszközökkel kiviteleztek, az építkezésen összesen egy szakmunkás dolgozott.

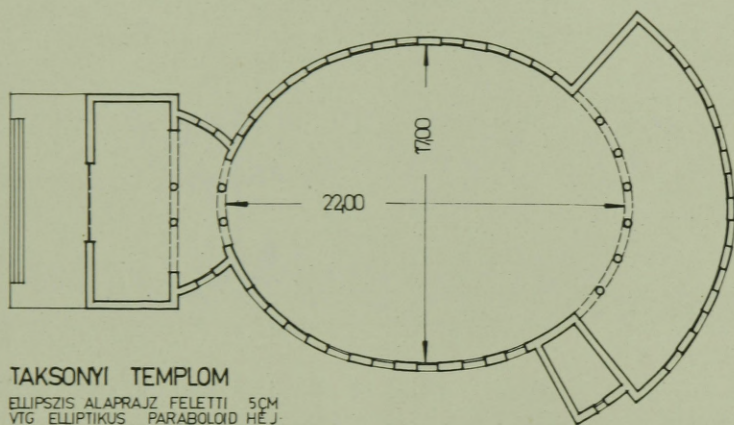
Egyik legnagyobb új ipari létesítményünk mellett Tiszapalkonyán, *Thoma József* és *Söpkéz Gusztáv*



16. ábra



17. ábra



TAKSONYI TEMPLOM
ELLIPSZIS ALAPRAJZ FELETTI 5CM
VTG ELLIPTIKUS PARABOLOID HÉJ

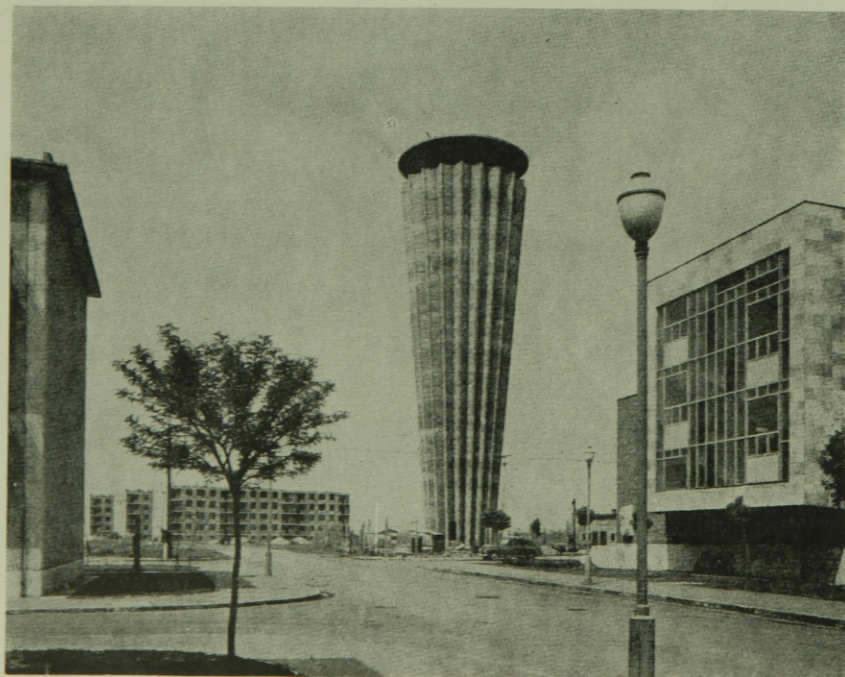
tár tervei szerint látványos megjelenésű víztorony épült (18. ábra). A szerkezet csúszószaluzással készült és a tervezők által éveken át tovább fejlesztett építési módszer változatos felhasználási lehetőségét bizonyítja.

A fent idézett példák többsége a magyar állami tervezőirodák szakértőinek munkái. A tervek megvalósítása komoly feladatot rótt kivitelező vállalatunkra is. Az előregyártott elemek pontos elkészítése, beemelése és a méretezéssel szemben támasztott fokozott pontossági követelmények rendkívül fejlett építési technológiát követeltek. Az állami tervezőirodák és építési vállalatok szoros együttműködésével — mint azt a bemutatott héj-

szerkezetek is bizonyítják — a feladatokat sikerült jól megoldanunk.

Mivel a munkák többnyire kívül esnek az irodalomból ismert héjszerkezet-típusok területén, mérnökeinknek egyénileg kellett csaknem a teljes vonatkozó matematikai metodikát is kidolgozniuk. Munkájukat jelentősen segítette a Magyar Építéstudományi Intézet, részben az írott anyag közzétételével, részben bizonyos speciális problémák elméleti megoldásával.

Végezetül meg kell emlékeznünk arról, hogy eredményeink elérésében sokat köszönhetünk a magyar építési politikának is, amely támogatja új, modern módszerek és technológiák bevezetését.



18. ábra

Eljárás a feszített vasbeton csövek gyors méretszámítására

Dr. SZALAI KÁLMÁN és ALMÁSI JÓZSEF

1. Bevezetés

Az Országos Távlati Tervek előíranyozzák a túlnyomásos csővezetékek építéséhez a feszített vasbeton csövek gyártását. Az ilyen földbeépített csövek igénybevétele összetett, és a jelenleg használatos módszerekkel a méretszámítás hosszadalmas és munkaigényes. Dolgozatunkban eljárást mutatunk be a belső nyomás alatt levő vasbeton csövek gyors méretszámítására.

Kiindulásként az alábbi alapelveket és adatokat fogadtuk el:

a) A külső terhek és az ebből meghatározható igénybevételek adottak.

b) A cső repedésmentességét az átlagos (üzemi) teherből a rugalmasságtan elvei szerint már meghatározott, adott nagyságú igénybevételekre kell biztosítani.

c) A cső törésének elkerülését a kis valószínűséggel fellépő legnagyobb (mértékadó) terhekre a törési elmélettel már meghatározott adott nagyságú igénybevételekhez kell biztosítani.

d) A cső tengelyirányú igénybevételei és a keresztmetszeti nyírás hatása elhanyagolhatóan kicsinyek.

e) A cső falában a feszítőerő és a belső túlnyomás okozta nyomaték elhanyagolható.

f) A csőszelvény alakváltozásából bekövetkező feszítőerő-változás elhanyagolható.

g) A vasbeton cső falában szimmetrikusan elhelyezett nem feszített vasbetét van.

A közlésre kerülő eljárás az [1] [2] irodalomból ismert csőkeresztmetszet repedési és teherbírási $P-M$ vonalait használja fel. A módszer bemutatása előtt, a szükséges mértékig ismertetjük a repedési és teherbírási vonallal kapcsolatosan a legfontosabb tudnivalókat.

2. A vasbeton-keresztmetszet teherbírási vonala

Valamely vasbeton-keresztmetszet teherbírási vonala a keresztmetszet törési feltételét adja. Az

anyagmodellek ($\sigma-\varepsilon$ diagramok) ismeretében a sík keresztmetszet elve alapján minden adott x_i semleges tengely helyzethez és Φ_i elfordulási értékhez az ismert (Mörsch-féle) szerkesztés mintájára meghatározható a keresztmetszet adott elfordulási állapotához tartozó és törési feltételt jelentő P és M igénybevételi pár (1. ábra).

A teherbírási vonal minden egyes pontja tehát egy x_i semleges tengelyhelyzettel és Φ_i szögelfordulással jellemezhető. A vizsgált keresztmetszet néhány elfordulási állapotát a 2. ábrán mutatjuk be. Minden egyes elfordulási vonalhoz a fentiek szerint meghatározható a törési feltételt jelentő P és M igénybevételi pár. Az elfordulások összessége adja a keresztmetszet teherbírási vonalát.

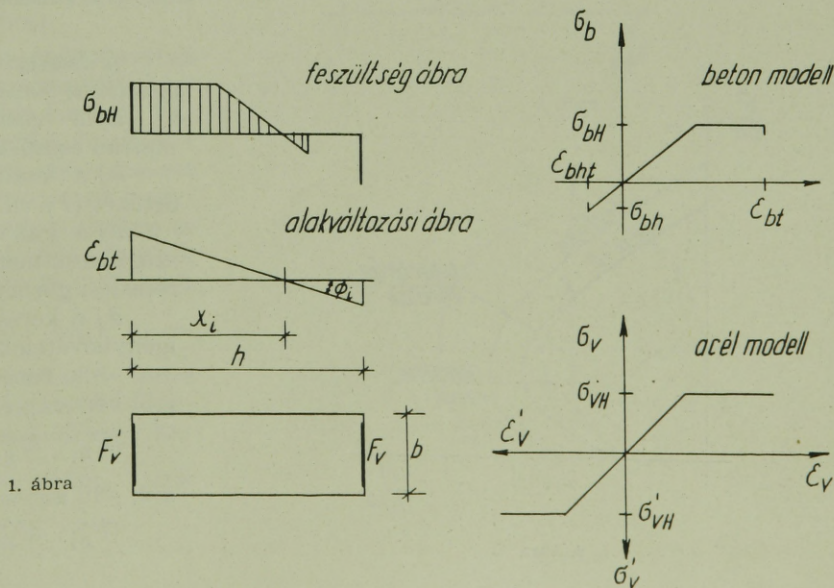
A teherbírási vonal meghatározható tetszőleges $\mu = \mu'$ vasszázalék mellett, továbbá függetlenül a betonkeresztmetszet adataitól is (4a ábra).

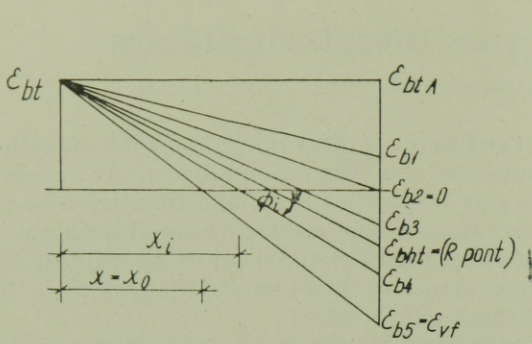
A teherbírási vonal megrajzolható a $P-M$ koordináta-rendszer másik negyedében is. Esetünkben a keresztmetszet négyszög alakú, kétszeresen vasalt, tehát a két negyedben levő görbe a függőleges tengelyre szimmetrikus (4b ábra).

3. A vasbeton-keresztmetszet repedési vonala

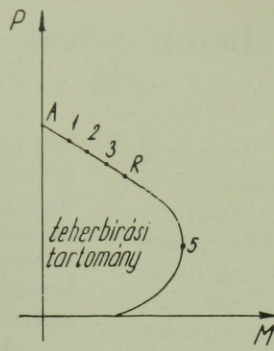
A 2. ábrán levő elfordulási állapotok közül kiválasztható az, amelynél a húzott szélső szálban éppen a beton törési nyúlása (ε_{bht}) lép fel (3. ábra). Az R pont a repedési és teherbírási vonal közös pontja. Abban az esetben, ha a keresztmetszeti elfordulásokat sugarasan az ε_{bht} értékből indítjuk ki (5a ábra) és ehhez az állapothoz külön-külön meghatározzuk a normálerő és nyomaték értékét, kapjuk az ún. repedési vonalat (5b ábra).

Bizonyítható, hogy a repedési vonal helyzetét a vasbetét mennyisége nagyságrendileg nem befolyásolja. Ezért a bemutatásra kerülő eljárásnál a repedési vonalat a beton keresztmetszetre határozzuk meg. A repedési vonal is mentesíthető a keresztmetszet geometriai adataitól (6. ábra).

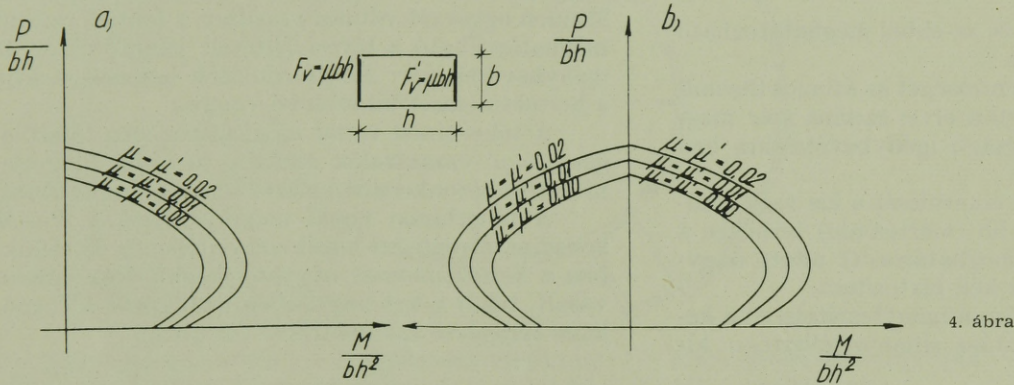




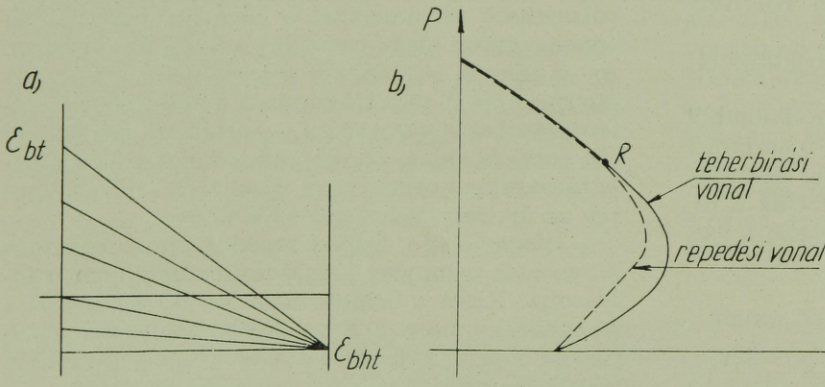
2. ábra



3. ábra



4. ábra



5. ábra

4. Feszített vasbeton csőkeresztmetszet ellenőrzése

A feszített vasbeton csőkeresztmetszet ellenőrzéséhez ismerni kell:

a) a vasbeton csőkeresztmetszetének geometriai és szilárdságtani adatait (7. ábra),

b) a feszítőerő kezdeti és veszteségei utáni értékét (P_f , ill. νP_f),

c) a különböző vashányaddal ellátott négyszöges keresztmetszet teherbírási vonalait, továbbá a repedési görbét (8. ábra),

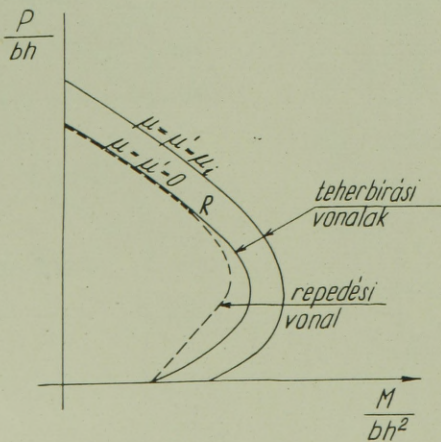
d) a keresztmetszeti normálerő és nyomatéki igénybevételeket, azaz

— a repedésmentesség szempontjából az 1. jelű keresztmetszetre

$$(P'_{R1}, M'_{R1}) \dots (P'_{Ri}, M'_{Ri}) \dots (P'_{Rn}, M'_{Rn});$$

a 2. jelű keresztmetszetre

$$(P'_{R1}, M'_{R1}) \dots (P'_{Ri}, M'_{Ri}) \dots (P'_{Rn}, M'_{Rn})$$



6. ábra

— a törés szempontjából az 1. jelű keresztmetszetre

$$(P'_{T1}, M'_{T1}) \dots (P'_{Ti}, M'_{Ti}) \dots (P'_{Tn}, M'_{Tn});$$

a 2. jelű keresztmetszetre

$$(P'_{T1}, M'_{T1}) \dots (P'_{Ti}, M'_{Ti}) \dots (P'_{Tn}, M'_{Tn})$$

jelű értékeket.

Megjegyzés: Az egyes eseteknél a terhek lehetséges kombinációjából szuperponálással kell meghatározni az igénybevételeket. A repedésmentességre való vizsgálatnál a tiszta, míg a törésre a túlterhelési és szórási tényezőkkel felszorozott terheket és hatásokat kell alapul venni; így nyerhetők a (P_i, M_i) értékpárok.

Az ellenőrzés kritériuma az, hogy az adott

a) (P_{Ti}, M_{Ti}) értékpároknak megfelelő a fe-

szítőerővel módosítottan számított $\left(\frac{P'_{Ti}}{bh}, \frac{M'_{Ti}}{bh^2}\right)$

pontok a választott μ vashányadhoz tartozó teherbírási vonalon belül, azaz a teherbírási területen helyezkednek el (9. ábra);

b) a (P_{Ri}, M_{Ri}) értékpárokhöz tartozó, a fe-

szítőerővel módosítottan számított $\left(\frac{P'_{Ri}}{bh}, \frac{M'_{Ri}}{bh^2}\right)$

pontok a betonkeresztmetszet repedési vonalán belül, azaz a repedésmentes tartományban vannak (9. ábra).

