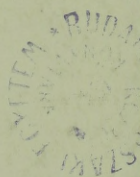


VII

F-1868

AZ ÉPÍTŐIPARI TUDOMÁNYOS EGYESÜLET FOLYÓIRATA \* 1964. 10.



1964 NOV 16



**MAGYAR  
ÉPÍTŐ-  
IPAR**







## Nagy tömegben gyártott vasbetonelemek minősítésének kritikája

CSUTOR JÁNOS Alpár-érmes és KÁRPÁTI KÁZMÉR

### 1. Bevezetés

Az ÉM Betonelemgyártó Vállalat alsózsolcai vasbetonelemgyára jelenleg hazánkban a legmodernebb a maga nemében. Az itt alkalmazott gyártástechnológiákban — de a gyár több segédüzemében is — a beruházás folyamán a legkorszerűbb műszaki megoldásokat igyekeztünk megvalósítani. Így pl. ebben a gyárban létesült először lyukkártya-vezérlésű automata betonkeverő-telep, és automatikus olajtüzelésű kazánüzem.

A gyárat 1963 őszén helyezték üzembe és modern felszerelése miatt mindenki joggal elvárhatja, hogy korszerű, magas színvonalon vezetett és szervezett termelést folytasson. Mégis 1964 márciusáig pl. több tízezer darab feszített vasúti betonalj gyűlemllett fel a gyár depóniáin, amelyeket az érvényes minősítő előírások alapján a felhasználónak nem lehetett átadni. Ez az állapot számos — egymásnak homlokegyenest ellentmondó — jelenség közepette állott elő, melyek úgyszólván lehetetlenné tették, hogy ennek a súlyos termelési zavarnak az elhárítására fogantatott intézkedések hatékonyságát értékelhessük és így a jelenségek valódi okát megállapíthassuk.

Az ellentmondásos jelenségek érzékeltetésére a sok lehetséges közül példának csak egyet említünk. A legszigorúbb gyártásközi ellenőrzés mellett is gyakran fordult elő, hogy ugyanabból az iker-gyártóformából kikerülő két, egymás mellett elhelyezkedő elem közül az egyik megfelelt az előírásoknak, a másik viszont nem. A termék emellett szemre a „legszébb”-ek közé sorolható, amelyek gyárainkból kikerülnek. A reprezentatív roncsolásos vizsgálatok alkalmával a mintaelemek lényegében csak néhány százalékkal maradtak el az előírásoktól. A leírt eset fokozottan és ismételten veti fel a nagytömegben gyártott vasbetonelemek minősítésére vonatkozó szabályok pontos kialakításának, illetve a jelenlegiek — egyes területekre értelmezett — revíziójának szükségességét. A mi viszonyaink között az iparcikkeket termelő és az ezeket felhasználó érdekellentéte csak látszólagos és éppen arra való, hogy —

egészséges mértéket feltételezve — az érdekellentétek között a népgazdaság érdekei hatékonyan érvényesülhessenek. Ebből értelemszerűen következik, hogy egyik fél érdekeit sem lehet eltúlozni a másik rovására, mert az emiatt bekövetkező kár mindenképpen közös. Amennyire magától értetődő, hogy a felhasználó csak olyan terméket vehet át, amely funkcióját hiánytalanul képes ellátni, ugyanannyira magától értetődő az is, hogy előírászerű ipari termelés produktumait a gyártó át kell, hogy adja a felhasználónak.

Vasbetonelemek esetében és ezeknek rohamosan fejlődő tömeggyártásában mindezt kritikus erejűvé fokozza, hogy a selejt ezen a téren végérvényes és vissza nem nyerhető veszteséget jelent.

A következőkben a vasbetonelemgyárak vonatkozásában rámutatni kívánunk a minősítő előírások megfelelő kialakításának szükségességére. Az ennek során kialakuló elveket a tömegben gyártani szándékozott elemek tervezésénél már eleve figyelembe kell venni.

### 2. Vizsgálataink matematikai alapjai

Tömegcikkeknek minősülő vasbetonelemek minősége komplex fogalom, amelyben az elem számos tulajdonsága bennfoglaltatik. Kétségtelen azonban, hogy ezek között a legdöntőbb: a szilárdság. A minősítés szilárdsági előírásait az ismertnek feltételezett mechanikai tulajdonságú alapanyagokból, tervszerinti méretekkel készített vasbetonelem számított teherbírása szolgáltatja. Valamilyen vasbetonszerkezet várható teherbírásának számításakor már eleve sok bizonytalanságot kell figyelembe vennünk. A tartó anyag-tulajdonságai és a kész tartó méretei nem tekinthetők egyértelmű mennyiségeknek, azok csak valószínűségi relációkkal közelíthetők meg. E mennyiségek közös jellemzője, hogy adott sűrűsödési hely körül véletlen ingadozásokat mutatnak. Esetről-esetre más-más értéket vehetnek fel, de meghatározható mekkora valószínűséggel esnek a megadott határok közé. Tömeggyártási viszonyok között ezért nagyon fontossá válik az a



kérdés: a végtermék minőségének ingadozásait (szórását) hogyan befolyásolják a méretek és a felhasznált alapanyagok minőségének ingadozásai (szórásai). A következőkben azt a függvénykapcsolatot keressük, amely feltett kérdéseinkre választ ad.

Ez alkalommal is a normális elosztás feltételéből indulunk ki, amelynek a valószínűségi sűrűségfüggvényét a leggyakrabban Gauss névvel publikált, Laplace által megadott

$$f(x) = \frac{1}{D(\xi) \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{[x-M(\xi)]^2}{2D^2(\xi)}}$$

összefüggés szolgáltatja. A Laplace-görbét egyértelműen meghatározza a valószínűségi változó  $M(\xi)$  középértéke és  $D(\xi)$  szórása.\*

Normális eloszlás esetében annak a valószínűségét, hogy a  $\xi$  valószínűségi változó egy adott  $x$  értéknél kisebb, a

$$P(\xi < x) = \frac{1}{D(\xi) \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{[x-M(\xi)]^2}{2D^2(\xi)}} dx \quad (2)$$

integrál adja, amelyet a  $\xi$  valószínűségi változó eloszlásfüggvényének nevezünk (1. ábra).