5. Feszített vasbeton csőkeresztmetszet tervezése

Csőkeresztmetszet statikai vizsgálata a jellemző 1. és 2. keresztmetszetekben (10. ábra) a repedési és törésmentesség szempontjából mértékadó igénybevételeket szolgáltatja. Ezek legyenek sorra:

— a repedésmentesség szempontjából

$$(P_{R1}, M_{R1}) \dots (P_{Ri}, M_{Ri}) \dots (P_{Rn}, M_{Rn});$$

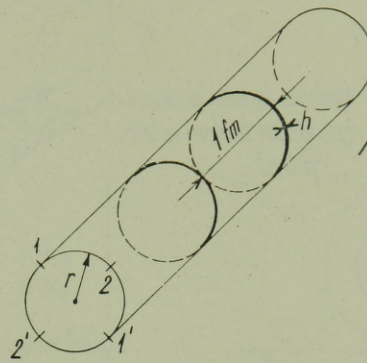
— a tönkremenetel szempontjából

$$(P_{T1}, M_{T1}) \dots (P_{Ti}, M_{Ti}) \dots (P_{Tn}, M_{Tn})$$

igénybevételi esetek, melyek a $\left(\frac{P}{bh}, \frac{M}{bh^2}\right)$ tengelyrendszerben elhelyezett teherbírási és repedési vonalakhoz felhordhatók (l. 11a ábra).

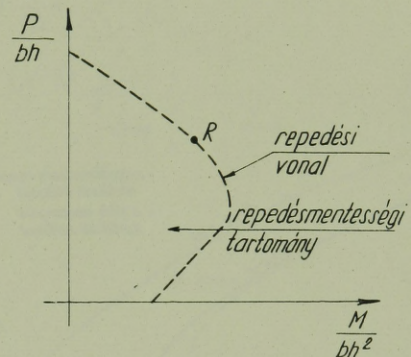
A 11a ábrából látható, hogy az igénybevételi eseteknek megfelelő pontok a repedésmentességi és teherbírási tartományból egyaránt kiesnek. Valamely értékű P_f normálerő beiktatása feszítéssel a pontsereg felfelé való függőleges elmozdulását eredményezi. Az alkalmazandó feszítőerő nagyságát a legfelső és legalsó értékpárok szükséges és lehetséges mértékű eltolódásával állapíthatjuk meg. Lényegében a pontsereget úgy kell eltolni a feszítőerő $\frac{\nu P_f}{bh}$ redukált értékével, hogy a repedésmentesség szempontjából mértékadó összes pont a repedésmentességi tartományon belül legyen. A 11b ábrából leolvasható a szükséges hatásos feszítőerő $\frac{\nu P_f}{bh} = \Delta f$ redukált értéke. Ebből a feszítőerő

$$\nu P_f = \Delta f \cdot b \cdot h$$

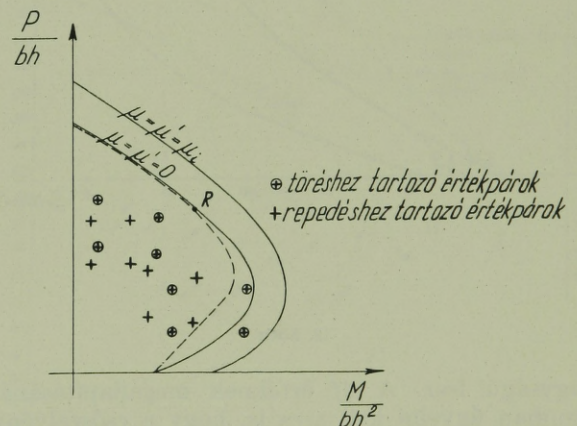


7. ábra

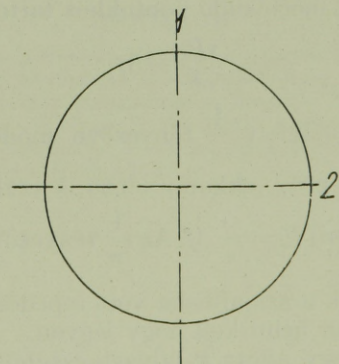
Anyagminőségek: B 400
B 50.35



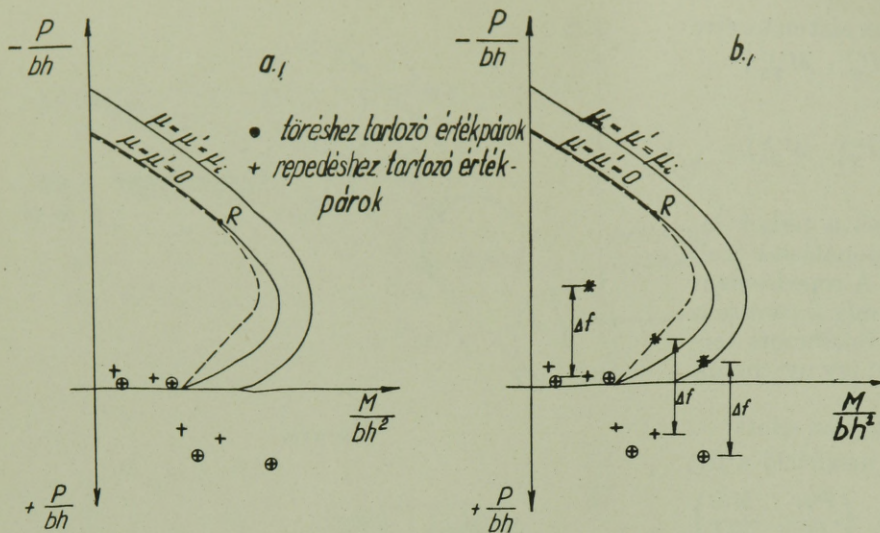
8. ábra



9. ábra



10. ábra



11. ábra

gazdaságos is. A falvastagság megváltoztatása kihat a feszítőerő értékére is. A kölcsönös változtatással a gazdaságos kialakítás megkereshető.

6. Számpélda

6.1 Geometriai és szilárdsági adatok

Legyen adott egy $R_b = 55$ cm belső átmérőjű vasbeton cső, melynek tervezett falvastagsága $h = 10$ cm, belső túlnyomása pedig 5 at értékű.

A tervezett anyagok minősége legyen: B 400 beton ($\sigma_{bH} = 170$ kp/cm²), B 50·30 nem feszített vasbetét ($\sigma_{vH} = 2400$ kp/cm²), a feszítőhuzal pedig K. B. 150 ($\sigma_{vHf} = 10\,000$ kp/cm²) minőségű.

6.2 Igénybevételek a repedésmentesség szempontjából

Az alapfeltevéseink szerint a keresztmetszet 1. és 2. helyén a terhelési értékeinek kombinációjából meghatározott igénybevételeket adottnak tekinthetjük, és azokat paraméteres formában az 1. táblázatban állítottuk össze ($b = 100$ cm, $h = 10$ cm).

1. táblázat

Pont-pár jele	1. keresztmetszet		Pont-pár jele	2. keresztmetszet	
	$\frac{M}{bh^2}$	$\frac{P}{bh}$		$\frac{M}{bh^2}$	$\frac{P}{bh}$
1	13,0	23,00	3	8,1	21,31
2	7,25	-2,07	4	5,1	-2,07

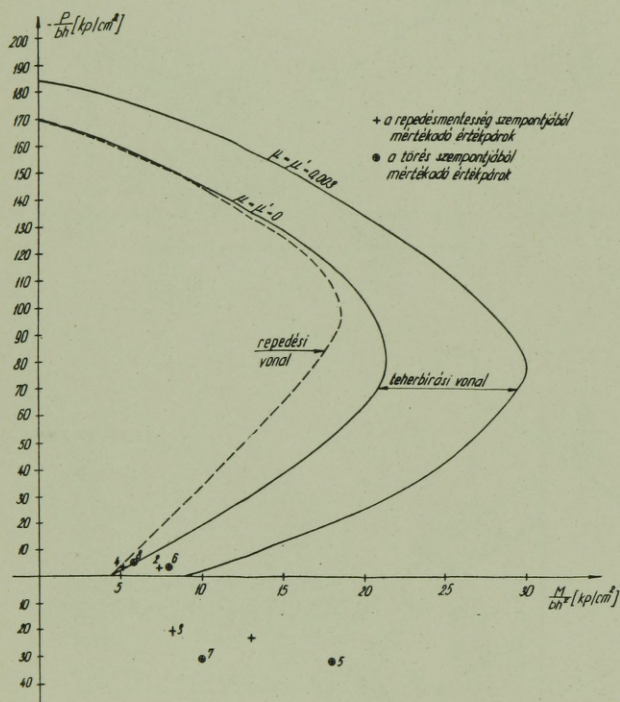
6.3 Igénybevételek a törési állapot szempontjából

A terhek szélsőértékeiből meghatározott igénybevételeket a 2. táblázatban állítottuk össze.

2. táblázat

Pont-pár jele	1. keresztmetszet		Pont-pár jele	2. keresztmetszet	
	$\frac{M}{bh^2}$	$\frac{P}{bh}$		$\frac{M}{bh^2}$	$\frac{P}{bh}$
5	17,9	32,65	7	9,9	31,0
6	7,9	-2,4	8	5,7	-4,0

Az 1. és 2. táblázat értékpárjait a 12. ábrába berajzoltuk (1—8 pont).



12. ábra

nagyságú lesz. A Δf értéknek megállapításánál azonban ügyelni kell arra is, hogy a csőszelvény megfeleljen mind a feszítés felhordása után közvetlenül, mind a veszteségek teljes lejátszódása után. Ezt úgy lehet elérni, ha a veszteségek megbecsülésével a mértékadó pontokhoz tartozó

$$\frac{\nu P_f}{bh} = \Delta f$$

ordinátát valamely $\frac{1}{\nu}$ tényezővel módosítjuk (pl. a veszteség 20%, ekkor $\nu = 0,80$, a szükséges kezdeti feszítőerő $P_f = \frac{1}{\nu} \Delta f$. Az $\frac{1}{\nu}$ tényezővel módosított Δf érték a számításba vett repedésmentességi tartományon belül kell hogy legyen.

Ezzel egy adott h falvastagsághoz meghatároztuk a feszítőerő értékét, de ez nem biztos, hogy

6.4 A csőkeresztmetszet tervezése

A 12. ábra figyelembevételével a szerkezeti okokból felvett $h=10$ cm csőfalvastagsághoz tartozó feszítőerő a 13. ábra szerint határozható meg.

A mértékadó kezdeti feszítőerő nagysága 20% feszítési veszteség feltételezésével:

$$\frac{P_f}{bh} = \frac{75}{1 - \frac{20}{100}} \cdot 100 = 94 \text{ kp/cm}^2$$

$$P_f = 94 \cdot 100 \cdot 10 = 94 \text{ kp.}$$

Az így meghatározott feszítőerő figyelembevételével az 1. és 2. táblázat adatai megváltoznak, mely értékeket a 3. táblázatban állítottuk össze.

3. táblázat

	A pont-pár jele	1. keresztmetszet		A pont-pár jele	2. keresztmetszet	
		$\frac{M}{bh^2}$ kp/cm ²	$\frac{P}{bh}$ kp/cm ²		$\frac{M}{bh^2}$	$\frac{P}{bh}$
Repedésmentességre	1	13,0	-71,23	3	8,1	-72,69
	2	7,2	-96,07	4	5,1	-96,07
	5	13,0	-52,23	7	8,1	-53,69
	6	7,2	-77,07	8	5,1	-77,07
Törési állapotra	I	17,9	-70,90	III	9,9	-73,03
	II	7,9	-105,77	IV	5,7	-105,77
	V	17,9	-50,00	VII	9,9	-52,03
	VI	7,9	-84,77	VIII	5,7	-84,77

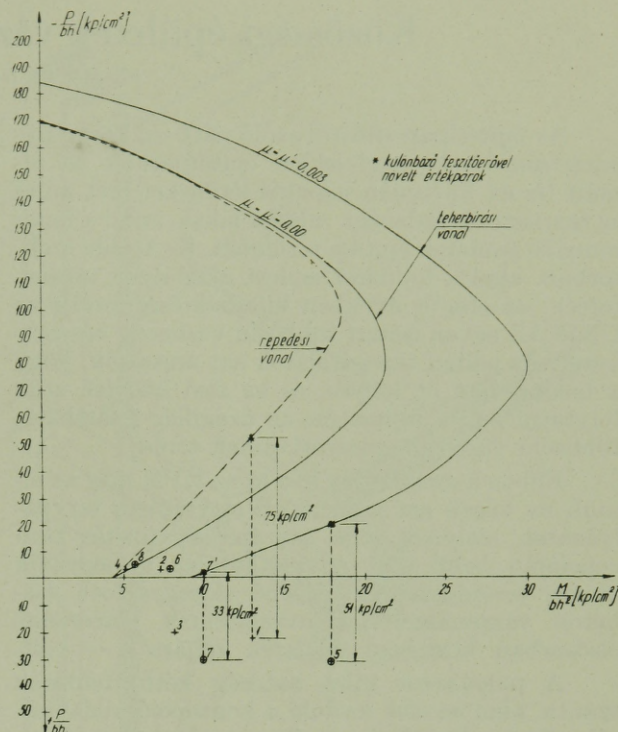
A 3. táblázatban található értékpárokat felhordva a repedési és teherbírasi vonalsereghez kapjuk a 14. ábrát. A szükséges lágyvasalás megállapításához megkeressük az ábrákon a mértékadó pontpárt (jelen esetben a V jelűt), melyhez lineáris interpolációval a $\mu - \mu' = 0,0004$ vashányad rendelhető. Ez a vashányad azonban kisebb a szabályzat által előírt alsó értéknél, így $\mu - \mu' = 0,003$ és $F_v = F'_v = \mu bh = 0,003 \cdot 10 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{fm}$ vasalást alkalmazunk.

A cső gyűrűirányú vasalása a fentiek szerint $\varnothing 7$ mm-es feszítőhuzal, 2,5 cm-enként, és $\varnothing 8$ mm-es lágyvasbetét 16 cm-enként mind a külső, mind a belső oldalon.

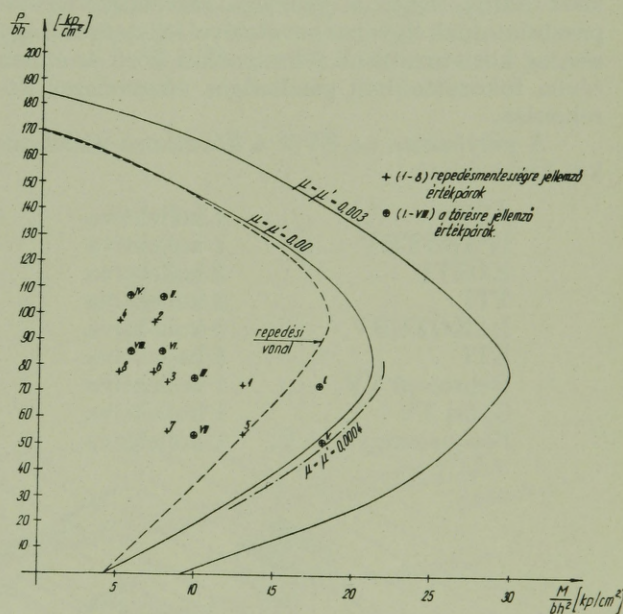
6.5 A csőkeresztmetszet ellenőrzése

A 6.4 pontban megtervezett csőkeresztmetszet ellenőrzése a teherbírasi és repedésmentességi területek felhasználásával hajtható végre. A 3. táblázatban feltüntetett összetartozó értékpárokat a 14. ábrában ábrázoltuk.

Látható, hogy a repedésmentesség szempontjából mértékadó értékpár (5. pont) a repedésmentességi, a törés szempontjából mértékadó értékpár (V. pont) pedig a teherbírasi tartományon belül esik, s így a feladat megoldása helyes, a csőszelvény teherbírasi és állékonysága megfelelő.



13. ábra



14. ábra

IRODALOM

- [1] Dr. Szalai Kálmán: Vasbetonoszlopok mérekszámítása az egyszerűsített $P-M$ teherbírasi vonal segítségével (Mélyépítéstudományi Szemle, 1965.).
- [2] Dr. Szalai Kálmán: Feszített vasbeton-keresztmetszet vizsgálata a törési határfeltétel alapján (Magyar Építőipar, 1965.).

Közösségi épületek vázszerkezete c. tervpályázat

MAKÓ LÓRÁNT

Az építéssiparosításról szóló párt- és kormányhatározatoknak megfelelően építőiparunk az elmúlt tíz év folyamán jelentős lépéseket tett mind az ipari-mezőgazdasági, mind a lakás, mind a kommunális épületek építése területén. Ez utóbbi szektorban, ahol a fejlődést ismert akadályok nehezítették, az elmúlt években kifejlesztésre került az UNIVÁZ néven ismert többcélú vasbeton vázszerkezet. Az eddigi tapasztalatok azt mutatják, hogy a megkezdett út helyes, és az első kísérlet után folytatni kell a fejlesztést az üzemileg gyártható, többcélú vasbeton vázszerkezetek terén.

Ebben a szellemben írta ki az ÉVM még az elmúlt év végén azt a zártkörű megbízásos tervpályázatot, melynek célja „az építéssiparosítás koncepcióján belül egy, előreláthatólag a negyedik ötéves tervidőszakban fellépő előregyártott vasbeton vázrendszer tervjavaslatainak beszerzése, elsősorban közösségi épületek céljára” — volt.