Ha feladatul tűzzük ki valamilyen vasbetonelem teherbírásának számításával való meghatározását, akkor számító eljárásunk csak olyan lehet, hogy szolgáltatott eredményei a valósággal megegyezzenek. Számításunknak a kísérleti mennyiségekkel megegyező mennyiségeket kell szolgáltatnia, tehát egy  $M(\eta)$  középértéket és a hozzátartozó  $D(\eta)$  szórást. Tegyük fel, hogy ismerjük a vasbetonelem mechanikai tulajdonságait és méreteit meghatározó mennyiségek statisztikus jellemzőit ( $M(\xi_i)$  középértékeit és  $D(\xi_i)$  szórásait), valamint azt az  $Y = f(x_1 \dots x_i \dots x_n)$  függvénykapcsolatot, amelyik az ismertnek feltevezett előbbi független-változó értékek alapján lehetővé teszi a vasbetonelem teherbírásának számítását. Ez a függvénykapcsolat a független változók középértékei körül ismert szórással sűrűsödő értékekhez adott érték körül adott szórással sűrűsödő függvényértéket rendel. Ezt (a függet-

\*A következőkben a „valószínűségi számítási és matematikai statisztikai jelölések” MSZ 3969 szabvány szerinti alábbi jelöléseket használjuk: A valószínűségi változót általában görög betűvel ( $\xi, \eta, \dots$ ), ugyanennek a valószínűségi változónak egy felvett értékét pedig a megfelelő latin betűvel jelöljük ( $x, y, \dots$ ). Tehát a  $\xi$  valószínűségi változó várható értéke

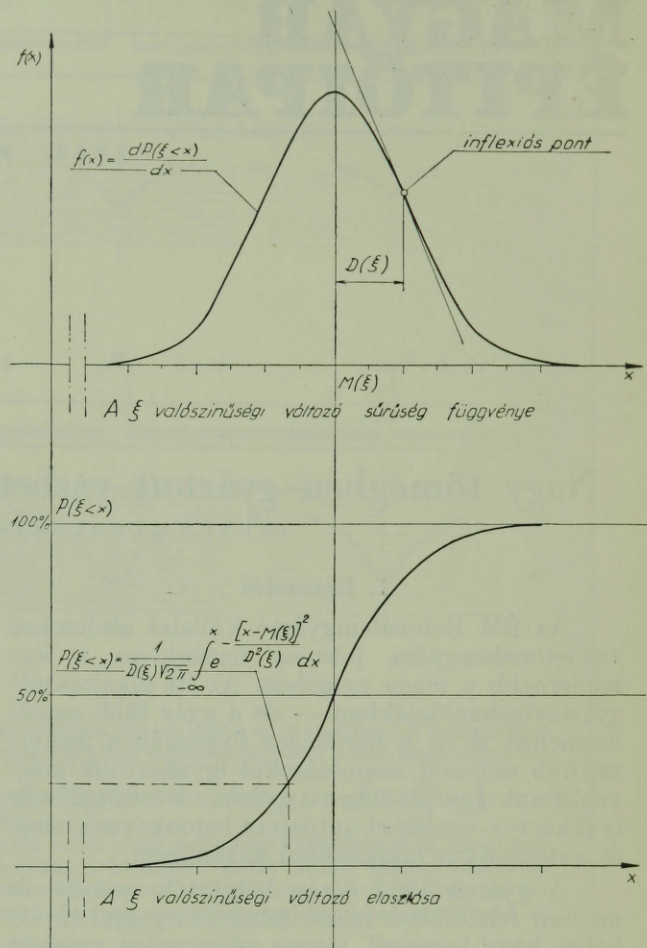
$$M(\xi) = \frac{1}{n} \sum_1^n x$$

$$\Delta x = x - M(\xi)$$

a  $\xi$  valószínűségi változó szórása pedig

$$D(\xi) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n [x - M(\xi)]^2} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n \Delta x^2}$$

az  $M(\xi)$  és  $D(\xi)$  jelek műveleti jelek (operátorok), amelyek a fentebb megadott műveletek eredményére utalnak.  $P(\cdot)$  a valószínűség jele



1. ábra

len változók középértékei és szórásai, valamint a függvényérték és szórása közötti) kapcsolatot — mint ismeretes — az alábbi megfontolással kapjuk:

A teherbírás számítását szolgáló függvénykapcsolat legyen:

$$Y = f(x_1, x_2 \dots x_n) \quad (3)$$

Mivel az  $x_1$  független változó középértékét  $M(\xi_i)$ -vel jelöljük, a független változó egy kiragadott értéke

$$x_i = M(\xi_i) + \Delta x_i;$$

Itt  $\Delta x_i$  a kiragadott érték eltérése a középértéktől. Az

$$M(\eta) = f[M(\xi_1), M(\xi_2) \dots M(\xi_n)]$$

függvényérték körül helyezkednek el a különböző, egymástól függetlenül kiragadott  $x_i = M(\xi_i) + \Delta x_i$  független változó értékekhez tartozó  $Y$  függvényértékek. Ezek eloszlásának jellemzéséhez szükséges  $D(\mu)$  szórásukat könnyen meghatározhatjuk, ha:

a) az  $Y = f(x_1, x_2 \dots x_n)$  függvény a vizsgált tartományban folytonos és differenciálható,

b) a független változó  $\Delta x_i$  eltérései elég kicsinyek ahhoz, hogy négyzeteik elhanyagolhatók legyenek,

c) a különböző  $i$  indexekhez tartozó  $\Delta x_i$  értékek egymástól függetlenek.



Ekkor ugyanis egy kiragadott függvényértéket az egymástól függetlenül kiragadott

$$x_1 = M(\xi_1) + \Delta x_1$$

$$x_2 = M(\xi_2) + \Delta x_2$$

.

.

$$x_n = M(\xi_n) + \Delta x_n$$

független változókból célszerűen úgy számíthatjuk, hogy a függvényt előbb Taylor sorba fejtjük. Feltevéseink olyanok, hogy ennek nem mondanak ellent, ezáltal problémáink tárgyalásához könnyen kezelhető célszerű összefüggést kapunk.

$$Y = f[M(\xi_1), M(\xi_2) \dots M(\xi_n) + \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right)_{M(\xi_1) \dots M(\xi_n)} \cdot \Delta x_1 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\right)_{M(\xi_1) \dots M(\xi_n)} \cdot \Delta x_n + R \quad (4)$$

Itt a parciális differenciálhányadosokhoz írt indexek arra utalnak, hogy a deriválás után a  $M(\xi_1), M(\xi_2) \dots M(\xi_n)$  középértékeket kell behelyettesíteni. Az  $R$  tag a sorbafejtésnél adódó, de feltevésünk szerint elhanyagolható magasabb hatványú tagokat foglalja össze. Az

$$M(\eta) = f[M(\xi_1), M(\xi_2) \dots M(\xi_n)]$$

kapcsolat figyelembevételével a

$$\Delta Y = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right)_{M(\xi_1) \dots M(\xi_n)} \cdot \Delta x_1 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\right)_{M(\xi_1) \dots M(\xi_n)} \cdot \Delta x_n \quad (5)$$

összefüggésre jutunk. Ebből a szórásnégyzet:

$$D^2(\eta) = -\frac{1}{n} \sum_1^n \Delta Y^2 = -\frac{1}{n} \left[ \sum_1^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right)^2 \Delta x_1^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\right)^2 \Delta x_n^2 + Q \right] \quad (6)$$

ahol

$$Q = 2 \sum \left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right) \left(\frac{\partial f}{\partial x_k}\right) \Delta x_i \Delta x_k = 2 \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right) \left(\frac{\partial f}{\partial x_k}\right) \Sigma \Delta x_i \Delta x_k = 0 \quad (7)$$

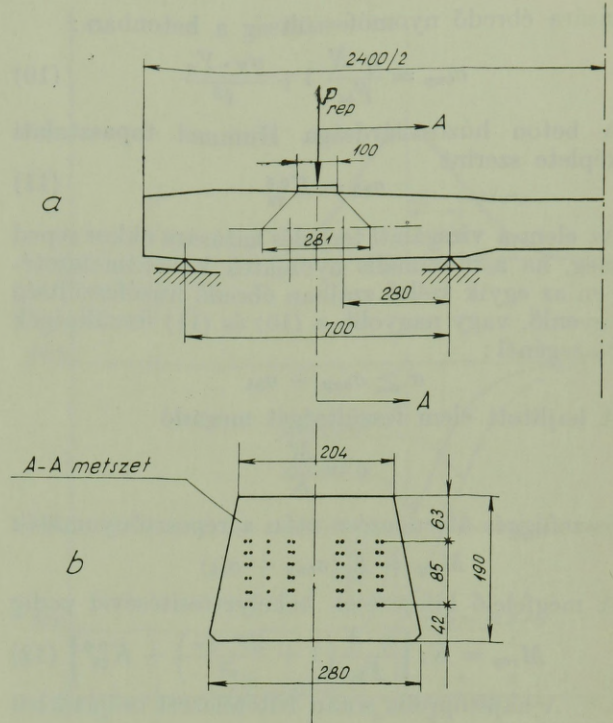
A kiemelést az összegezési jel elé az teszi lehetővé, hogy a parciális deriváltaknak a független változók középértékeihez tartozó értékei adott  $i, k$  indexpárnál állandók. Független  $\Delta x_i$  és  $\Delta x_k$  értékek esetében a különböző előjelű szorzatok összege annál inkább közelít 0-hoz, minél több  $M(\Delta x_i) = 0$  tulajdonságú, egymástól független tényezőjű szorzat összegét képezzük. Tehát

$$D^2(\eta) = \left[\frac{\partial f}{\partial \xi_1} D(\xi_1)\right]^2 + \dots + \left[\frac{\partial f}{\partial \xi_n} D(\xi_n)\right]^2 \quad (8)$$

vagyis a függvényérték szórása

$$D(\eta) = \sqrt{\left[\frac{\partial f}{\partial \xi_1} D(\xi_1)\right]^2 + \dots + \left[\frac{\partial f}{\partial \xi_n} D(\xi_n)\right]^2} \quad (9)$$

Ez az az összefüggés, amelynek segítségével a független változók szórásaiból számítani tudjuk a függvényérték szórását.



2. ábra

### 3. Az előrefeszített vasúti betonalj minősége a szórás tükrében

Az előzőekben levezetett összefüggések segítségével vizsgáljuk meg pl. az előrefeszített vasúti betonalj repesztőnyomatékát.

A \*\* alatt közölt jelölésekkel a feszítés ha-

- \*\*  $F_b$  — a betonkeresztmetszet területe
- $I_b$  — a betonkeresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka
- $F_v$  — a feszítőhuzalok keresztmetszeti területe
- $I_v$  — a beépített huzalok összes keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka
- $K_{zs}$  — a beton 28 napos kockaszilárdsága
- $E_b$  — a beton rugalmassági modulusa
- $E_v$  — a feszítőhuzalok rugalmassági modulusa
- $n = E_v/E_b - 1$
- $\varphi$  — a beton lassú és rugalmas alakváltozásának viszonya
- $n_3 = E_v(E_b/1 + \varphi) - 1$
- $N$  — a feszítőerő kezdeti értéke
- $\eta$  — a feszítőerőnek a relaxáció és a betonzsugorodás miatt előálló csökkenését jellemző tényező

$$\eta = 1 - \frac{E_v(\varepsilon_{v1} + \varepsilon_{vzs})}{\sigma_{ve}}$$

$F_{bi} = P_b + n_3 \cdot F_v$  az ideális betonkeresztmetszet területe

$I_i = I_b + n \cdot I_v$  az ideális betonkeresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka

$$i^2 = \frac{I_i}{F_{bi}}$$

$y_N$  — a feszítőerő excentricitása az ideális betonkeresztmetszet súlypontjához képest

$I'_i = I_b + n \cdot I_v$  a repesztőnyomaték számításánál figyelembeveendő tehetetlenségi nyomaték. A

külső teher hatására fellépő alakváltozásná a beton lassú alakváltozása nem tud kialakulni.

$y_a$  — a keresztmetszet szélének távolsága az ideális betonkeresztmetszet súlypontjától.

$$K_i = \frac{I'_i}{y_a}$$



tására ébredő nyomófeszültség a betonban:

$$\sigma_{bny} = \frac{\eta \cdot N}{F_{bi}} + \frac{y_N \cdot Y_a}{i^2} \quad (10)$$

A beton húzószilárdsága Hummel tapasztalati képlete szerint

$$\sigma_{bh} = K_{28}^{0.6} \quad (11)$$

Az elem a vizsgálati terhelés hatására akkor reped meg, ha a maximális nyomaték keresztmetszetében az egyik szélső szálban ébredő húzófeszültség egyenlő, vagy nagyobb a (10) és (11) feszültségek összegénél:

$$\sigma \geq \sigma_{bny} + \sigma_{bh}$$

A hajlított elem feszültségét megadó

$$\sigma = \frac{M}{K}$$

összefüggés átrendezése után a repesztőnyomaték

$$M_{rep} = K (\sigma_{bny} + \sigma_{bh})$$

A megfelelő kifejezések behelyettesítésével pedig

$$M_{rep} = K_i \left[ \frac{\eta \cdot N}{F_{bi}} \left( 1 + \frac{y_N \cdot y_a}{i^2} \right) + K_{28}^{0.6} \right] \quad (12)$$

A hajlítópróba során feltételezett erőjátékból (2/a ábra)

$$M = \frac{P}{2} \cdot 28$$

ebből pedig a repesztőerőt a

$$P = \frac{M}{14}$$

összefüggés adja. A repesztőerő értékét tehát a

$$P_{rep} = \frac{K_i}{14} \left[ \frac{\eta \cdot N}{F_{bi}} \left( 1 + \frac{y_N \cdot y_a}{i^2} \right) + K_{28}^{0.6} \right] \quad (13)$$

kifejezés határozza meg. Ezt tekinthetjük a keregett (3) alatti függvénykapcsolatnak. A (4)-gyel összefüggésben szükséges parciális differenciálhányadosok:

$$\frac{\partial P}{\partial N} = \frac{K_i}{14} \left[ \frac{\eta}{F_{bi}} \left( 1 + \frac{y_N \cdot y_a}{i^2} \right) \right] \quad (14)$$

$$\frac{\partial P}{\partial y_N} = \frac{K_i}{14} \frac{\eta \cdot N \cdot y_a}{F_{bi} \cdot i^2} \quad (15)$$

$$\frac{\partial P}{\partial K_{28}} = 0,6 \frac{K_i}{14 K_{28}^{0.4}} \quad (16)$$