A pályázatot kiíró hatóság kétfordulósna szánta, ahol az első forduló a koncepció kialakítását célozta. Ennek értelmében a pályázó nem kapott részletes programot, hanem arra kellett választ adnia, hogy a jelenlegi vázrendszerek tapasztalatainak figyelembevételével lehetséges-e egy esetleg korlátozottabb felhasználási körű és ennek révén fokozottabban gazdaságos vázrendszer létrehozása.

A pályázatra az ÉVM a következő vállalatokat hívta meg:

ÁÉTV	1 kollektíva
IPARTERV	1 kollektíva
KÖZTI	2 kollektíva
TTI	2 kollektíva
LAKÓTERV	2 kollektíva
ÉTI	1 kollektíva
Debreceni TV	1 kollektíva
Győri TV	1 kollektíva
Betonelemgyártó V.	1 kollektíva

Összesen tehát 12 kollektíva kapott megbízást, a szakma érintett területének kiváló képviselői. A kiírás lehetővé tette egy-egy vállalat vagy kollektíva számára alternatív megoldások benyújtását is. Ilyen módon határidőre összesen 24 megoldás futott be, és a bíráló bizottság ezeket értékelte.

A bíráló bizottság úgy találta, hogy a pályázat eredményes volt, mert több jó alap- és részletmegoldást eredményezett, ugyanakkor bebizonyította azt is, hogy a közösségi épületek igen széles körű igénye folytán az összes problémát — még korlátozott felhasználási körre is — előregyártott vasbeton vázszerkezettel csak bizonyos engedményekkel lehet megvalósítani.

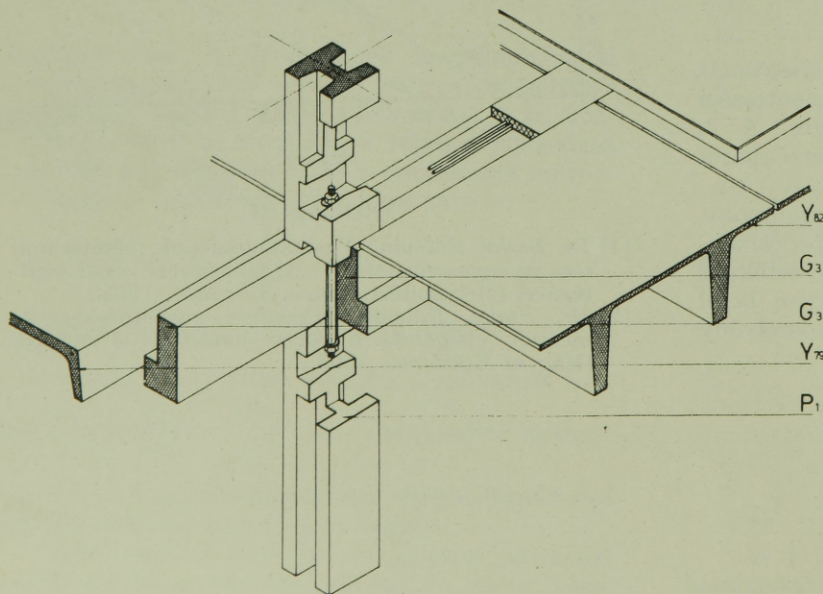
A bíráló bizottság a terveket építészeti és funkcionális igények kielégítése, statikai, szerkezeti megoldás, előregyártás, szállítás, szerelési technológia, valamint gazdaságosság szempontjából bírálta.

A pályaművek paraméterrend tekintetében három csoportra voltak oszthatók aszerint, hogy egy, néhány vagy viszonylag nagyobb számú paraméter alkalmazását javasolták.

Szerkezeti szempontból tiszta vázas (pillér, gerenda, födémelem) és vázas-panelos kombinációkkal (pillér födémpanellel, falpanel födémpanellel) jelentkeztek a pályázók.

Általános kritikaként a bíráló bizottság véleménye az volt, hogy a kitűzött célt teljes egészében egyetlen pályázónak sem sikerült megoldania, bár kétséges, hogy ilyen megoldás egyáltalán megvalósítható-e. Ám ilyen konklúzió is tulajdonképpen pozitívumnak mondható, mert bebizonyosodott, hogy ilyen többcélú, komplex feladat mindenkor csak kompromisszumok árán oldható meg.

Fenti megoldások alapján a bíráló bizottság az öt díjazásra szánt terv közül egyet 15 000,— Ft és négyet rangsorolás nélkül 10—10 ezer forint



1. ábra. Vázpályázat TTI 2. Különböző ipari födémelemek (π. 4—79) vegyes alkalmazása, közbülső pillérállásnál

díjjal jutalmazott, a 10 ezer forintos részvételi díjon felül.

Ezek a tervek a következők voltak:

15 000,— Ft díj: TTI 2. (dr. Böhönyi János, Guoth István, Gozmány Dénes, Zentai Zoltán, Ilkovits Iván, Tömösváry Sándor)

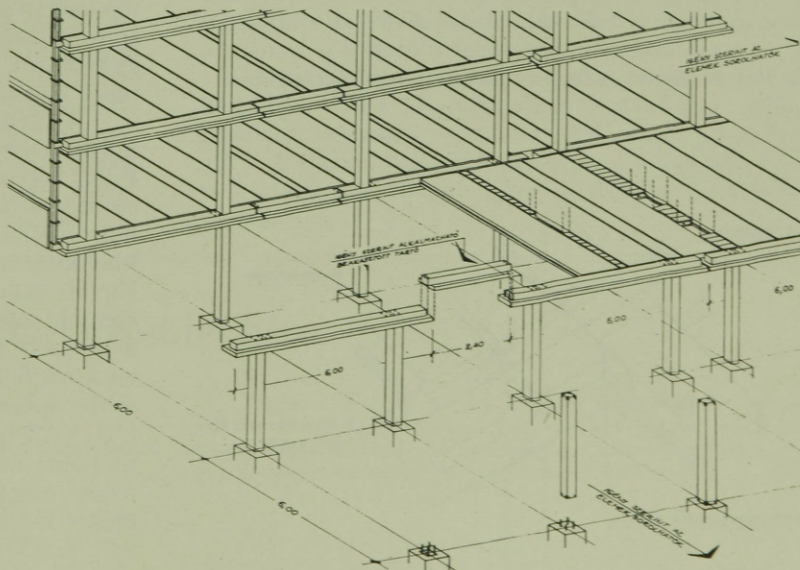
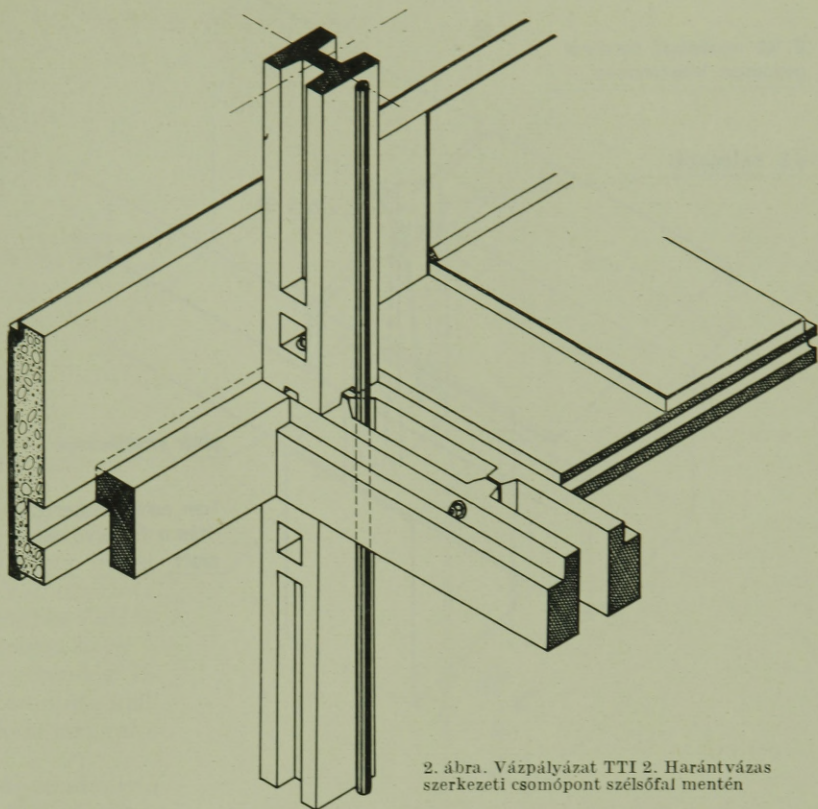
10 000,— Ft díj: IPARTERV (Harsányi, Ivits). TTI 1. (dr. Fésüs, Szabó, Biró, Varga, Tömösváry, Both, Lehoczkyné). BETONELEMGYÁRTÓ V. (Bodó László), KÖZTI (Jánossy, Szajka).

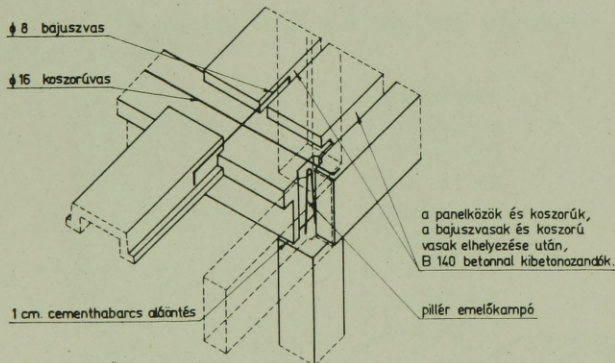
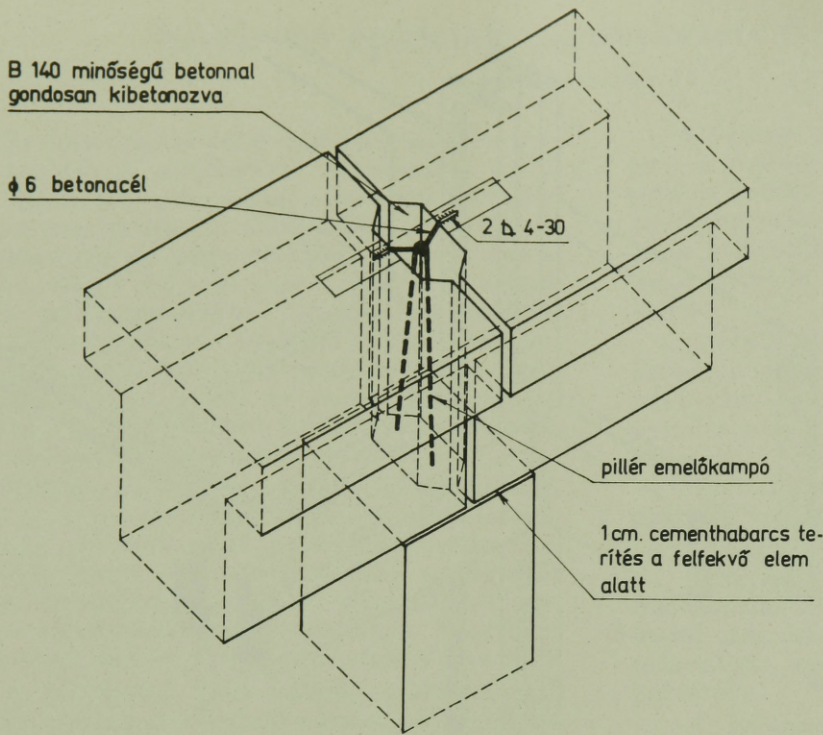
Az első helyen díjazott TTI terv színvonalas, részleteiben is átgondolt, jól előadott terv. 6,0 m-es gerendákat javasol úgy, hogy konzolképzés is lehetséges. A teljes méretsorú Szimkár födémpanelek, valamint más, pl. alulbordás, már tipizált födémelemek alkalmazásának lehetőségével széles körű igények kielégítésére ad módot. Az egy pillérfejre 4 irányból terhelő gerenda a variálás lehetőségét jól biztosítja, de a kizárólagos 6 m-es gerendaméret egyben hátrányt is jelent. Hasznos a javaslat abból a szempontból is, hogy megoldást ad az ipari és közösségi épületek azonos szerkezeti rendszerrel való kialakítására.

Száraz csomópont-szerkezési alapelve helyes, de részletképzése talán kissé igényes. Univerzalitásra való törekvése következtében keresztmetszetei kisebb paraméterek mellett némileg túlzottak. Merev acélbetét-igénye csekély, korrózióvédelme megoldott. Viszonylag kevés elemszámmal dolgozik.

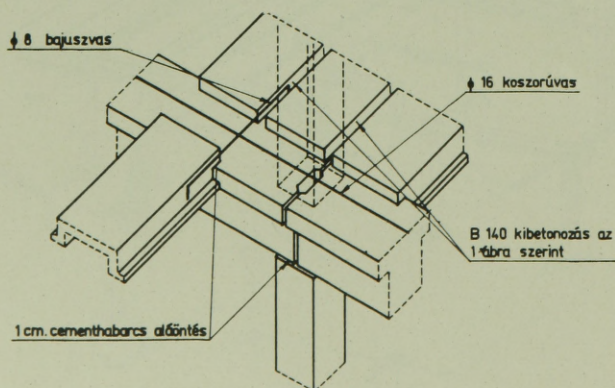
A 10 000,— Ft-tal díjazott tervek közül az Iparterv javaslata gerendairányban 3,60, 3,90 és 4,20 m, panel irányában 6,0 m paramétereket tartalmaz. Tartóit mindig konzolosan képezi ki, így beakasztott elemek révén gerberrendszerű csuklós, többtámaszú tartót kap, ami gazdaságos. A homlokzati megoldásokra — a konzolos kiképzés révén — változatos lehetőségeket biztosít.

Csomóponti javaslata csavarozott száraz kötés, amely elméletileg helyes, és bizonyos sarokmerev kerethatást biztosít már építés közben is. Kivitelezése azonban igen nagy pontosságot követel, ami hátránya. Kevés az elemszám, és azok egyszerűen gyártmányok. Ezért a csomópont módo-





5. ábra. Vázpályázat, KÖZTI 2/1 Harántváz homlokzati csomópont



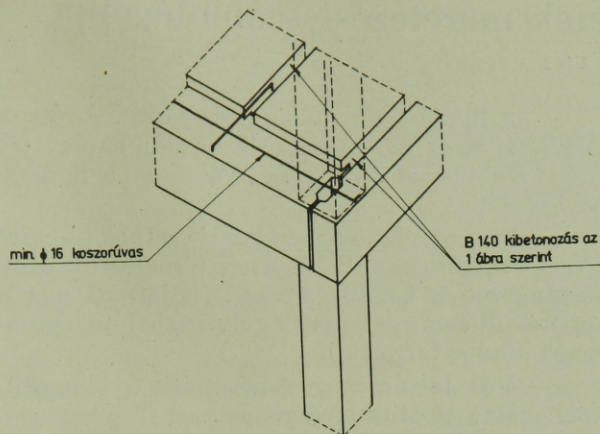
6. ábra. Vázpályázat, KÖZTI 2/1 Harántváz belső csomópont

sítása mellett a bíráló bizottság a javaslatot továbbfejlesztésre alkalmasnak fogadta el.

A TTI pályaműve gerendairányban 2,40—6,60 m, panelirányban 3,00—6,00 m paraméterrendet javasol 6,00 m-es ugrásokkal. A széles méretskála sem eredményez túlzott elemszámot, ugyanakkor a terv jelentős értéke a lelógásmentes födém szerkezet, ami a hosszváz—harántváz probléma kiküszöbölését eredményezi. A bordás födémpanelek nagy térben álmennyezet nélkül is megfelelő megjelenésűek lehetnek, egyébként azonban álmennyezetet igényelnek. A szerkezettel — némi módosítás árán — megoldható a kétirányban konzolos födém szerkezet. Elemei egyszerűek, és jól gyárthatók. A gerendák részleges többtámasztását helyszíni hegesztéssel oldja meg.

A Betonelemgyártó Vállalat díjazott pályaműve lényegében az UNIVÁZ továbbfejlesztése. Pillér helyett a kéttámaszú gerendákat vezeti át a csomóponton, s így biztosítja azt a nagy előnyt, hogy a pillérek kiálló konzolmentesek. A csomópont kialakítására speciális csavaros megoldást javasol. Egyéb vonatkozásban (paraméterrend, födém elemek, szerelőpanelek) az UNIVÁZ-at követi, és a javasolt változtatás révén hevesebb elemmel széles körű felhasználás lehetőségét biztosítja. Kevesebb merev vasbetét felhasználása révén az UNIVÁZ-hoz képest költségcsökkentést ér el. Csomóponti megoldása azonban, beleértve az ideiglenes megfogást biztosító hevederezést is, nem eléggé kielégelt.