Az eddig kapott általános összefüggésekbe helyettesítsük be a 2/b ábrán látható, Alsózsoltán gyártott „L” jelű vasúti alj konkrét értékeit. Azt kapjuk, hogy:

$F_b = 437 \text{ cm}^2$ ,  $F_v = 2,95 \text{ cm}^2$ ,  $I_b = 11\,786 \text{ cm}^4$ ,  $I_v = 24,8 \text{ cm}^4$ ;

$M(K_{28}) = 554 \text{ kp/cm}^2$ ;  $E_v = 1\,900\,000 \text{ kp/cm}^2$ ;  $n = 2,82$ ;

$q/2 = 0,81$ ;  $n' = 5,88$ ;  $\eta = 0,94$ ;  $M(N) = 33,8 \text{ Mp}$ ;

$M(y_N) = 0,128$ ;  $F_{bi} = 456,7 \text{ cm}^2$ ;  $I_i = 11\,932 \text{ cm}^4$ ;  $i^2 = 26,35 \text{ cm}^2$ ;

$I'_i = 11\,856 \text{ cm}^4$ ;  $K_i = 1382 \text{ cm}^3$ ;  $y_a = 8,58 \text{ cm}$ .

A repesztőerő középértéke (13)-ba helyettesítés után:

$$M(P_{rep}) = 11\,500 \text{ kp}$$

1. táblázat

A cementszilárdság ingadozása 1963-ban

$$M(C) = \frac{1}{n} \sum C = \frac{24\,382}{44} = 554 \text{ kp/cm}^2$$

$$D(C) = \sqrt{\sum \frac{\Delta^2}{n}} = \sqrt{\frac{55\,612}{44}} = 35,5 \text{ kp/cm}^2$$

| hónap | C kp/cm <sup>2</sup> | $\Delta$ | $\Delta^2$ |
|-------|----------------------|----------|------------|
| I     | 560                  | + 6      | 36         |
|       | 510                  | —44      | 1936       |
|       | 530                  | —24      | 576        |
| II    | 552                  | — 2      | 4          |
|       | 550                  | — 4      | 16         |
|       | 520                  | —34      | 1156       |
|       | 520                  | —34      | 1156       |
| III   | 510                  | —44      | 1936       |
|       | 600                  | +46      | 2116       |
|       | 620                  | +66      | 4356       |
|       | 570                  | +16      | 256        |
|       | 630                  | +76      | 5780       |
| IV    | 530                  | —24      | 576        |
|       | 530                  | —24      | 576        |
|       | 560                  | + 6      | 36         |
|       | 570                  | +16      | 256        |
| V     | 540                  | —14      | 196        |
|       | 610                  | +56      | 3140       |
|       | 580                  | +28      | 675        |
|       | 510                  | —44      | 1944       |
| VI    | 500                  | —54      | 2920       |
|       | 570                  | +16      | 256        |
|       | 570                  | +16      | 256        |
|       | 520                  | —34      | 1153       |
| VII   | 510                  | —44      | 1936       |
|       | 570                  | +16      | 256        |
|       | 580                  | +26      | 676        |
|       | 560                  | + 6      | 36         |
| VIII  | 630                  | +76      | 5780       |
|       | 610                  | +56      | 3140       |
|       | 590                  | +36      | 1296       |
|       | 590                  | +36      | 1296       |
| IX    | 560                  | + 6      | 36         |
|       | 530                  | —34      | 1156       |
|       | 540                  | —14      | 196        |
|       | 530                  | —24      | 576        |
| X     | 540                  | —14      | 196        |
|       | 510                  | —44      | 1936       |
|       | 530                  | —34      | 1156       |
| XI    | 530                  | —34      | 1156       |
|       | 520                  | —44      | 1936       |
|       | 590                  | +36      | 1296       |
| XII   | 540                  | —14      | 196        |
|       | 560                  | + 6      | 36         |

A parciális differenciálhányadosok pedig

$$\left( \frac{\partial P}{\partial N} \right)_{\substack{y_N=0,128 \\ K_{28}=554}} = 0,211$$

$$\left( \frac{\partial P}{\partial y_N} \right)_{\substack{N=33\,800 \\ K_{28}=554}} = 2230 ;$$

$$\left( \frac{\partial P}{\partial K_{28}} \right)_{\substack{N=33\,800 \\ y_N=0,128}} = 4,71$$



$D(N)$  értékére nézve a gyártástechnológiai adottságok vizsgálati eredményei  $D(N) = 0,06 N$  értéket szolgáltatnak.

$D(y_N)$  az MSZ 16 030 legújabb kiadása szerint 5 elemes minta esetén a megengedett 1 cm-es terjedelem alapján  $D(y_N) = 0,43$  cm.

$D(K_{28})$  értékére vonatkozóan a következőket jegyezzük meg. Az 1. táblázatban bemutatjuk a lábatlani vizsgálatok alapján a cement saját-szilárdságának ingadozásait az 1963. évben. Mivel Hummel szerint a beton- és a cementszilárdság közel egyenesen arányos, ezért a betonszilárdság ingadozásának jellemzésül az 1. táblázatban számított közép és szórásértéket szerepeltetjük. Az így meghatározott konkrét értékek alapján a vizsgált repesztőerő szórása

$$D(P_{rep}) =$$

$$= \sqrt{(0,211 \cdot 2030)^2 + (0,43 \cdot 2230)^2 + (36 \cdot 4,71)^2} = 1063 \text{ kp}$$

A számítás elvégzése után az eredmények jobb áttekintése végett rakjuk fel a repesztőerő eloszlásgörbét. Ehhez az  $M(\xi) = 0$  közepű és

$$D(\xi) = 1 \text{ szórású } \Phi(x) =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2}} dx \text{ határozatlan integrál}$$

$$\text{értékeit } x' = \frac{x - M(\xi)}{D(\xi)}$$

transzformációval használjuk. Ez röviden annyit jelent, hogy az  $M(\xi)$  középhez, mint kezdőponthoz  $D(\xi) = 1$  léptékben felrakjuk a táblázatból vett függvényértékeket.

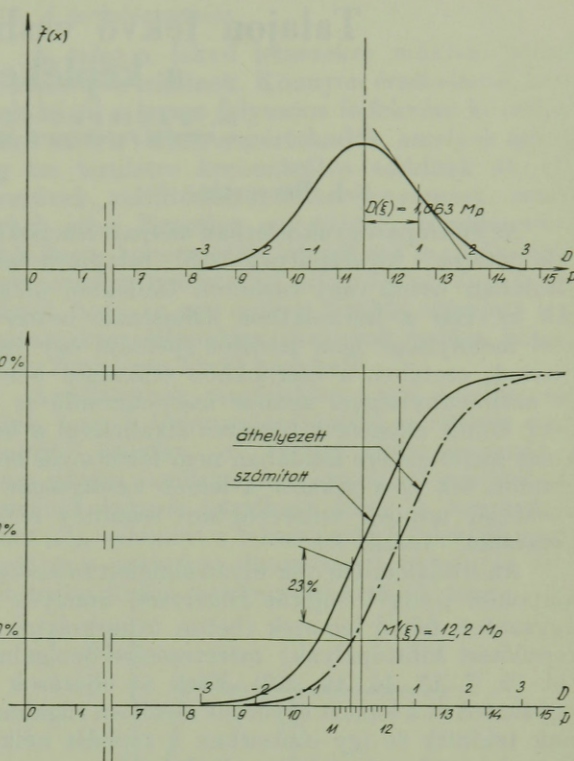
A számított repesztőerő várható eloszlásgörbéjének megrajzolása után rögtön megállapíthatjuk, hogy a vasúti aljak szilárdsági előírásai ezzel az eloszlásgörbével nincsenek összhangban.

A szabvány előírása szerint a vizsgált aljak 80%-ának a repesztőerő középértékének közvetlen közelében levő  $11,3 M_p$  értéknél nagyobb erőnél volna szabad repednie. Az ábra egyszerű megtekintése meggyőzhet arról, hogy a szabvány követelményét az adott feltételekkel számított középértékű és eloszlású repesztőerő nem elégítheti ki.

Változatlanul hagyott szórás mellett a szabvány előírását csak abban az esetben lehet ki-elégíteni, ha az eloszlásgörbét önmagával párhuzamosan úgy helyezzük át, hogy a 20%-os ordináta éppen a  $11,3 M_p$  abszcisszához essen. Ekkor a repesztőerő középértéke  $12,2 M_p$ . Ez azonban semmiképpen sem az általunk feltételezett szilárdsági jellemzőkkel rendelkező alj.

A bemutatott példa rávilágít, hogy a vasbetonelem szilárdsági előírásainak meghatározásánál milyen fontos a termék tömeggyártmány jellegének figyelembevétele.

A fenti vizsgálódás során tett megállapítás helyességét támasztja alá az a körülmény, hogy



3. ábra

a vasúti aljakat gyártó gyárakban az átadásra kerülő szállítmányok közel egyharmadánál a minősítő vizsgálatokat többször meg kell ismételni. A 3. ábra bizonyítja, hogy ennek az állapotnak az adott helyzetben szükségszerűen be kell következnie, mert az átadásra felajánlott tételekben az elemek 23%-a MÁV követelményeknek nem is felelhet meg.

### Összefoglalás

Nagy tömegben gyártott vasbetonelemek szilárdsági minősítésének metodikáját vizsgálva megállapíthatjuk:

a) A minősítés feltételeinek megadásakor minden esetben a vizsgált szilárdsági jellemző valószínűségi eloszlásából (eloszlás-görbéből) kell kiindulnunk.

A szóbanforgó valószínűség-eloszlási jellemzőket általában a prototípus vizsgálat során szokták megállapítani kísérletekkel. Ekkor mind a várható érték, mind a szórás empirikus. A példából látható, hogy adott esetben megfelelő értékek kaphatók számítással is.

b) A minősítési előírásnak összhangban kell lennie a vizsgált mennyiség valószínűség eloszlásával. Ellenkező esetben a vasbetonelemeket tömegben előállító gyárat súlyos helyzetbe hozhatjuk. Ez a helyzet pedig a gyár dolgozóira erőlköcsileg indokolatlanul hátrányos, és a termék felhasználóinak szemszögéből nézve sem előnyös.



# Talajon fekvő vasbeton-burkolatok tervezése a képlékenységtan szerint\*

Dr. KALISZKY SÁNDOR — TAMÁSSY TAMÁS  
a műszaki tudományok kandidátusa

## 1. Bevezetés

Az építőipari gyakorlatban az ipari csarnokok, rakodótér, kifutópályák stb. talajburkolatát általában beton vagy vasbeton táblákból alakítják ki. Bár a burkolathoz felhasznált beton és acél mennyisége igen jelentős (például egy ipari csarnok esetében a csarnokhoz szükséges beton- és acélmennyiséggel azonos nagyságrendű is lehet), ennek ellenére a tervezés alkalmával a burkolat méretezésére általában nem fordítanak kellő gondot, sőt igen sokszor a lemez vastagságát és vasalását minden szilárdságtani számítás nélkül „ézésből” veszik fel.

Az irodalomban sok olyan elméleti és kísérleti alapokon nyugvó eljárás ismeretes, amelyek az ágyazaton fekvő lemezek (beton útburkolatok és repülőteri kifutópályák) méretezésére szolgálnak (pl. [2, 7, 17, 18, 19, 20]). Ezek az eljárások az ágyazatot és a lemezt egyaránt ideálisan rugalmasnak tekintik és így elsősorban a repedés nélküli betonlemez számítására alkalmasak.

Közismert, hogy a beton húzószilárdsága igen csekély, ezért a vasalás nélküli betonlemezek viszonylag igen kis teherbírásúak, tehát nem is gazdaságosak. Kétségtelen, hogy a vasbetétek elhelyezése a burkolatok kivitelezésénél bizonyos nehézségeket támaszt, a lemez szilárdságát azonban olyan jelentősen fokozza, hogy a nehézségek ellenére legtöbb esetben gazdaságosabb megoldást eredményez.

A fenti megállapításokból kiindulva a tanulmányban a talajon fekvő vasbeton-lemezek tervezési kérdéseivel foglalkozunk. Először ismertjük a vasbeton-burkolatok szilárdságtani és gazdasági szempontból egyaránt előnyös szerkezeti megoldását, majd pedig bemutatunk egy olyan méretezési eljárást, amely figyelembe veszi a lemez és a talaj képlékeny tulajdonságait, valamint a lemez középső szakaszainak befeszülés következtében előálló teherbírásnövekedését.

A számítási módszert az Építéstudományi Intézet megbízása alapján az ÉKME Mechanika Tanszéken dolgoztuk ki. A kísérleteket az Építéstudományi Intézetben végeztük.

## 2. A számítás feltevései és alapelvei

### 2.1 Feltevések és alapfogalmak

Az ismertett számítás eljárásnál a talajra (ágyazatra) és a lemezre vonatkozóan az alábbi feltevéseket tesszük.