A KÖZTI díjazott pályaműve szintén a konzolmentes pillér megoldását tűzte ki célul. Méretrendjével az UNIVÁZ-at követi, de azt csökkentve

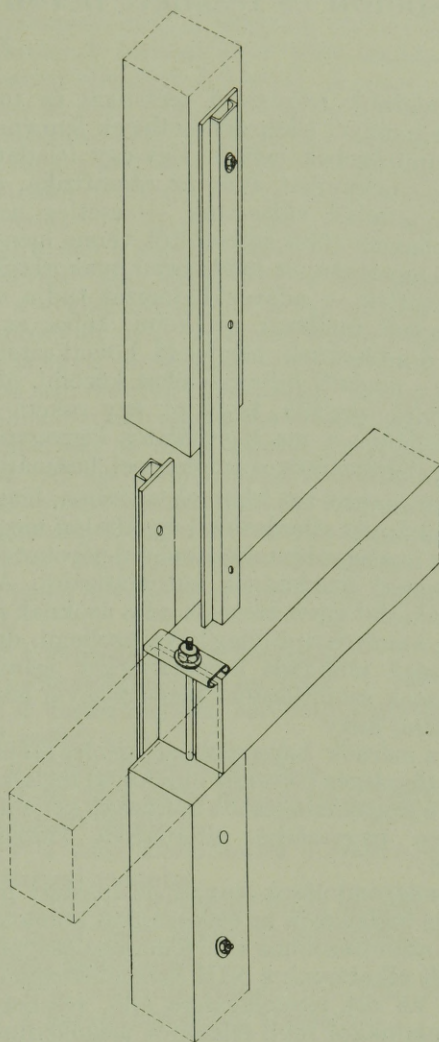


7. ábra. Vázpályázat KÖZTI 2/2 Harántváz végfali csomópont

anélkül, hogy ezzel a felhasználás körét lényegesen szűkítené. Vázelemeinek építészeti formái helyesek, gerenda- és födémkapcsolata jól megoldott. A TTI javaslatához hasonlóan alulbordás födém elemeket irányoz elő, amely kétségtelen, hogy a leggazdaságosabb födém szerkezet. A gerendák le-lógásával azonban minden esetben számolnia kell. A koncepció kisebb részletmódosításokkal megvaló-sításra alkalmas.

Az itt ismertetett és díjazott pályaműveken kívül a többi is tartalmazott sok értékes rész-letmegoldást, továbbfejlesztésre alkalmas gondola-tot. A KÖZTI másik benyújtott terve — egyet-len pályázatként — a gerendamentes, csak osz-lopokból és födémpanelekből kialakított szerke-zetre tett javaslatot, ami építészeti szempontból igen előnyös és igényes megoldásnak ígérkezett. Szerkezeti szempontból azonban a javaslat nem volt eléggé érett. Egyes tervek nagyobb fesztávok és ennek megfelelően nagyobb elemek bevezetését javasolták. Nem tudták azonban indokolni a ne-hézségekkel szembe állítható jelentősebb előnyöket.

Összefoglalva, általánosságban azt lehet mon-dani, hogy nyilván az UNIVÁZ tapasztalatai révén, törekedtek az elemszám csökkentésére és az oszlopok egyszerűsítésére, ami gyakorlatilag azt eredményezte, hogy legtöbbször átmenő oszlop helyett átmenő gerendát javasoltak. A megoldások igazolták azt, hogy így a gyártás és elemválaszték szempontjából valóban jelentkezik előny, de szer-kezeti szempontból nem sikerült előbbivel azonos értékű megoldást találni. Bebizonyosodott, hogy az alulbordás födém szerkezet a leggazdaságosabb,



8. ábra. ÉVM, Betonelemgyártó V. pályázata. 3 Pillér és gerenda ideiglenes kapcsolat hevederes kötással és csavar rögzítéssel

ez viszont felveti az álmennyezet problémáját. Az is leszögezhető, hogy túlságosan kevés számú paraméter és ennek megfelelően kevés vázelem nem alkalmas a többcélú feladatok megoldására.

Mindent egybevetve megállapítható, hogy az építéssiparosítás programjában a többcélú előre-gyártott vasbeton vázszerkezetek nagy jelentősé-gűek. A sikeres kezdeti lépések után jelen pályázat is eredményesen járult hozzá a feladat továbbfej-lesztéséhez.

Az Egyesület hírei

Kádár Vilmos és dr. Kocsis Ferenc a Sopotban (Lengyelország) május 24—26. között rendezett Spe-cializáció és kooperáció az építőiparban konferencián képviselte az Egyesületet. *

Dr. Gabos György és Szabó Gyula május 7—10-e között az Österreichisches Nationalkomitee der Inter-nationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grund-bau által rendezett Alapozási konferencián vettek részt Wienben. *

Juhász Ferenc az Egyesület küldöttjeként részt vett a Moszkvában május 20—27. között tartott Kor-szerű matematikai módszerek és elektromos számító-gépek alkalmazása az építőiparban konferencián.

*

Komoróczy Lajos és dr. Perczel Károly Wienben (Ausztria) az Europahaus Wien által június 5—8. között megtartott Nagyvárosok problémája konferencián vet-tek részt.

Századunk nagyszerű technikai és tudományos eredményei elképzelhetetlenek lennének modern számítógépek nélkül. Egy-egy feladat megoldása — példánkat akár az atomfizika, akár a régészet köréből választjuk — esetleg nemcsak éveket, hanem több emberöltőt venne igénybe. A gép — hagyományos módszerrel gyakorlatilag áttekinthetetlen — adatok halmazát tudja másodpercek alatt rendezni, értékelni, képes az előírt logikai döntéseknek megfelelő következtetéseket levonni, s azokról információkat közölni. Magától értetődőnek vesszük, hogy pl. egy rakéta pályakorrekciójához a ma használatos legnagyobb sebességű elektronikus számológépet használják fel.

Nem szabad azt hinnünk azonban, hogy csak a hagyományos eljárásokkal egyáltalán megoldhatatlan, a legnagyobb teljesítményű gépeket igénylő számításokat gazdaságos automatizálni. A mérnöki gyakorlat egész tömegét adja azoknak a munkáknak, amelyek aránylag kevés szellemi, de nagy mennyiségű manuális tevékenységet igényelnek. E feladatok számítógépes megoldásával lehetőség nyílik arra, hogy

- a) a mérnök hosszadalmas, gépies számítások helyett tényleges tervezési munkával foglalkozzék;
- b) a leggazdaságosabb szerkezeti kialakításhoz szükséges nagyszámú alternatíva kidolgozásra kerüljön.

E megfontolások alapján az Iparterv már kb. négy éve foglalkozik az elektronikus számológépek statikai számításokhoz való felhasználásával. 1964-ben nyílt alkalmunk a NIM Számológéppontjában részben az ott rendelkezésre álló, részben saját programjainkkal több feladatot megoldanunk. Az első két év a tapasztalatgyűjtés, tanulás időszaka volt. Aránylag kevés tervező ismerte a gépi számítás lehetőségeit, s így nemcsak új programokat nem igényeltek, hanem a meglevőket is alig használták. Néhány keret elmozdulásait és igénybevételeit számoltattuk ki. A programokhoz az adatokat maguk a tervezők állították össze, ami esetenként konzultációt igényelt. A kezdeti időszakban — a feladatok kis száma, és a számológéppont nagyobb szabad kapacitása miatt — ez az út járható volt. Már ekkor elő kellett azonban készíteni a szervezettebb, szélesebb körben alkalmazott számológépes munkát. Első lépésként összegyűjtöttük az országban akkor rendelkezésre állott statikai programokat. Ezek leírását az Iparterv — Tervezői Segédleteinek 3. kötetében — a mérnökök rendelkezésére bocsátotta. 1966-ban már rendszeres gépdőnk volt a NIM Számológéppontjában.

1967-ben a gépi számolás igénye erősen megnövekedett, ekkor már átlag heti két órára vettük igénybe a KGM Elliott 803 gépét. A munkák lebonyolítása, az adatközlés előkészítése már nem lehetett alkalmi, hanem a feladatot egy statikus szakosított segítségével oldotta meg a vállalat. Néhány adat a munkákról:

— 20 db keretet számítottunk ki, átlag három terhelési esettel

— 3 db rácsostartót oldattunk meg. A rácsostartóknál megvizsgáltuk a másodrendű hatásokból adódó igénybevétel-változást, valamint a hőtágulás hatását.

— Nem derékszögű keretszerkezetnek — mint síkbeli rúdszerkezetnek — meghatároztattuk az elmozdulásait és igénybevételeit. (E feladat már a kézi számítással gyakorlatilag elvégezhetetlen problémák körébe tartozik.)

— 1 db tartórács igénybevételeit és elmozdulásait határoztattuk meg géppel.

A napi feladatok mellett figyelemmel kísértük a felmerülő igényeket. Ennek eredményeképpen rendeltük meg pl. a NIM Számológéppontjában térbeli rúdszerkezetek elmozdulásainak és igénybevételeinek számítási programját. Az utolsó évnegyedben ez új program tette lehetővé hűtőtornyok leggazdaságosabb szerkezeti kialakításának meghatározását. A munkát a KFKI ICT 1905 elektronikus számológépén végeztettük el. Tekintettel arra, hogy e programhoz nagy mennyiségű kiindulási adatot kell közölni, s ezek kézi összeállítása nehézkes és sok hibaforrást rejt magában, a szükséges geometriai és statikai jellemzők táblázatát néhány alapadattól külön előkészítő program segítségével adtuk meg.

1964-től folyik programozási munka Vállalatunknál. Kezdetben az volt az elgondolásunk, hogy programjainknak egy-egy szerkezeti elem tervezését teljes részletességgel kell megoldaniuk. Az első program előregyártott födémgerendák méretezésére és költségszámítására szolgált. A statikai számítás a képlekenységtan elvének megfelelően történt, ami lehetővé tette, hogy keretgerendát önálló szerkezeti elemként kezeljünk. Négyeszetű keresztmetszetű gerendák sorozatát állította elő a program egy előírt minimális szelvényiséleltségtől és a hozzátartozó minimális tartómagasságtól indulva, a max. keresztmetszet 30/120 volt, a szélességet 1 cm-enként, a magasságot 5 cm-enként növelve.

A sorozat minden egyes gerendájára a következő számításokat végzi el a program:

1. Felveszi a soron következő tartószélességet, s kiszámítja hozzá a minimális magasságot.

2. Méretezi a tartót negatív nyomatókra, s kiválasztja a felső vasalást.

3. A felső acélbetéteket mezőközépen nyomottnak tekintve méretezi a gerendát mértékadó pozitív nyomatókra. Kiválasztja a lehetséges vasalások közül azt, amely a szükségesnél a legkevesebb nagyobb, majd megvizsgálja, elférnek-e az acélbetétek a keresztmetszetben. (Amennyiben azt találja, hogy nem férnek el, nagyobb átmérőjű acélbetétekből kialakított szerelést vesz fel, s megismétli a vizsgálatot.) Memóriájában rögzíti, hogy mely acélbetétek hajlíthatók fel.

4. Meghatározza a ferde csúsztatóerőket, azok felvételére a kengyelezést, valamint — ha szükséges — a ferde vasalást.

5. Kiszámítja a beton, betonacél és zsaluzat mennyiségét és a költségeket.

A gép adta eredményből a gerendák közvetlenül felrajzolhatók. Az összes gerendák kiszámítása után a program az összköltségeket növekvő nagyság szerint sorbaállítja, s kinyomtatja minden költségérték mellé a hozzátartozó szelvényméretet.

1966-ban kezdtük meg előfeszített gerendák vizsgálatát elektronikus számológéppel. I-szelvényű gerendákra készült program, amely első és harmadik stádiumban, valamint törési állapotra mértezi, főfeszítésekre és lehajlásra pedig ellenőrzi a tartót. A keresztmetszet a tartó hosszán állandó. A feszítőhuzalok $\varnothing$ 5 átmérőjűek, egyenes vonalvezetésűek. Alul max. 4, felül max. 1 sor huzalt vehet fel a program. A főfeszítéseket a tartó tizedeiben vizsgálja, és max. 0,3 l szakaszon enged meg az alsó határnál nagyobb nyírófeszültséget. Nyírási vasalásként $\varnothing$ 6/30, $\varnothing$ 8/15, $\varnothing$ 8/10, $\varnothing$ 10/10, $\varnothing$ 12/10, és $\varnothing$ 14/10 kengyelezést vehet fel. A nyírásra nem vasalando hosszakon $\varnothing$ 6/30 kengyelezést vesz figyelembe. A gerincbe 30 cm magasságig nem helyez feszítőhuzalt, 30 és 60 cm között 2 db, e fölött 4 db gerincfeszítő huzal felvétele történik. A program az MSZ előírásait betartja. A statikai számítások elvégzése után a gerenda anyagmennyiségeit és költségeit határozza meg a gép. E programmal feszített gerendák sorozata számítható a tervező által előírt minimális és maximális keresztmetszeti méretek között. Az eredménytáblázat minden gerenda esetén közli a tartómagasságot, tartószélességet, a gerinc- és övvastagságot, a lehajlás értékét teljes teherből és hasznos teherből, a főfeszítéseket (amennyiben ezek meghaladják a betonra megengedett alsó határt), a feszítőhuzalok darabszámát, s ha szükséges, a kengyelezést, majd a felhasznált anyagmennyiségeket és a költséget.

Az ismertett két program, valamint a tervezői igények alapján levonhattuk a gépi számítás célszerű fejlesztési irányával kapcsolatos tapasztalatainkat. Azok a programok, amelyek részletes tervezést végeznek — azaz rajzolásra kész eredményt adnak —, egy sor olyan döntést kell tartalmazzanak, amelyek géppel csak hosszadalmasan oldhatók meg, a tervező számára azonban nem jelentenének különösebb problémát (pl. acélbetétek elhelyezése a vasbeton gerendákban). Ilyen jellegű programok csak egy későbbi időszakban kerülhetnek előtérbe, amikor a jelenlegi lehetőségeket már teljes mértékig és általánosan kihasználják.

Az olyan programok jelentették a legeredményesebb segítséget a mérnökök számára, amelyek a tervezésnek valamely hosszadalmas, matematikailag bonyolult vagy sokszor ismétlődő szakaszát gépesítették. Az a véleményünk alakult ki, hogy a programokkal kapcsolatos igények néhány éven keresztül továbbra is ebbe az irányba fognak mutatni, valamint a rendelkezésre álló gépekkel ezek a feladatok oldhatók meg gazdaságosan. Munkánkat ebben az irányban folytattuk.

Az elmúlt évben programot készítettünk feszített panelek ellenőrzésére, amely tetszőleges hossz- és keresztmetszeti méretű elemek legna-

gyobb teherbírását és az ehhez tartozó feszítőerőt határozza meg. A program első és harmadik stádiumban, a tervező által előírt számú keresztmetszetben ellenőrzi a bordát. A panel keresztmetszete az ábra szerinti lehet (Az A1, A2 stb. méretek tetszőlegesek). A panel magassága lehet állandó vagy középtől a végek felé szimmetrikusan és lineárisan csökkenő. A program a feszítőhuzalok súlyvonalát vagy az alsó széllel végig párhuzamosan, vagy csak a középső szakaszon párhuzamosan és a tervező által megkívánt osztáspontban megtörve, a végkeresztmetszet súlypontjába bekötve — a töréspont és a végkeresztmetszet súlypontja között is egyenesvonalúan — veheti fel. A feszítőhuzalok szimmetrikus vezetésűek. Egy panel több feszítőhuzal-vonalvezetésre is vizsgálható. Az egyes stádiumokban az előírt szórási tényezőket alkalmazzuk. Az első és harmadik stádium közötti feszítőerő veszteségeket (kúszás, zsugorodás, lassú alakváltozás), a tervező által megadandó egyetlen tényezővel veszi figyelembe a program.

A gép a következő eredménytáblázatot nyomtatja ki:

M a keresztmetszet magassága

F a keresztmetszet területe

Y a keresztmetszet súlypontjának távolsága az alsó szélről

J a keresztmetszet inerciája

KA az alsó szélső szála vonatkoztatott keresztmetszeti modulus

KF a felső szélső szála vonatkoztatott keresztmetszeti modulus

Az ERŐMÓDOSÍTÁS utáni számok azt mutatják, hogy mely keresztmetszetekben kellett a feszítőerőt csökkenteni.

VCS a harmadik stádiumban ható feszítőerő

X a keresztmetszetek sorszáma

X a feszítőhuzalok súlyvonalának távolsága az alsó szélről

MS nyomaték önsúlyból

MB a keresztmetszet nyomatékbírása (önsúlyon felül)

MF nyomaték feszítésből

$$MT = MB - MF$$

IK a keresztmetszet távolsága az elméleti támasztól.

Dimenziók: Mp, m.

Egy 18 m feszítőtávolságú panel számítási ideje egy feszítőhuzal-vonalvezetésre, a vizsgálatokat 19 keresztmetszetben végezve, Elliott 803 gépen 8 perc, kézi számítása pedig kb. 4—5 nap lenne.

Az ismertett programok kiindulási adatainak összeállítási módjával szándékosan nem foglalkoztam, mivel 1968. januárjában Vállalatunknál létrejött az elektronikus számolócsoporthoz, amely a számológépes munkák szervezésén és programkészítésén kívül az adatok gépre történő közlését is végzi. A tervező a szerkezetnek csak a vázlatát adja le a csoportnak. A munkák teljes átfutási ideje 1—7 nap. (Ebben adatösszeállítás, gépi számítás és eredménykiírás értendő.)