### 2.11 A talaj jellemzői

Mint ismeretes, a talajon (ágyazaton) nyugvó lemezek rugalmasságtan szerint történő számítása azon a *Winkler*-től származó feltevésen alapszik,

\*A tanulmányban javasolt szerkezeti megoldás 2634. szám alatt találmányként bejelentve.

hogy az ágyazatot végtelen sűrűn elhelyezett, egymástól független, ideálisan rugalmas anyagú rugók helyettesítik [2]. Eszerint a lemez valamely pontjában ébredő  $\sigma_t$  talajnyomás és a  $w$  benyomódás arányosak egymással:

$$\sigma_t = cw. \quad (2.1)$$

A képletben szereplő  $c$  arányossági tényező az ágyazási együttható.

Tekintettel arra, hogy a talajok jelentős mértékű képlékeny alakváltozásokra is képesek, ezért a *Winkler*-féle feltevés oly módon fejleszthető tovább, hogy az ágyazatot helyettesítő rugókat ideálisan rugalmas-képlékeny anyagúnak tekintjük [3, 4, 5, 6]. Ebben az esetben addig, ameddig a lemez alatti nyomás kisebb, mint egy meghatározott  $\sigma_{t0}$  érték, a (2.1) összefüggés továbbra is érvényben marad, amikor azonban a nyomás a talaj  $\sigma_{t0}$  fajlagos teherbírását eléri, akkor a benyomódás növekedésétől függetlenül állandó értékű marad, tehát

$$\sigma_t = \sigma_{t0}. \quad (2.2)$$

A feltételezett ideális összefüggést, amely lehetővé teszi a képlékenységtan tételeinek és módszereinek alkalmazását az ágyazott szerkezeteknél, az 1a ábra szemlélteti.

A talaj képlékeny állapotát előidéző  $\sigma_{t0}$  fajlagos teherbírása — a  $c$  ágyazási együtthatóhoz hasonlóan — a valóságban a lemez különböző pontjaiban még ugyanolyan minőségű talaj esetében sem ugyanakkora. Amennyiben azonban elfogadjuk a *Winkler*-féle modellt, akkor az ágyazat egyes pontjainak kölcsönhatása teljesen elesik, és így  $\sigma_{t0}$  értéke a lemez valamennyi pontjában azonos értékű. Amennyiben pontosabb eredmény nem áll rendelkezésre,  $\sigma_{t0}$  a talaj szabályzatok által megszabott határfeszültségével ( $\sigma_{tH}$ ) tekinthető azonosnak.

### 2.12 A lemez jellemzői

Mint a továbbiakban látni fogjuk, a burkolatot alkotó lemezeknek olyan a szerkezeti kialakításuk, hogy csupán a széleik vannak megvasalva. Ennek megfelelően a lemez belső és szélső szakasza különbözőképpen viselkedik.

a) A lemez belső szakasza vasalatlan betonból készül. A betonról feltételezzük, hogy a húzószilárdsága zérussal egyenlő, nyomás hatására viszont ideálisan rugalmas-képlékeny anyagként viselkedik (1b ábra). A tervezésnél a képlékeny állapotot előidéző  $\sigma_{b0}$  feszültség a beton hajlításból származó nyomásra megadott határfeszültségével ( $\sigma_{bH}$ ) azonos értékű.

A fentiek szerint a betonlemez valamely metszete hajlítónyomatékot önmagában egyáltalában nem képes felvenni, amennyiben azonban nyomóerő működik rá, akkor már hajlítónyomaték viselésére is alkalmassá válik. Az egységnyi szé-



lességű keresztmetszetre működő  $N$  központos fajlagos nyomóerő és  $M$  fajlagos hajlítónyomaték azon összetartozó értékei, amelyek együttes hatására a keresztmetszet teherbírása kimerül, — bevezetve az

$$\bar{N}_0 = v \sigma_{bH} \quad (2.3)$$

$$\bar{M}_0 = \frac{v^2}{8} \sigma_{bH} \quad (2.4)$$

jelöléseket — a következő képlet adja meg [6];

$$\frac{1}{4} \frac{M}{\bar{M}_0} - \frac{N}{\bar{N}_0} + \left( \frac{N}{\bar{N}_0} \right)^2 = 0 \quad (2.5)$$

Könnyen megállapítható, hogy a keresztmetszet nyomatéki teherbírása akkor éri el a maximumot, ha a fajlagos nyomóerő

$$N = \frac{\bar{N}_0}{2} = \frac{v}{2} \sigma_{bH}$$

értékű. Ekkor a semleges tengely, amely egyben a keresztmetszet helyén létrejövő elfordulás tengelye, a keresztmetszetet *felezi* ( $x = z/2$ ), és a keresztmetszet pedig

$$M_{\max} = \bar{M}_0 = \frac{v^2}{8} \sigma_{bH} \quad (2.6)$$

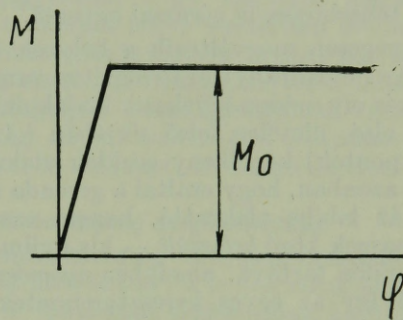
értékű fajlagos hajlítónyomaték felvételére képes (2. ábra).

b) *A lemez szélső szakaszai* meg vannak vasalva. A vasbeton keresztmetszetről feltételezzük, hogy ideálisan rugalmas-képlékeny módon viselkedik, tehát a keresztmetszetre működő  $M$  fajlagos hajlítónyomaték és a keresztmetszet helyén létrejövő  $\varphi$  relatív elfordulás között a 3. ábrán feltüntetett ideális összefüggés áll fenn. Tervezés alkalmával a keresztmetszet képlékeny állapotát előidéző  $M_0$  hajlítónyomaték a határnyomatékkal ( $M_H$ ) tekinthető azonos értékűnek. A lemez szegéllyel párhuzamosan és merőlegesen az alsó és felső síkjában van megvasalva. Mivel a vasbetétek fajlagos mennyisége különböző lehet, ezért ennek megfelelően a lemez törőnyomatéka két egymásra merőleges irányban és pozitív, illetőleg negatív értelemben általában különböző (rétegesen ortotrop lemez).

### 2.13 A terhelés módja

A talajon fekvő lemezekre működő terhek igen sokfélék lehetnek. Könnyen érzékelhető, hogy ezek közül a lemez folytonos felfekvése következtében azok a terhek a mértékadók, amelyek aránylag kis területre koncentrálva adódnak át. (Pl. járművek, szállítóeszközök keréknyomása, szűrőterhek stb.) Egyetlen egy táblára természetesen több ilyen koncentrált jellegű erő is működhet, ezek azonban rendszerint olyan távol vannak egymástól, hogy az egy erőnek a többi erő alatt levő lemezszakasz állapotára gyakorolt hatása kölcsönösen figyelmen kívül hagyható.