Célom az volt, hogy a leírással képet nyújtsak

M	F	Y	J	KA	KF	
40.00	934.7	30.01	116929.7	3896.3	11705.2	Feszített panel számításának eredménytáblázata
41.25	952.3	30.84	129160.4	4155.7	12311.3	
62.50	1091.9	41.31	375566.4	9091.3	17724.2	

PANELSULY= 4.754 MP

EROMODOSITAS: 0

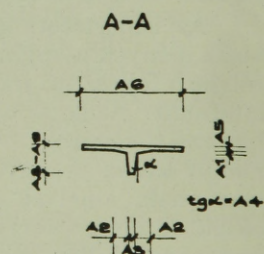
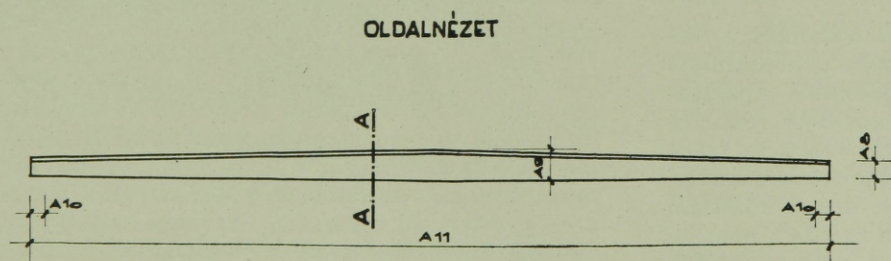
TORESPONT: 0 VCS= 18107.1 TERHELHETO Q= -0.25 KG/CM

K	X	MS	MB	MF	MT
0	4.0	0	682826	0	682826
1	4.0	107934	602524	-9347	611871
18	4.0	1181370	-36822	-100535	63713

K	XK	FELHAJLAS FESZITES UTAN	LEHAJLAS Q TEHERRE
0	0.0	0.000	0.000
1	42.5	0.027	-0.026
18	892.5	1.035	-0.305

EROMODOSITAS: 0 1

TORESPONT: 1 VCS= 21083.7 TERHELHETO Q= 0.08 KG/CM



az *Iparterv* számológépes munkájának tapasztalatairól, s eredményeinket néhány példán keresztül bemutassam. Teljességre nem törekedtem, mivel összes programunk ismertetése túllépné egy cikk

kereteit. Természetesen csoportunk minden érdeklődőnek szívesen ad részletesebb felvilágosítást, vagy — megbízás esetén — rendelkezésre álló programjainkkal számítást is végez.

A kongresszust a HOCHSCHULE für ARCHITEKTUR und BAUWESEN és az INSTITUT für MATHEMATIK közösen rendezte.

Az előadók a következő témákat vizsgálták:

1. Gazdasági irányítás objektív módszerei.
2. Regionális, építészeti és statikai tervezés elektronikus számítógép segítségével.
3. Optimalizálás.
4. Elméleti és gyakorlati statikai számítások.
5. Alkalmazott matematika.

A világ 5 kontinenséről érkező résztvevők száma meghaladta az 1200 főt. Az elhangzott és benyújtott előadások száma meghaladta a 300-at.

A kongresszus teljes anyaga és vitája a VEB VERLAG für BAUWESEN gondozásában jelenik meg.

A résztvevő kutatómérnökök a bevezetésre kerülő eljárásaikat és fejlesztési terveiket ismertették. Ezeknél az eljárásoknál és fejlesztési tervek-nél már az elektronika minden eredményét alkalmazták, és egy-egy feladat megoldásában a teljes automatizációt részesítik előnyben (komplex automatizáció). A matematika témakörét ez esetben általános formában kell értelmeznünk, mert már hozzátartozik a megoldás menetének logikai leírása — algoritmusa — is.

A kongresszus a bonyolult számítási eljárások és a tervezés logikai feladatának megoldásával foglalkozott elsősorban.

Egy folyamat logikai leírásának lehetősége és elemzése új módszereket hozott létre. Ezekkel hatékonyabb és pontosabb gyakorlati munkát lehet végezni, ezért fokozatosan meghódítják a mérnöki gyakorlatot.

Elemezzük a magyarországi helyzetet, alapulvéve a fenti megállapítást. Hazánkban az elektronika eredményeit a gazdasági élet irányításában és a tervezési területen csak minimális méretekben használják fel. Ennek két oka van:

1. Hazánk nem rendelkezik korszerű, jól használható számítógépekkel. A hatékonyan használható elektronikus számítógép 100 000—1 000 000 művelet/sec sebességgel működik. Gyors memória-kapacitása (tároló rész) legalább 64 000 gépi szó. Amerikában és Angliában ma már néhány számítógéppont time sharing (időosztás) rendszerben működik. Csehszlovákiában a nehézipari minisztérium felügyelete alatt működik egy time sharing rendszerű központ. Az építőipar területén most építenek ki egy ilyen rendszert. A time sharing rendszer-nél a központi egység gyakorlatilag korlátlan memória-kapacitású. Több bérlő közvetlen kapcsolatban van (on line vonal) a számítógépponttal (hasonló az elektromos erőművek és az egyedi fogyasztók kapcsolata).

Jelenleg ez a rendszer a legfeljettebb. Minő-ségleg különbözik az egyedi számítógépek biztosította lehetőségtől. Ha lemaradásunkat ésszerűen kívánjuk felszámolni, akkor nem látszik célszerű-

nek egyedi számítógépek vásárlása, hanem egy time sharing rendszerben működő központot kell létrehozni.

2. Ha összehasonlítjuk a hazai körülmények között a hagyományos és a gépi munka költségeit, akkor az alacsony munkabér és tervezési díjhányad miatt a hagyományos eljárás előnyösebb. Ez csak a látszat, mert mi a beruházás összköltségének 1—2 százalékából (tervezési díj) kívánunk takarékoskodni, és nem fordítunk figyelmet a 99—98%-ra. Ma már mindenhol előnyben részesítik az objektív tervezési eljárást, mert ez a biztosíték arra, hogy 99—98%-ot kitevő anyagi költségénél nem történik gazdaságtalan vagy helytelen tervezés. Ez különösen olyan országokban fontos, ahol az anyagi költségek magasak. Három példán bemutatom az új objektív eljárások hatékonyságát és a többlet költségek megtérülésének módját.

Csehszlovákiában egy csempegyár tervezésénél a beruházó párhuzamos megrendelést adott a tervezők tudta nélkül az egyik épület megtervezésére. A hagyományos és az új módszerrel készült terv összehasonlításakor kiderült, hogy 40%-kal kevesebb energiával lehet üzemeltetni a számítógép segítségével tervezett épületet. Ezt a megtakarítást a nyersanyagok és a feldolgozógépek optimális elrendezése eredményezte. (Részletezést l. a továbbiaknál.)

Angliában elektromos távvezetéktervezetek elektronikus számítógép segítségével. A tervezési díj a szokásos eljárásokkal szemben megnőtt. Ha a tervezési díj növekedését egységnyi költségnek vesszük, akkor az új módszerrel készült terv 500-szor nagyobb összeget takarított meg, mint a tervezési díj növekedése.

Néhány adattal szeretném Chichagóban működő MEISNER cég munkáját bemutatni. A céget IMB 1620-as G. D. & E S—C 4020-as elektronikus számítógéppel szerelték fel. Egy síkbeli rácsos szerkezet tervezése 30 másodperctől 3 percig tart. A vetítőkészülék 8 másodperces intervallumokban tájékoztat a tervezés menetéről, amit mikrofilmen rögzítenek. Az előhívott film alapján elektrografikus úton 10 másodpercenként készítenek egy 620 × 930-as méretű másolatot. Ha egy terv feldolgozásához hagyományos tervezési rendben 6 hónap szükséges, akkor a MEISNER cég ezt 3 nap (három nap) alatt készíti el. A gépi berendezés bérleti díja 5000 dollár/hó. A cég teljes kapacitással dolgozik. A beruházóknak előnyös a tervezés rövid átfutási ideje, mert a tőkelekötés passzív szakasza lecsökken.

Magam részéről a tervezési szekció munkájában vettem részt, és egyéb szekció néhány kapcsolódó előadását hallgattam meg. Az alábbiakban néhány érdekes előadás anyagát kívánom röviden ismertetni.

M. WARMUS (Varsó)

Az előadás népgazdasági szinten foglalkozott az optimalizálás kérdésével. Megállapította, hogy a gazdasági irányítás rendszerének kell biztosítania

* IV. Nemzetközi Kongresszus Weimarban.

a hatékony optimalizálás lehetőségét. Az optimalizálás szükségességét demográfiai adatokkal és a társadalom korlátozott erőforrásaival indokolta.

A statikai számítások elkészítésénél tért hódított a mátrix eljárás. Ennek oka, hogy így egyszerűbben készíthetők az elektronikus számítógépek programjai.

G. R. AMASWAMY (Roorkee, India)

Az előadó részletesen foglalkozott egymáshoz kapcsolódó hajlított hengeres héjak erőjátékának leírásával. A kidolgozott programmal különböző sugarú, hosszmeretű és megtámasztású kapcsolódó hengeres héjszerkezetek igénybevételei számíthatók.

E. R. A. OLIVEIRA (Lisszabon)

A véges elemek módszerét (Finite Element Method) — különleges feladatok egyik leghatékonyabb módszere — vette bonckés alá, és vizsgálta a konvergencia javításának lehetőségét. A kidolgozott eljárás általánosan alkalmazható két- és háromdimenziós szerkezeteknél (lemez- és héjszerkezeteknél egyaránt). A módszer a programok futási idejét és a számítási hibát is csökkenti.

O. E. HANSTEEN (Oslo)

Véges elemek módszerével vizsgálta a nyílásokkal gyengített szélmerőítő falak feszültségeloszlását. Ezzel az eljárással kiszámított feladatnál több mint 1000 egyenletből álló egyenletrendszert kellett megoldani. A feladat megoldása 10 (tíz) percet vett igénybe.

A program rendszertelenül elhelyezett nyílások esetén is meghatározta a feszültségeket. A mintafeladatnál is rendszertelenül elhelyezett nyílások gyengítették a falat.

Több előadó foglalkozott egy olyan általános programrendszer kidolgozásával, mely a statikai számítások, méretezések egész területét felfedi. Ezen a területen gyakorlati programozási munkát csak az IMB cég végez.

Ehhez a témakörhöz tartozik egy speciális nyelv kidolgozása is. Ezt a nyelvet a gép és az ember is értelmezni tudja. Természetesen az érintkezés jól körülhatárolt korlátozott szókinccsel történik. Ma már ilyen orientált nyelvek léteznek. Bevezetésük és felhasználásuk eredményesen megindult a gyakorlati munkáknál.

Ezt követően a tervezés tárgykörével foglalkozom röviden. Több objektív és gyakorlatban ma már bevezetésre került módszert kívánok ismertetni.

J. WRICHT (Newcastle)

Síkbeli acélszerkezetek automatizált tervezésével foglalkozott. A feladathoz a szerkezet geometriai tengelyrendszerét és a terhelést kell megadni. A gép feladata, hogy a különböző teherkombinációk figyelembevételével méretezze, és a szabványos elemekből állítsa össze a szerkezetet oly módon, hogy a beépített acél súlya minimális legyen.

R. HAUPT, L. Z. EMKIN, G. M. STURMAN (Cambridge)

Közüti felüljáró hidak gerendáinak automatikus tervezésével foglalkoztak. A gerenda hengerelt vagy hegesztett szelvényből, két- vagy többtámaszú kivitelben készülhet. A pályalemez acélból vagy betonból (ez esetben összeváltartó a gerenda) készülhet.

A rendszer legfontosabb előnye, hogy minimális, egyszerűen kezelhető bemenő adatokkal indul a program. Ezeket az adatokat megadhatja a tervező, vagy származhat útépítési program eredményéből is.

L. H. KLOTZ, J. WEISENFED (Durham)

Kidolgozták a MIDAS — a legkisebb költséggel megvalósítható szerkezetek — általános módszerét, mely hasonló J. WRIGHT által ismertett szisztémához, de itt a bemenő adatok rendszere egyszerűbb. A megadott terhelésekhez a legkedvezőbb geometriai tengelyrendszert, és a legveszélyesebb teherkombinációkat is a gép keresi ki. A szabványadatok az American Institute of Steel Construction's a Manual-ből származtak. A program végeredménye tartalmazza a kész tervet, munkaidő-, munkaerő-adatait és meghatározza a kiviteli költséget, ami egyben adott körülmények között a megvalósítási minimum.

M. KREJČÍŘIK (Prága)

A szerző egyszintes épületek optimális elrendezésének meghatározásával foglalkozott tanulmányában. Eljárását gyakorlati példán mutatta be. A számítógép segítségével tervezett épület ma már kivitelezés alatt áll Michalov-ében.

A tervezési feladat megoldását a beruházó — Csehszlovák Kerámia Gyárak Szövetsége — hagyományos tervezési módszerekkel és számítógép felhasználásával külön-külön elkészítette, a kiinduló adatokat is ő szolgáltatta.

1. A tervezés kiinduló adatai:

A gyár 1 500 000 db csempe/év kapacitással működjön. A gyártócsarnok két szállítópálya között fekszik. Az egyik a nyersanyagot, a másikon a készterméket mozgatják. A nyersanyag egy részét a közeli lelőhelyről gépkocsin, a távolabbi helyről vasúton szállítják.

A vasúti kocsi és a teherautók a gyártócsarnok bunkereihez állnak. A nyersanyagot híddaruval átrakják a bunkerekbe. A keverőépületben 20-féle nyersanyagból 6-féle keveréket állítanak elő. Az egyes keverésekhez az anyagot a híddaru merítőkánala méri, és továbbítja a keverőgépcsoporthoz.

1.1 Technológiai adatok:

A tárolóbunkerek méretének megállapításához a beruházó a következő adatokat adta meg nyersanyagfajtánként.

1.11 Termelési ciklus programja.

1.12 A nyersanyag érlelési ideje.

1.13 A száraz nyersanyag térfogatsúlya.

1.14 A nyersanyag átlagos nedvességtartalma.

1.15 A nyersanyag nedves térfogatsúlya.

1.16 A nyersanyag rézsűszöge.

1.17 A nyersanyag tárolási magassága.

A fenti adatok ismeretében meg tudták határozni a nyersanyagfajták mennyiségét, a szükséges raktározási alapterületet és az egy termelési ciklusban mozgatandó anyagok mennyiségét.

1.2 Geometriai adatok

1.21 Vasúti úrszelvény.

1.22 Vasúti kocsik mérete.

1.23 Teherautók mérete.

1.24 Keverőgépcsoport mérete.

1.25 Híddaruk szóba jöhető fesztávolsága.

Optimálisnak tekintettük azt az elrendezést, amelyen a termelési ciklust alkotó összes műveletet a legkevesebb munkával lehet elvégezni.

1.3 A tervezési művelet során meghatározott adatok.

1.31 A tárolórekeszek sorrendje.

1.32 A keverőgépcsoport felállítási helye.

1.33 A tárolórekeszek mérete.

1.34 Az egy termelési ciklust alkotó műveletek munkájának költsége.

1.4 A feladat matematikai szempontból az volt, hogy az egyes elrendezésekhez meghatározzuk a minimális munkamennyiségét.

1.41 A rekeszekből a keverőgépekhez szállított nyersanyag mozgatása során a daru által végzett munka:

$$L_1 = \int_{\Lambda_1} \int q(x, y)(x + y) dx dy$$

ahol L_1 a végzett munka mennyisége;

$q(x, y)$ a szállított anyag súlya;

$x + y$ a szállítási út hossza;

Λ_1 az integrálási tartomány (a bunkerek és keverőgép területe).

1.42 Vasúti kocsikból vagy teherautókból a betárolás során a daru által végzett munka:

$$L_2 = \int_{\Lambda_2} \int q(x, y)y dx dy$$

1.43 A keverőgépcsoportok által végzett munka mennyisége állandó és ezt L_3 jelöljük.

A feladat megoldásának leírásával nem foglalkozunk, mert annak terjedelme meghaladja a cikk kereteit.

1.5 A tervezési folyamatban elektronikus számítógép által végzett műveletek:

1.51 A termelési program alapján meghatározta a tárolandó nyersanyagok mennyiségét száraz és nedves állapotban, nyersanyagfajtánként.

1.52 Meghatározta a vasúton és teherautón beérkező nyersanyagok súlyát és térfogatát.

1.53 Meghatározta a bunkerek területét és az egységnyi területre jutó súlyt nyersanyagfajtánként.

1.54 Egy adott elrendezésből kiindulva a gép fokozatosan közelítve meghatározta az 1.4-ben közölt leírás szerint az optimumot. Minden egyes elrendezési változatnál közölte az 1.3-ban felsorolt adatokat.

1.55 A tervezési művelethez tartozó adatokon túl egyéb lényeges állandókat is meghatározott a gép, pl. színezett masszák térfogata, nyersanyagfogyasztás, szükséges készlet stb. . .

A számítógéppel készült terv gazdaságosságára már előzőleg utaltunk.

B. VLK (Prága)

Részletesen ismertette a Csehszlovák Népköztársaság 1967 és 1970 közötti fejlesztési programját. Az angol ELLIOT cégtől kívánják beszerezni az elektronikus berendezéseket. Az eltelt időszakban a legfontosabb gépegységek már leszállításra kerültek, tehát az objektív tervezés gépi feltételei biztosítottak. Megkezdtek a szakemberek kiképzését az ELLIOT cégnél Angliában és a prágai központban. A cseh kollégák ma már rendelkeznek megfelelő programokkal és gépi berendezésekkel, ezért ők vizsgálják a moszkvai KGST palota költégtúllépésének okait és a tervek hitelesítését.

JÄNIKE (Jéna)

Az előadó foglalkozott az NDK-ban folyó tervezés automatizálási munkamenetével. Az NDK-ban szakemberhiánnyal küzdenek, ezért az automatizált tervezés gyors bevezetése várható.

A tervezési szekcióban elhangzott egy magyar előadás is. Minthogy a témáról magyar nyelven közlemény eddig nem jelent meg, itt ismertetjük az előadás rövid tartalmát. A munka az UNIVÁZ szerkezetű házak felépítményének komplex statikai tervezésével foglalkozott, a kutatás költségeit a KÖZTI fedezte.

A téma kidolgozását egy kísérleti tervezőprogram írásával kezdtük meg. E programnak csak egy feladata volt, hogy UNIVÁZ szerkezetű épületek esetében egzakt módon leírja a tervezési munka számítási és logikai részét. A munka megkezdésekor a rendkívül bonyolult feladatot leegyszerűsítettük.

Az adatok egyik csoportja a szerkezetre jellemző állandó adatokat tartalmazta tömbök formájában (UNIVÁZ szerkezet állandó adatai), másik csoport az épületekre jellemző változó adatokat (a bemenő változó adatok első csoportja). További változó adat az épületszintek alaprajzát jellemző információs rendszer (bemenő változó adatok második csoportja).

UNIVÁZ szerkezet állandó adatait a következő elemekből építettük fel:

1. A szerkezeti elem fesztávolsága.

2. Teherbírását jellemző adatok (nyomaték, normálerő és nyíróerő).

3. Kapcsolódó MSZ szabványok összes adata.

4. A szerkezeti elemek jele.

A bemenő változó adatok első csoportja a következő részekből épült fel:

1. A tető és közbelső födém terhelési adatai.

2. Az épület pilléreinek tengelytávolsága.

A bemenő változó adatok első csoportját a géppel visszairattuk a feladat megoldásának protokoll-lapjára. Ezen a protokoll-lapon szerepelnek a program futására vonatkozó közlemények is. Pl. a protokoll-lapra a gép kiírja a tervezési művelet megkezdésének és befejezésének tényét. Ha a két jelzés között nincs hibajelzés, akkor ez azt jelenti, hogy a tervezés menete normális volt. (A számított igénybevételek alapján minden egyes szerkezeti

elem megfelelt az igénybevételeknek.) A programra jellemző ez a felépítési rendszer, mert ennek alapján könnyen és egyértelműen meg lehet állapítani a hiba okát és helyét.

A kísérleti tervezőprogram a következő tervezési műveleteket végezte el a leegyszerűsített feladat esetében.

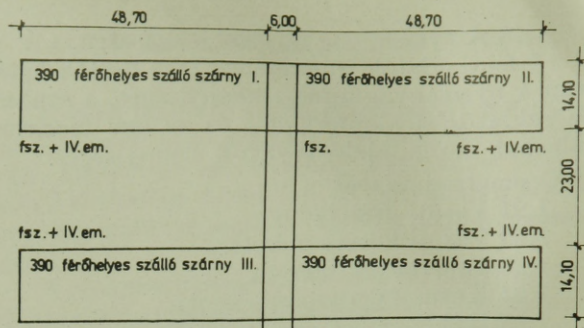
1. A bemenő változó adatok első csoportjának felhasználásával elkészítette a statikai számításokat.

2. Ha a statikai számítás és az UNIVÁZ állandó adatok felhasználásával nem talál megfelelő teherbírási és geometriailag is alkalmas elemet, akkor a feladat protokoll-lapjára kinyomtatta az azonosítókkal együtt a statikai igénybevételeket.

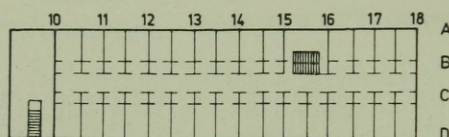
3. A bemenő változó adatok másik csoportjának felhasználásával, a 2. pontban meghatározott elemek alapján elkészítette a statikai tervek fő vázát.

4. Az előző eredmények alapján elkészítette a költségvetéshez szükséges mennyiségeket. Csoportosította az előírásoknak megfelelően.

Az 1. ábrán bemutatjuk egy 4 szintes épület alaprajzát, sajnos a hozzá tartozó szimbolikus



1 (390 férőhelyes) szálló szárny alaprajzi sémája a hozzátartozó lépcsőházi részlettel.



A diszpozíciós sémán látható 600 m. szélességű monolitikus szerkezetű közlekedőterekhez képest 2-2 szimmetrikus szálló szárny csatlakozik. Ezekből az I-III. és II-IV. azonos állású, I-II. és III-IV. szimmetrikus, így elegendő egy szárny tervezését elvégezni. A szárnyak közé épített monolitikus lépcsőház az épületektől (szállók) építéstechnológiai - lag függetlenül kezelhető (a szárnyak építését követően építhető).

3. ábra

födémtervet technikai akadályok miatt nem tudjuk közölni. Az érdeklődők a szerzőnél megtekinthetik.

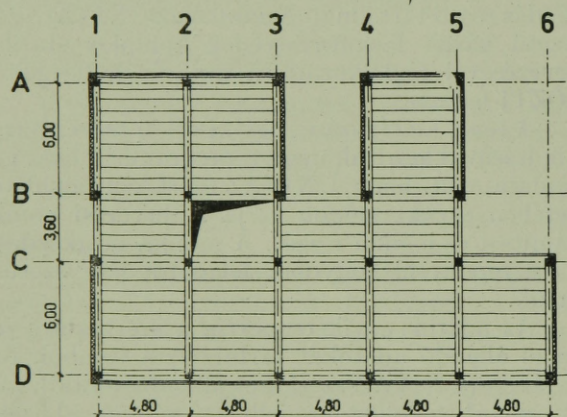
A 2. ábrán bemutatjuk a feladathoz tartozó protokoll-lapot. A kísérleti tervezőprogramot egy- és többszintes épületeknél sikeresen kipróbáltuk.

Az eredményesen lezárult kutatómunka után ezt a kísérleti programot átalakítottuk, hogy az a gyakorlati felhasználás céljaira is alkalmas legyen. Ez a program kibővítését jelentette.

A program méretezte a vázszerkezetet, lépcsőket, szélmerevítő falakat, és meghatározta a költségvetéshez szükséges mennyiségeket.

A. 3. ábrán látható a megoldott gyakorlati tervezési feladat elrendezési sémája. Az épületek megvalósítási költsége kb. 56 millió Ft. Az elektronikus számítógépen tervezett rész kb. 36 millió Ft értékű. Az épület a Kunigunda utcai munkásszálló volt.

A programot GIER ALGOL formulanyelven írtuk, és GIER típusú elektronikus számítógépen eredményesen futtattuk. A többszintes épületek



1. ábra

```

r
run
STATIKAI TERVEZES
mmax= 4.00 nmax= 11.00
kmax= 7.00 H= 23.01
l1= 4.80 g1= 515.00
g2= 425.00 g3= 690.00
a= .00b= .00
j      p[j]      gp[j]      gs[j]
1      140.00     770.00     770.00
2      280.00     675.00     840.00
L      1[L]
2      6.00
3      3.60
statikai szamitas vege
STATIKAI TERVEZES
Statikai tervezes vege

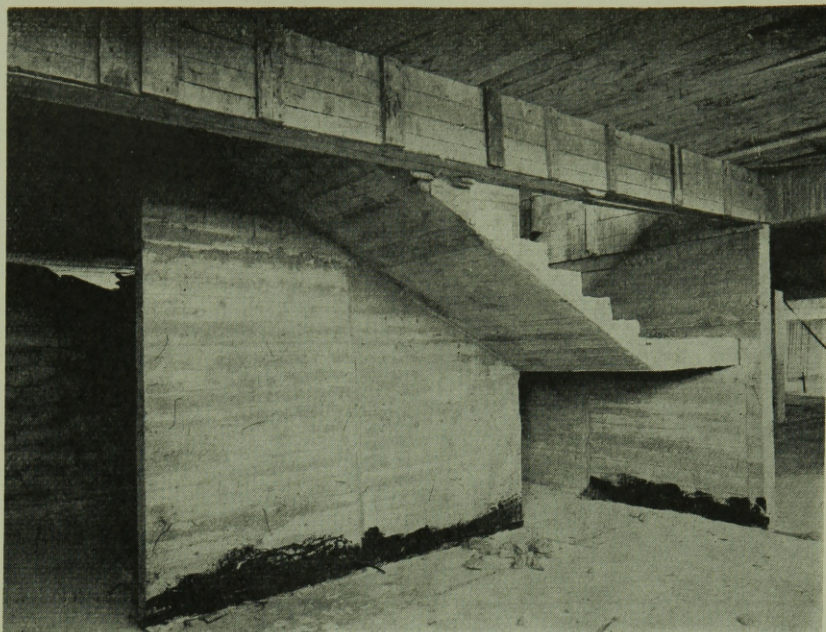
```

end

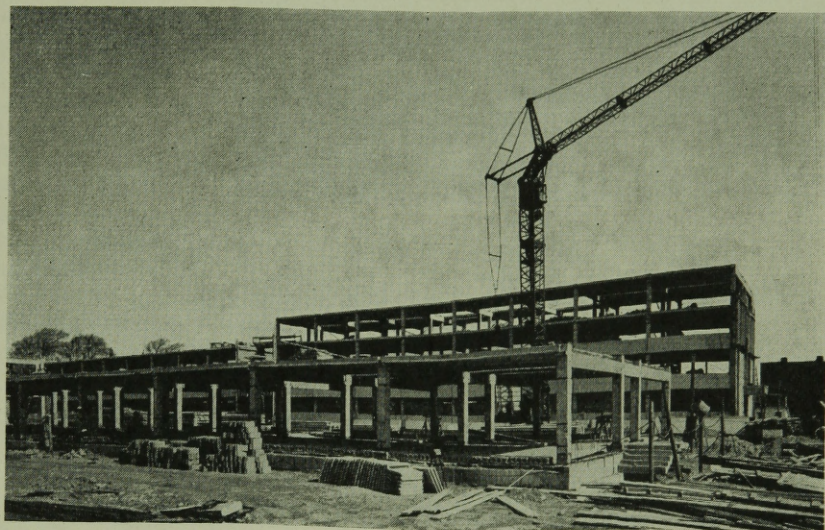
2. ábra. A kísérleti programnál használt 4 szintes (3 em.) épület protokoll lapja. Futási idő: 5 perc.

Megjegyzés: A megadott futási időben nem szerepel a program fordítására felhasznált idő, mert a programot „újra hívtuk” és így oldottuk meg a feladatot.

4. ábra

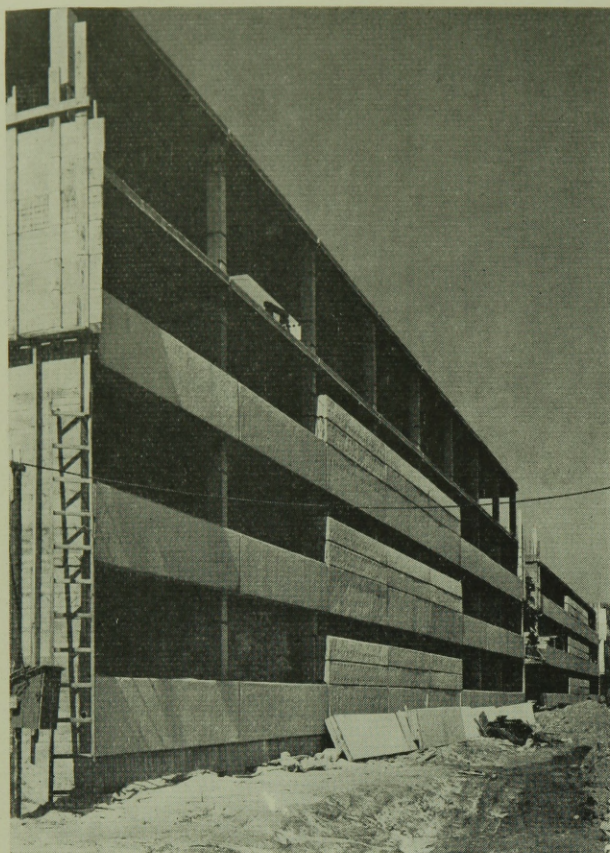


5. ábra



6. ábra





7. ábra

alapterületének és emeletszámának függvényében az egyes programok futási ideje 3—10 pere között változott.

Időközben a Kunigunda utcai munkásszálló építése megkezdődött. Néhány képen bemutatjuk az épület kialakítását. Építész tervező: Tokai Béla. A felépítmény szerkezetét és a programot a cikk írója dolgozta ki. Az épület kiviteli tervei a KÖZTI-ben készültek. (4—7. ábra.)

Az ismertetett előadások kiválasztásával első sorban az a cél vezetett, hogy mondanivalómat kézzelfogható tényekkel támasszam alá, és érzékeltessem a probléma hasznosságát, összetett voltát és sajátosságait.

Ha végignézzük az ismertetett tényeket, akkor látnunk kell azt, hogy ezen a területen lemaradásunk nagy, mind a statikai számítások, mind a tervezés területén. A lemaradás felszámolásának legfontosabb feltétele, hogy megteremtsük egy time sharing rendszer alapjait és megkezdjük az alapvető programok kidolgozását.

Ha feltételezzük, hogy hazánkban működni fog egy ilyen központ, akkor a jelenlegi feltételek mellett nem lehet kihasználni, mert a tervezési díjak olyan alacsonyak, hogy azokból nem lehet fedezni az igényesebb és hatékonyabb tervezés költségeit. Ez esetben feltétlenül dotálni kell azt a tervezőirodát vagy intézetet, ahol az új módszereket alkalmazzák (tervezési díj növelése). A pénzalapot a dotációhoz a beruházóktól kell elvonni, mert az optimális tervezés haszna ott realizálódik.

Végezetül fel kell hívnom a figyelmet arra, hogy ebben az ismertetésben csak vázlatosan érintettem a kongresszus egyik témáját, a teljes anyag tanulmányozása feltétlenül több hasznos eljárást és módszert rejt még magában.

Ezúton is köszönöm a kollégák és intézmények segítségét, akik munkámat és részvételemet a kongresszuson támogatták.

Gerebenezett kender, tömítőszalag, tömítőkötelek (különböző vastagságban), vagonlekötő kötél

azonnali szállításra megrendelhető közvetlen a gyártónál:

TEXTILHULLADÉK ÉS FONALOSZTÁLYOZÓ VÁLLALAT

Budapest V., Vigyázó Ferenc utca 5.



Raktári eladás: Budapest VIII., Leonardo da Vinci utca 38.

Telefon: 339-357

Három oldalon támaszkodó vasbeton lemezek számítása a törésmélelet szerint

DR. DULÁCSKA ENDRE

1. Bevezetés

A három oldalon szabadon vagy befogottan megtámasztott vasbeton lemez az építőgyakorlatban számos esetben gazdaságosan használható fel. Így pl. előnyösen alkalmazható erkélyek (1/a ábra), lépcsők és pihenők (1/b ábra), karzatok (1/c ábra), felül nyitott tárolók (1/d ábra) teherhordó szerkezeteként.

A három oldalon megtámasztott lemez sarkainak leszorítása által kialakuló csavarónyomatékok lényegesen növelik a lemez merevségét, és így mind a hajlítónyomatékokat, mind a lehajlásokat kedvezően csökkentik.