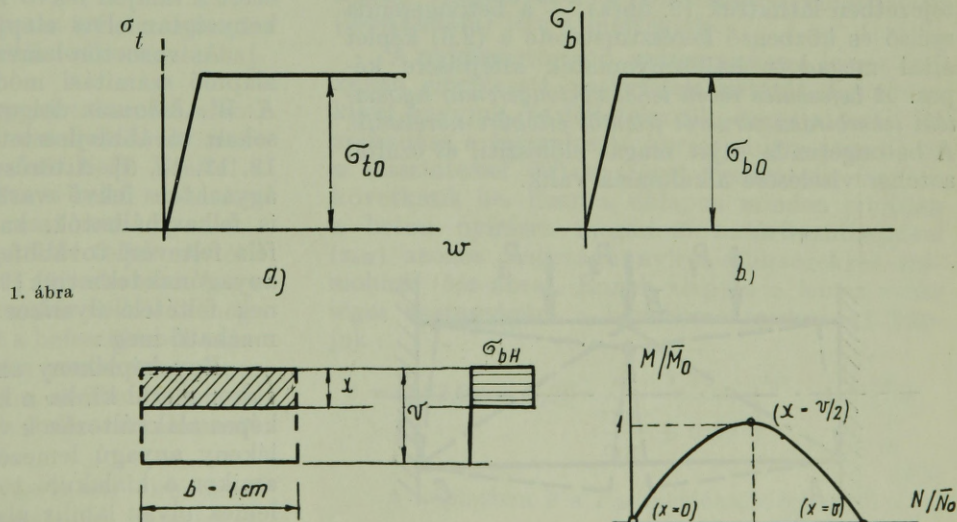
A fentieknek megfelelően azzal a feltevéssel élünk, hogy a lemez szilárdságtani méretezése szempontjából egyetlen „ $a$ ” sugarú körön megoszló, a lemez síkjára merőleges, koncentrált erő a mértékadó, amelynek helyzete tetszőleges lehet. A koncentrált teher ( $P$ ), valamint a teherelosztó felület ( $F$ ) nagyságát és a szükséges dinamikus tényező ( $\mu$ ) értékét technológiai szempontok szabják meg.



3. ábra

Megjegyezzük, hogy a fenti feltevés nem minden esetben helytálló. Az ugyanarra a táblára működő erők együttes hatásának vizsgálatát a 3.4 fejezetben külön fogjuk ismertetni.

A méretezés során a lemez önsúlyából ébredő igénybevételeket elhanyagoljuk, ugyanakkor azonban feltételezzük, hogy a lemez az önsúly következtében az ágyazatról nem emelkedhetik fel.



1. ábra

2. ábra



## 2.2 A befeszülés

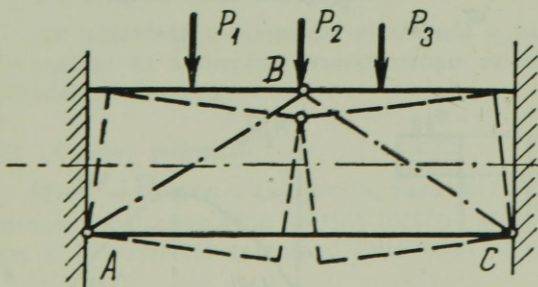
Az utóbbi időben egyre többet foglalkoznak a beton, illetőleg vasbeton-lemezek befeszülésének elméleti és kísérleti vizsgálatával [6, 8]. Ennek kettős oka van: a befeszülés hatásának figyelembevétele a valóságot jobban megközelítő eredményekre vezet és ugyanakkor gazdaságilag is előnyös. A tárgyalt feladat esetében a befeszülés számottevő mértékben csak a lemez közbenső, vasalatlan szakaszán jelentkezik, ezért a jelenséget csupán a vasalatlan betonlemezekkel kapcsolatban ismertetjük.

### 2.21 A befeszülés kialakulása

A befeszülés kialakulása egy két végén befogott, derékszögű négyszög keresztmetszetű *betongerenda* szemléltethető (4. ábra). Ha a gerenda végeinek rúdtengely irányú elmozdulásai nincsenek gátolva, és a beton húzószilárdságát figyelmen kívül hagyjuk, akkor a keresztmetszetek képtelenek hajlítónyomaték felvételére és így az egész gerenda teherbírása is zérussal egyenlő.

Lényegesen megváltozik a helyzet, ha a gerenda végei oldalirányban is rögzítve vannak. Ekkor a törés oly módon igyekszik kialakulni, hogy a gerenda alsó, illetőleg felső síkjában (*A*, *C*, illetőleg *B* pontok) képlékeny csuklók alakulnak ki. Látható azonban, hogy ezáltal a gerenda még nem alakult át labilis alakzattá, hanem csupán egy — a támaszok közé *befeszült* — kis nyílmagasságú háromcsuklós tartóvá, amelyben *nyomóerők* keletkeznek és így az egyes keresztmetszetek hajlítónyomaték kifejtésére már képesek lesznek (lásd 2. ábrát).

A teher fokozása közben a befeszülésből származó nyomóerő egyre nagyobb lesz és így a végső és középső keresztmetszet semleges tengelyei, amelyek egyben megadják az *A*, *B* és *C* forgáspontok megváltozott helyzetét, egyre jobban megközelítik a gerenda geometriai tengelyét. A gerenda akkor válik labilissá, amikor a semleges tengelyek mind a három keresztmetszetben elérik a geometriai tengelyt, tehát *felezik* a keresztmetszetet. Ebben az állapotban viszont — amint a 2.12 fejezetben láthattuk (2. ábra) — a betongerenda szélső és közbenső keresztmetszete a (2.6) képlet által megadott hajlítónyomaték kifejtésére képes. *A befeszülés révén tehát a betongerenda nyomatéki teherbírása zérusról jelentős értékűre növekedik.* A betongerenda saját magát előfeszíti, és ezáltal a teher viselésére alkalmassá válik.



4. ábra

### 2.22 A befeszülés hatása a betonlemezek teherbírására

Az előzőekben ismertetett befeszülés a gerendákhoz teljesen hasonló módon betonlemezeknél is jelentkezik. Vizsgáljunk például egy kör alakú, szélein befogott betonlemezről. A lemez törésképe — középen ható koncentrált erő vagy egyenletesen megoszló teher működésekor — sugárirányú törésvonalakból áll, a befogásnál pedig egy kör alakú törésvonal is kialakul. Tekintettel arra, hogy a törésvonalak forgástengelye nem esik bele a lemez felező síkjába, és a befogás következtében a lemez síkjában eltolódások nem jöhetnek létre, ezért a fenti törésképe függőleges irányú szabad mozgása nem lehetséges. A lemez *befeszül*, és ennek következtében sugár- és gyűrűirányú nyomóerők ébrednek, melyek mindaddig növekednek, ameddig valamennyi törésvonal helyen a semleges tengely egészen a lemez középfelületét el nem éri. Ekkor a lemez labilis alakzattá válik, amelyben a törésvonalak mentén a (2.6) képlettel megadott fajlagos törőnyomatékok működnek.