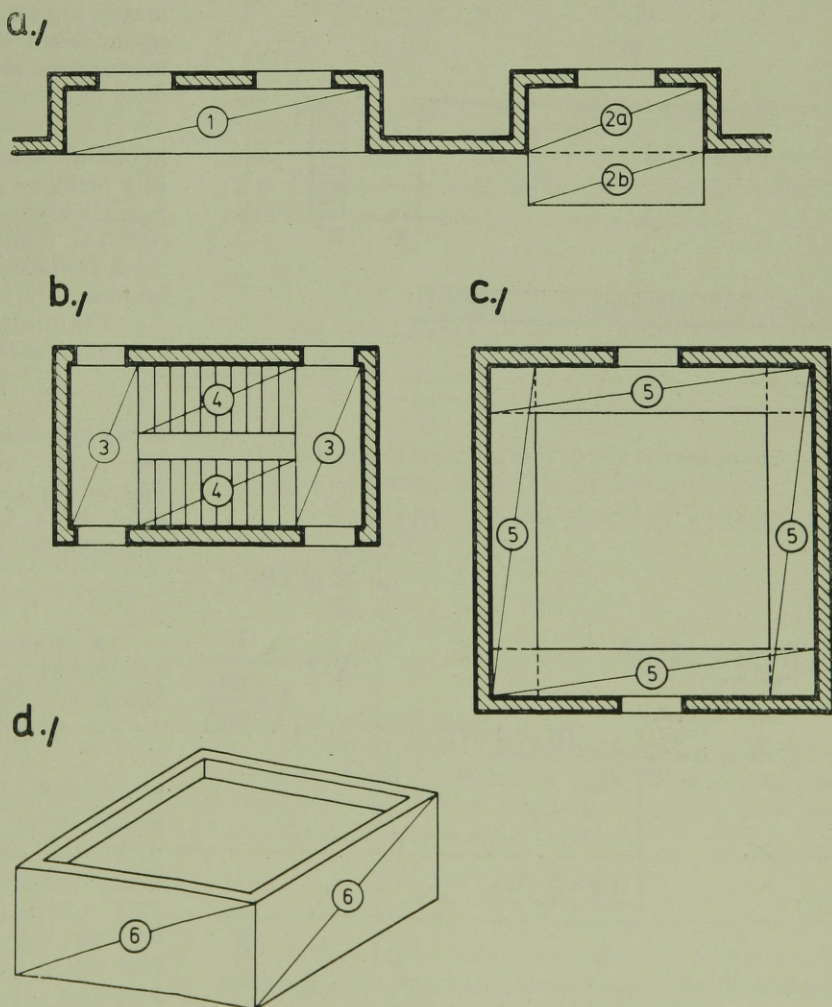
A három oldalon szabadon felfekvő vaslemez méretezését *Galerkin* már 1915-ben megoldotta [8], de a vaslemez méretezésénél a csavarónyomatékokból származó nyírófeszültségek nem mértekadók.

Először *Goriupp* [1] dolgozta ki a három oldalon támaszkodó vasbeton lemezeknek a rugalmasságtan szerinti számításmódját a csavarónyomatékok figyelembevételével. Az elmúlt két évtizedben

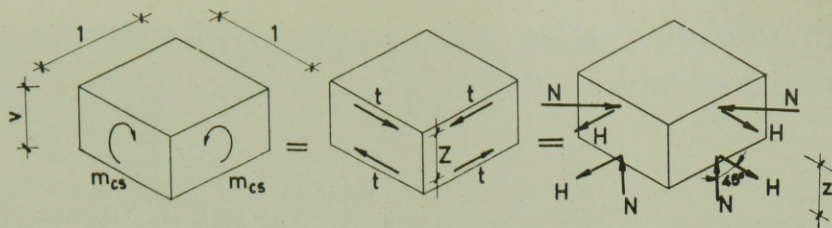
többen igyekeztek a számítási eljárást egyszerűsíteni, és a még nyitott kérdésekre választ adni [2] [3] [4]. A kutatók eddig elért eredményeinek összefoglalása *Hahn* könyvének táblázataiban található [5].

E rugalmasságtani megoldások szerint hosszú lemezeknél a sarkok környékén kialakuló csavarónyomaték nagysága meghaladja a maximális hajlítónyomatékokét, és így e lemezek vasszerelése rugalmas alapon számítva bizonyos arányokon túl nem volt célszerűen kialakítható.

Ha a lemez anyaga képlékeny, mint pl. a vasbetonlemezé, akkor a sarkon a csavarónyomaték hatására bizonyos tehernél a lemez megfolyik. A teher további növelése esetén a sarkok környéki csavarónyomaték állandó marad, és a lemez közepén a hajlítónyomatékok növekednek addig az értékig, amelynél már a max. hajlítónyomatékok helyén is folyásba kerül a lemez. Az ekkor elért teher lesz a lemez törőterhe. Így a három oldalon megtámasztott képlékeny anyagú lemez a képlékeny anyagú többtámaszú tartókhoz hasonlóan viselkedik.



1. ábra. A három oldalon megtámasztott lemez alkalmazási lehetőségei



2. ábra. A csavarási vasalás méretezése

$$m_{cs} \cdot t \cdot z$$

$$H = f_v \cdot \sigma_{VH} \rightarrow f_v = \frac{m_{cs}}{z \cdot \sigma_{VH}}$$

$$H = t$$

A lemezeknek a fent vázolt erőjatkát a lemezek törésvonal elmélete szerint csak a szabad éllel szemben levő oldal teljes befogása esetére oldották meg [6].

Jelen dolgozatban a három oldalon támaszkodó lemezek olyan képlekeny számításmódját ismertetjük, mely a szabad oldallal szemben levő oldalon nem tesz szükségessé befogást.

A vasbeton lemezek egyszerű kivitelezése azt kívánja meg, hogy az ilyen lemezek egyforma alsó-felső hálóvasalással legyenek kialakíthatók.

A következő fejezetben bemutatjuk, hogy ez esetben a csavarónyomaték és a hajlítónyomaték maximumait egyenlő nagyra kell fölvennünk.

Az itt ismertetett megoldást a BUVÁTI-ban

több éve alkalmazzuk [7], és így ezzel a számításmóddal méretezve már számos épület erkély-, lépcső- és egyéb szerkezete épült meg.

2. A lemez vasalása

A lemez csavarónyomatéokra történő vasalása kétféle módon lehetséges. Az egyik mód a főnyomatéknak irányát legalább nagyjából követő trajektoriális vasalás, a másik pedig a derékszög-hálózatban elhelyezkedő alsó-felső hálóvasalás. A trajektoriális vasalás kevesebb acélt igényel, de a kivitelezési szempontok miatt a gyakorlatban kizárólag derékszög hálózatú hálóvasalást alkalmaznak. A hálóvasalás keresztmetszeti területét a 2. ábra alapján úgy kell meghatározni, mintha a csavarónyomaték hajlítónyomaték lenne. Így az m_{cs} csavarónyomatékra szükséges alsó-felső acélbetét háló mennyisége az

$$f_{V_{cs}} = \frac{m_{cs}}{z \cdot \sigma_{VH}} \quad (1)$$

képletből számítható, ahol z a belső erők karja, σ_{VH} pedig az acél határ feszültsége. A 2. ábrán a lemezből kivágott egységnyi oldalhosszúságú elemnek csak a látható oldalán tüntettük föl az erőket. Ezek természetesen a nem látható oldalakon is működnek.

Tekintettel arra, hogy az m_h hajlítónyomatéokra szükséges acélbetét az

$$f_{V_h} = \frac{m_h}{z \cdot \sigma_{VH}} \quad (2)$$

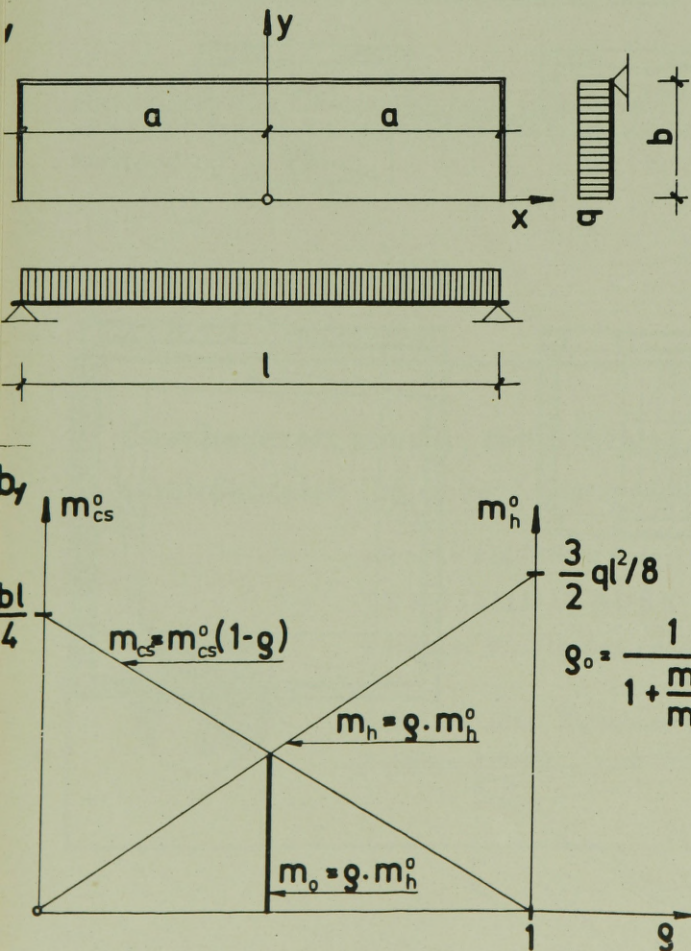
képletből számítható, és a csavaró- és hajlítónyomaték maximumának helye nem esik össze, akkor lehet a teljes lemezt egyforma alsó-felső hálóval vasalni, ha a maximális hajlítónyomaték nagysága megegyezik a maximális csavarónyomatékéval.

3. A javasolt eljárás

A lemezek törésméletének a törésvonal-elméleten kívül egy másik módszere az [6], amikor a lemez

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad (3)$$

egyensúlyi differenciálegyenletét olyan m_x és m_y hajlítónyomaték- (m_h), illetve m_{xy} csavarónyomaték- (m_{cs}) kombinációkkal oldjuk meg, amelyek kielégítik a lemez kerületi feltételeit. A felvett nyomatékfüggvényeknek olyanoknak kell lenniük, hogy ne legyenek ellentétben a lehetséges alakváltozásokkal, és így a lemez alakváltozásai ne legyenek túl nagyok.



3. ábra. a) A csuklós megtámasztású lemez sémája. b) A nyomatékok lineáris kombinációja ($m_o = q_o \cdot m_h^o$)

Módszerünk lényege az, hogy a q terhet kettéválasztjuk csavarási igénybevételt okozó p_{cs} , és hajlítási igénybevételt okozó p_h egyenletesen megoszló teherrészekre.

Természetesen

$$p_h + p_{cs} = q. \quad (4)$$

Ezután a (3) differenciálegyenletet a következő két egyenletre választhatjuk szét:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -p_h, \quad (5)$$

$$2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} = p_{cs}. \quad (6)$$

Az (5) és (6) egyenletet az elmondottak kielégítésével és a szükséges kerületi feltételekkel megoldjuk. A p_h , ill. p_{cs} terheknek a (4) egyenletnek megfelelő, de tetszés szerint felvehető arányát aszerint választjuk meg, hogy a lemez maximális hajlítónyomatéka és maximális súlyponti csavarónyomatéka egyenlők legyenek (l. a 3. ábrát).

4. A három oldalán csuklósan megtámasztott lemez

Támasszuk meg a lemezt három oldalon csuklósan, és működtessünk rá q egyenletesen megoszló terhet (3a ábra).

A (6) csavarási differenciálegyenletnek a kerületi feltételeket kielégítő megoldása (l. a 6/F ábrát).

$$m_{xy} = \frac{p_{cs}ab}{2} \left(1 - \frac{x}{a}\right) \left(1 - \frac{y}{b}\right). \quad (7)$$

A maximális csavarónyomaték az $x=a$, $y=b$ sarokpontban ébred. Értéke a következő:

$$m_{cs} = \frac{p_{cs}bl}{4}. \quad (8)$$

Ha a q terhet csak a csavarónyomatékok hordják, akkor a hajlítónyomatékkal arányos q tényező zérus. Így $p_{cs}=q$, és

$$m_{cs}^0 = \frac{qbl}{4}. \quad (9)$$

Ahogy a hajlítónyomaték dolgozni kezd, úgy csökken a csavarónyomaték. Ez esetben $p_{cs} = q(1-\varrho)$, és így (8) és (9)-ből

$$m_{cs} = m_{cs}^0(1-\varrho). \quad (10)$$

A (7) hajlítási differenciálegyenletnek a rugalmasságtan szerinti alakváltozáshoz jól simuló megoldása a (6/A), ill. (6/E) ábráknak megfelelően a következő:

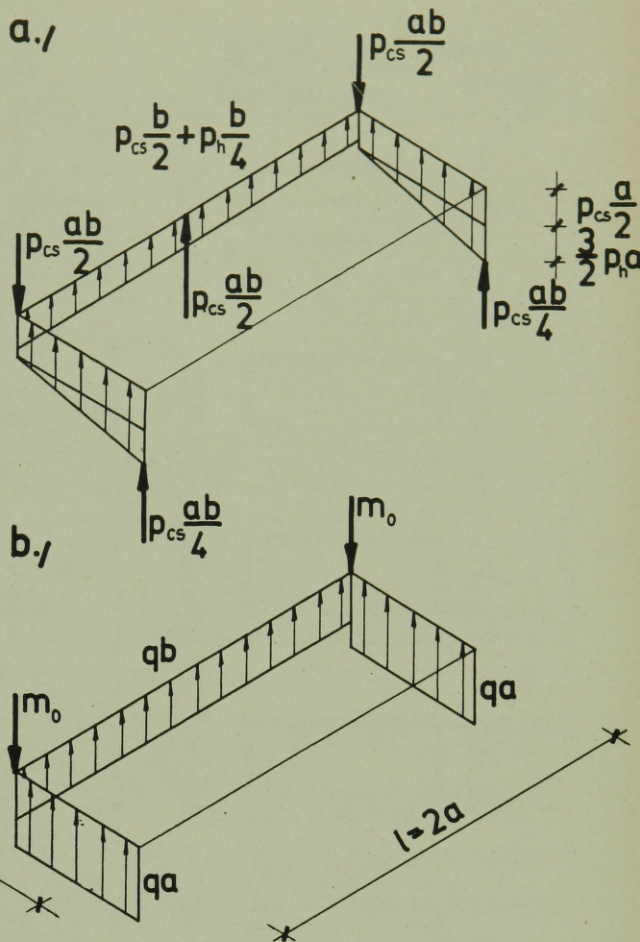
$$m_x = \frac{3}{2} \cdot \frac{p_h l^2}{8} \left(1 - \frac{y}{b}\right) \left(1 - \frac{x^2}{a^2}\right), \quad (11)$$

$$m_y = \frac{p_h}{4} \left(y^2 - \frac{y^3}{b}\right). \quad (12)$$

E megoldás kielégíti az $x=\pm a$ helyen az $m_x=0$, az $y=0$ és $y=b$ helyeken pedig az $m_y=0$ kerületi feltételeket.

A maximális m_x hajlítónyomaték az $x=y=0$ helyen ébred. Itt

$$m_{x \max} = m_h = \frac{3}{2} \cdot \frac{p_h l^2}{8}. \quad (13)$$



4. ábra. a) A pontos támaszerőrendszer. b) A helyettesítő támaszerőrendszer

Ha a terhet csak hajlítónyomatékok hordják, akkor $p_h=q$, és így

$$m_h^0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{ql^2}{8}. \quad (14)$$

Ha a csavarónyomaték is fellép, akkor $p_h = q \cdot \varrho$, és

$$m_h = \varrho m_h^0. \quad (15)$$

A nyomatékoknak a (10) és (15) összefüggések szerinti változását a 3/b ábrán tüntettük fel.

Az $m_h = m_{cs}$ feltételnek megfelelő ϱ_0 tényező a 4. ábra alapján a

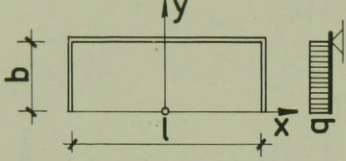
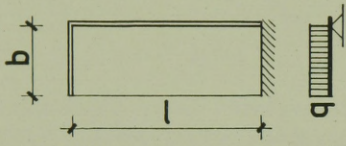
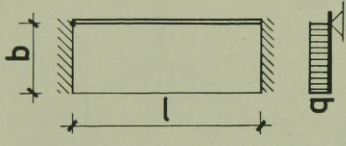
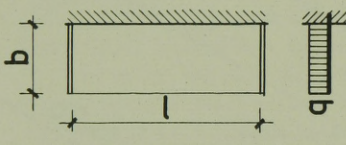
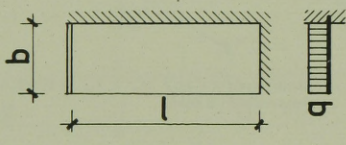
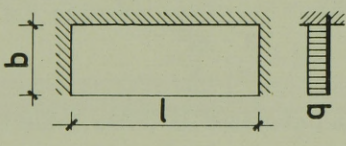
$$\varrho_0 = \frac{1}{1 + \frac{m_h^0}{m_{cs}^0}} \quad (16)$$

képletből számítható.

A (16) képletbe behelyettesítve a megfelelő értékeket, majd ϱ_0 értékét a (10), ill. (15) képletbe téve, a három oldalon csuklósan támaszkodó lemez m_0 hajlító-, ill. csavaró-nyomatéka:

$$m_0 = \frac{ql^2}{8} \cdot \frac{2}{1,33 + l/b}. \quad (17)$$

A (17) képlet addig használható, míg kielégül az $m_0 \leq ql^2/8$ feltétel, a lemez m_0 hajlítónyomatéka

A lemez pereme : szabad csuklós befogott	$m_0 = \alpha \frac{ql^2}{8}$	nyoma- ték áb- ra jele a 6. ábra szerint
	$\alpha = \frac{2}{1,33 + \frac{l}{b}}$	A E F
	$\alpha = \frac{2}{1,95 + \frac{l}{b}}$	C E F
	$\alpha = \frac{2}{2,66 + \frac{l}{b}}$	B E F
	$\alpha = \frac{2}{1,33 + \frac{l}{b} + \frac{1}{3}(\frac{l}{b})^2}$	A D F
	$\alpha = \frac{2}{1,95 + \frac{l}{b} + \frac{1}{3}(\frac{l}{b})^2}$	C D F
	$\alpha = \frac{2}{2,66 + \frac{l}{b} + \frac{1}{3}(\frac{l}{b})^2}$	B D F

5. ábra. A különböző megtámasztású lemezek nyomatékai

ugyanis nem lehet nagyobb a kéttámaszú lemezénél.

A lemez így számított erőjátéka esetén kialakuló támaszerőrendszert az 4/a ábrán mutatjuk be. A támasztó szerkezeteket jó közelítéssel a pontosan azonos maximális nyomatékot és nyíróerőt adó, a 4/b ábrán bemutatott helyettesítő támaszerőrendszer alapján lehet méretezni. Felhívjuk a figyelmet arra, hogy a lemez ilyen erőjátéka csak akkor tud kialakulni, ha az $y=b$, $x=\pm a$ sarkokon a lehorgonyzóerő létrejöhet.

5. Más megtámasztású lemezek

A 4. fejezetben bemutatott módon meghatároztuk a különbözőképpen megtámasztott lemezek nyomatékait. Az eredményeket az 5. ábrában adjuk meg.

Az $y=b$ perem mentén befogott lemezek befogási nyomatéka az $x=\pm a$ támaszok felé lineárisan csökken. Eközben a csavarónyomaték lineárisan

növekszik, úgyhogy végül is az $y=b$ perem menti acélbetét-szükséglet állandó lesz.

Az 5. ábrán feltüntetett lemeztípusok nyomatékábrái a 6. ábrán vannak felrajzolva.

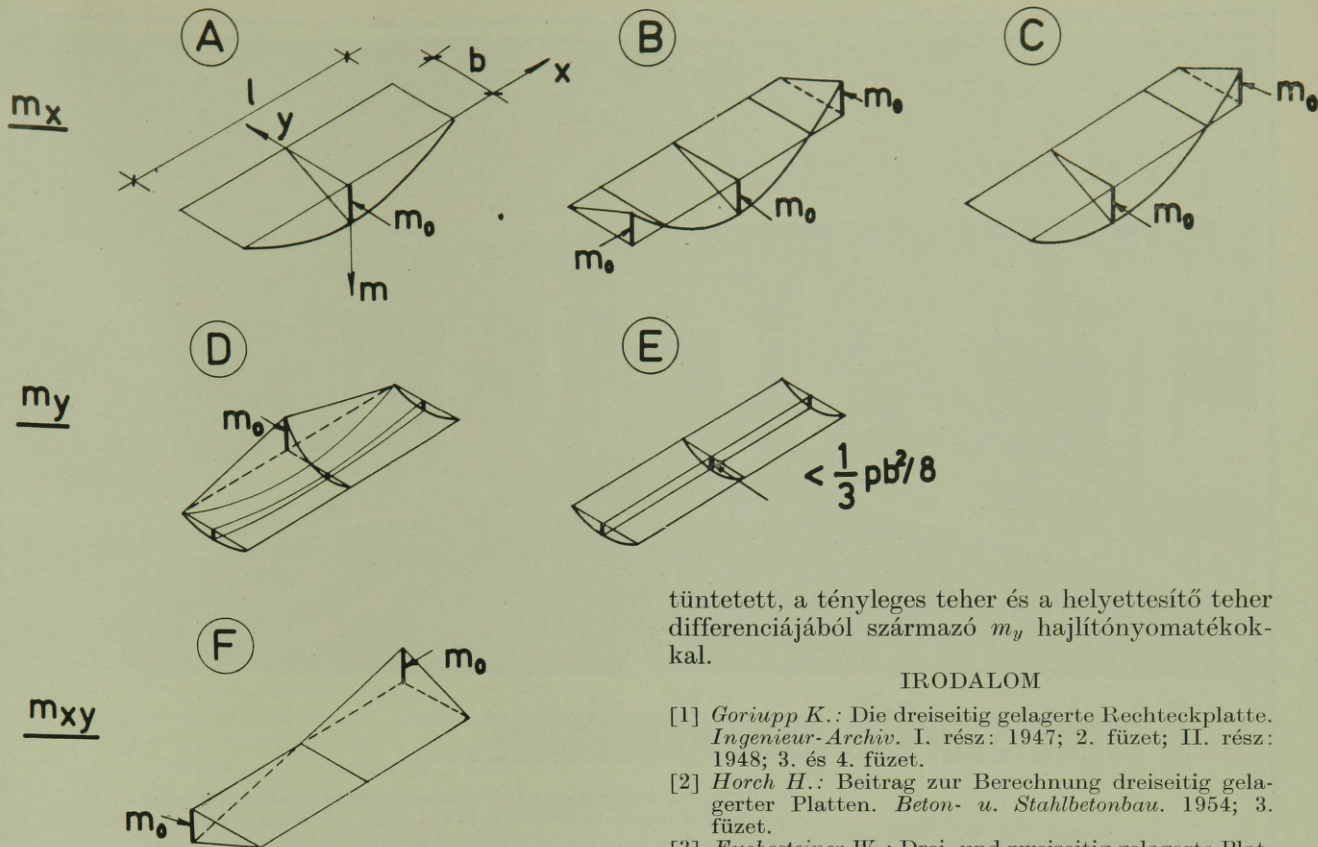
Az 5. ábra jobb oldali oszlopában feltüntetettük azokat az A—F jeleket, melyek az illető lemeztípusnak a 6. ábrán megadott nyomatékábráit jelzik.

6. Más terhű lemezek

A megoldást részletesen csak egyenletesen megoszló teher esetére adtuk meg. A különböző egyéb terheket egyenletesen megoszló q teherrel helyettesíthetjük.

A q helyettesítő terhet abból a feltételből számítjuk, hogy a tényleges tehernek és a helyettesítő tehernek a szabad peremmel szembenlevő megtámasztott élére felírt statikai nyomatékösszege zérus legyen.

Ez esetben az y irányú lemezsávok egyensúlyban vannak.



6. ábra. A nyomatékábrák

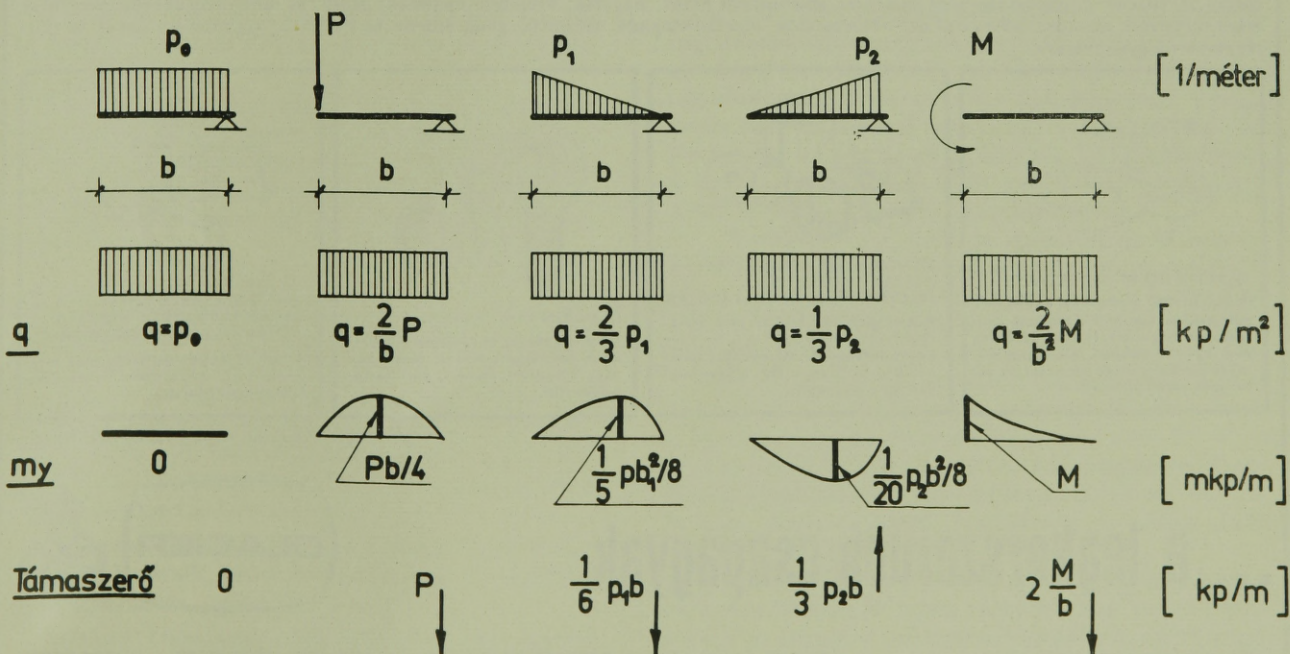
A helyettesítő tehernek ilyen módon kiszámított értékeit, az ezek által okozott m_y hajlítónyomatékokat és a támaszerőket a 7. ábrában mutatjuk be.

A végső megoldásnál a q helyettesítő teher okozta nyomatékokat összegezni kell a 7. ábrán fel-

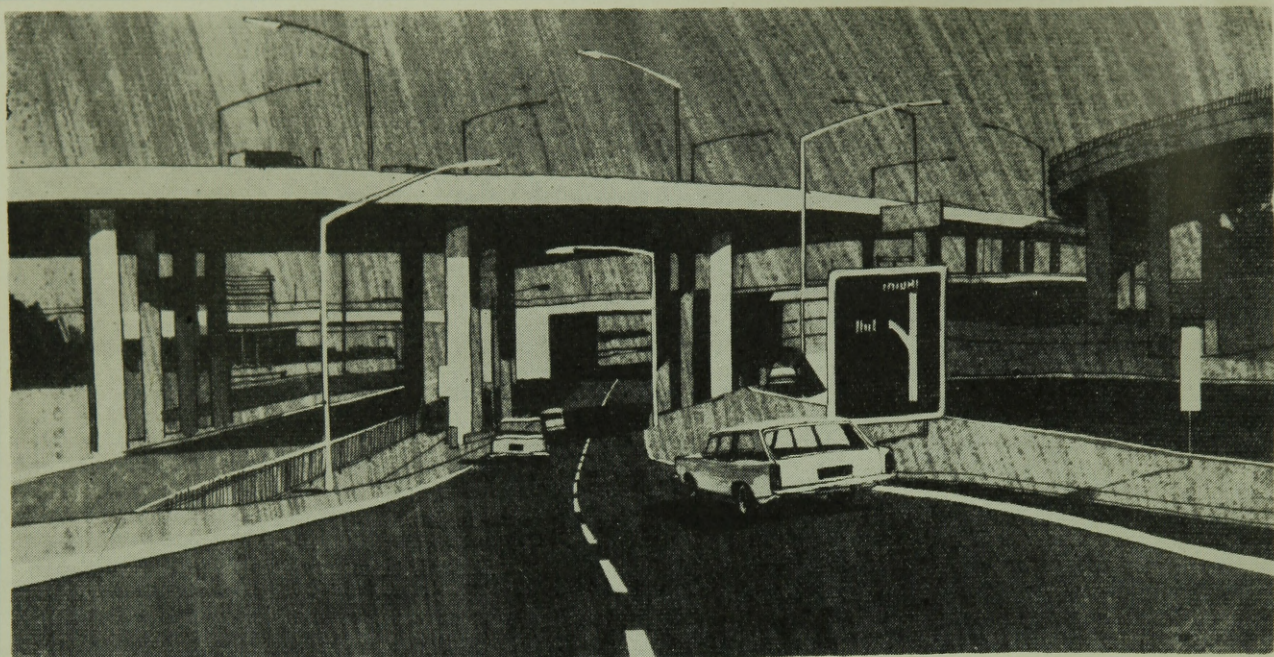
tüntetett, a tényleges teher és a helyettesítő teher differenciájából származó m_y hajlítónyomatékokkal.

IRODALOM

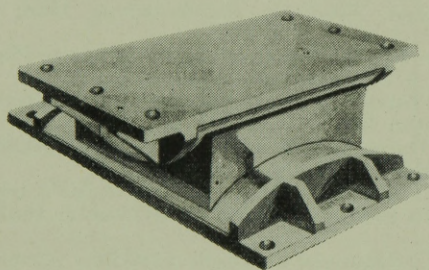
- [1] Goriupp K.: Die dreiseitig gelagerte Rechteckplatte. *Ingenieur-Archiv*. I. rész: 1947; 2. füzet; II. rész: 1948; 3. és 4. füzet.
- [2] Horch H.: Beitrag zur Berechnung dreiseitig gelagerter Platten. *Beton- u. Stahlbetonbau*. 1954; 3. füzet.
- [3] Fuchssteiner W.: Drei- und zweiseitig gelagerte Platten. *Beton- u. Stahlbetonbau*. 1955; 9. füzet.
- [4] Czerny F.: Tafeln für dreiseitig gelagerte Rechteckplatten. *Beton Kalender*. 1961; 1. kötet.
- [5] Hahn J.: Durchlaufträger, Rahmen und Platten. *Werner-Verlag, Düsseldorf*. 1966.
- [6] Kaliszky S.: Vasbeton lemezek méretezése a képlékenységtan szerint. *Műszaki Könyvkiadó, Budapest*, 1967.
- [7] Dulácska E.: Számítási eljárások a statikus tervezői gyakorlatból. *BUVÁTI segédlet*. 1964.
- [8] Galerkin: *Bull. Polytechn. Inst.* 26. kötet, 124 old. Szentpétervár, 1915.



7. ábra. Különböző terhek átalakítása egyenletesen megoszló q helyettesítő teherre



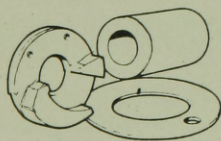
A legkorszerűbb gondolkodáshoz...



A Glacier Metal Company a csapágszerkesztés és fejlesztés élvonalában foglal helyet, amit állandó kutatómunkájának köszönhet. A Glacier vállalat technológusai, a jövő csapágy-problémáit fűrkészve, új elgondolások és anyagok széles skáláját bocsátották a világ iparának rendelkezésére. A Glacier laboratóriumokban kidolgozott gyártmányok a világon a legátfogóbb csapágy-sorozatokat képezik, gyártásuk és nemzetközi eladásuk mintegy 130 licencvevő, fióküzem és képviselő közreműködésével történik.

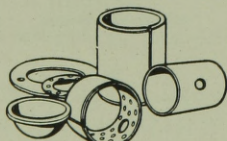
Glacier csúszócsapágyak. A Glacier tömör, hatékony csúszócsapágyak kihasználják az ezen cég által kifejlesztett Glacier DU kenést nem igénylő csapágyfém kiváló tulajdonságait. Ez a fém egyesíti a polytetrafluoretilén szélsőségesen alacsony súrlódási jellemzőjét a mechanikai szilárdsággal. A Glacier DU működés közben rozsdálló acéllal szemben rendkívül alacsony súrlódási együtthatót mutat, és nagyon magas nyomásterhelést képes elviselni. A szabvány szerinti szerkezetek bármilyen irányban történő elmozduláshoz alkalmazkodnak, és minimális karbantartás mellett

hibátlanul működnek az előre tervezett élettartam folyamán. Sok szerkesztés különleges megoldást igényel, és Glacier olyan csapágyakat tervezett, melyek a legkülönbözőbb feltételeket is kielégítik. Ezt a tapasztalatot költségmentesen bocsátjuk a vevők rendelkezésére. A Glacier csúszócsapágyakat sikeresen alkalmazták hidak, alagutak, úttestek, épületek, padló- és fűdém szerkezetek, nagynyomású tartályok, tárolók, csővezetékek, hőkicserélők, légelemelegítők, turbinák, generátorok és általában nagyméretű gépek feszültségeinek kiegyenlítésére.



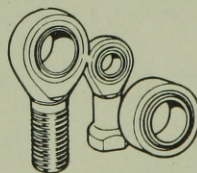
GLACIER DQ ÉS GLACETAL

A Glacier DQ mechanikai és önkendő jellemzőket kombinál. Kapható öntött vagy megmunkált alkatrészként, rúd vagy cső alakban. Glacetal minimális kenést igényel dörzstárcsák és hasonló alkatrészeknél.



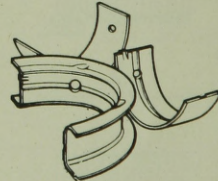
SZABVÁNYOS HAJLÍTÁSSAL KÉSZÜLT HÜVELYEK, FÉLGÖMBÖK ÉS DÖRZSTÁRCSÁK

Acélerősítéssel, 3–120 mm átmérőjű szabvány méretekben ölom vagy bronz öntvényből. Glacier DU kenés nélküli, és Glacier DX előkenéssel készült anyagokból.



DUALIGN

Gömbcsapágyak és rúdfejek. Kiemelkedő összteljesítmények tényezője, nagy ellenállás, piszkos-, por- és folyadékálló.



HÁLÓS SZERKEZETŰ ÖN-ALUMÍNIUMBÓL KÉSZÜLT GÉPJÁRMŰ CSAPÁGYBETÉTEK

A legkiesenyűsúlyozottabb, nagy terhelést bíró csapágyfém, benzín- és Diesel-motorokhoz.

Kívánságra a tervezők részére kézikönyvet küldünk

... a legkorszerűbb csapágyak