Megállapíthatjuk tehát, hogy *azok a betonlemezek, amelyek a széleik mentén a lemez síkjában fellépő eltolódásokkal szemben rögzítve vannak, a befeszülés következtében minden pontban és minden irányban elméletileg*

$$\overline{M}_0 = \frac{v^2}{8} \sigma_{BH}$$

*nagyságú fajlagos törőnyomaték kifejtésére képesek. A számítást tehát ilyen esetben a vasbetonlemezek törésvonal elméletéből közismert módon a fenti törőnyomaték figyelembevételével kell elvégezni.*

Megjegyezzük, hogy a törőnyomaték fentebb ismertetett értéke a valóságban különböző mellékhatások miatt nem vehető teljes értékével figyelembe. A csökkentés mértékét a 3.22 fejezetben fogjuk tárgyalni.

### 2.3 A számítás alapelvei

Tekintettel arra, hogy feltevéseink szerint az ágyazat a beton-, illetőleg vasbeton-lemez egyaránt ideálisan képlékeny tulajdonságokkal rendelkezik, ezért a talajon fekvő lemezek számítását a képlékenységtan elvei alapján végezzük el.

A vasbeton-lemezek képlékenységtan elvein alapuló számítási módszerét a *törésvonal elméletet* K. W. Johansen dolgozta ki [9, 10], majd később sokan továbbfejlesztették és ismertették [pl. 11, 12, 13, 14, 5]. A törésvonal elmélet eredményei az ágyazaton fekvő vasbeton lemezek számítására is felhasználhatók, ha az ágyazatot a *Winkler-féle* feltevést továbbfejlesztve ideálisan képlékeny anyagnak tekintjük [3, 4]. A teherbírás kimerülésének feltétele ilyenkor a következőképpen fogalmazható meg:

Egy képlékeny anyagú szerkezet teherbírása akkor merül ki, ha a külső teher növelés nélkül is képes alakváltozások végzésére. Ez az állapot képlékeny anyagú lemezeknél akkor következik be, amikor a kialakuló törésvonalak következtében a lemez olyan labilis alakzattá változik, amelynek mozgását az ágyazat nem tudja meggátolni, mert



a lemez benyomódó labilis szakaszai alatt valamennyi pontja ugyancsak képlekeny állapotba került. Ez más szavakkal azt jelenti, hogy törés határállapotban a lemez törésképe alatt levő összes pontban az ágyazat nyomása  $\sigma_{tH}$  állandó értékkel egyenlő. A vizsgálat tehát egy olyan lemez terherbírás számítására vezethető vissza, amelyre az adott külső terheken kívül az ágyazatot helyettesítő  $\sigma_{tH}$  állandó intenzitású, felfelé ható megoszló teher működik. Ennek a feladatnak a megoldása a törésvonalelmélet bármelyik módszerével elvégezhető.

### 3. A tervezési módszer ismertetése

Ebben a fejezetben ismertetjük a talajon fekvő lemez javasolt szerkezeti kialakítását és azokat a képleteket, amelyek segítségével meg lehet határozni a lemez szükséges vastagságát és vasalását. A képletek levezetését nem közöljük, ezek az irodalomban megtalálhatók [3, 5, 10, 14].

#### 3.1 A szerkezet kialakítása

A 2.13 fejezet szerint a talajon fekvő lemezek tervezésekor általában egyetlen olyan kis területen működő koncentrált erő a mértékadó, amelynek helyzete tetszőleges lehet. Könnyen érzékelhető azonban, hogy elsősorban a sarokpontban, illetőleg a szélen támadó erőt kell figyelembe venni, mivel a lemez belső szakaszán levő teher hatására lényegesen kisebb igénybevételek ébrednek. Ugyanakkor a lemez belső szakaszának vízszintes irányú alakváltozása bizonyos mértékig mindig gátolva van, így a befeszülés következtében ennek a résznek a nyomatóki terherbírása megnő. Változó lemezvastagság alkalmazásával a lemez erőjátéka követhető ugyan, a kivitelezés szempontjából azonban a változó vastagság előnytelen. Mindezeket figyelembe véve olyan *állandó vastagságú*, négyzet vagy téglalap alaprajzú lemezek alkalmazását javasoljuk, amelyek vasalása a következőképpen van kialakítva.

*A lemez belső szakasza vasalatlan, a szélein azonban bizonyos szélességben a lemez alsó és felső síkjában hálós vasalás van elhelyezve. Utóbbinak kettős szerepe van:*

a) közvetlenül viseli a lemez szélein és sarokpontjában működő koncentrált erők okozta hajlítónyomatékokat,

b) a lemez síkjában egy zárt keretet alkot, amely meggátolja a közbenső részek alakváltozását és így lehetővé teszi azok befeszülését. Ezáltal a lemez szélső szakasza közvetve a belső szakaszon támadó erők viselésében is részt vesz. Ilyen kialakítás mellett a befeszülés hatását teljes mértékben figyelembe lehet venni és így elérhető, hogy a lemez közbenső szakasza vasalás nélkül is megfeleljen. Ugyanakkor viszont a befeszülésből származó membránerők felvételére rendszerint nincs szükség a lemez szélein külön acélbetéteket elhelyezni, mert a hajlítás felvételére alkalmazott vasalás betölti ezt a szerepet.

A fentiekben javasolt szerkezeti elrendezés tehát olyan megoldást eredményez, amelynek *a koncentrált teher minden helyzetében közel azonos*

*a terherbírása.* Ennek előnyei az alábbiakban foglalhatók össze.

A javasolt megoldás a *közönséges beton-lemezekkel* szemben azért előnyös, mert a szükséges lemezvastagság lényegesen kisebb. A kisebb vastagság betonban jelentős megtakarítást eredményez, amely lényegesen meghaladja a szélek mentén elhelyezett vasbetétek költségét.

További előnyt jelent még az is, hogy a lemez keretszerű vasalása csökkenti a hőmérséklet változásból, lassú alakváltozásból és zsugorodásból származó repedések mértékét és a rideg törés veszélyét. Emiatt nagyobb méretű táblák alkalmazhatók, ez pedig csökkenti a fugák kialakításának költségeit.

A hálós vasalású *vasbeton-lemezekkel* szemben viszont a javasolt megoldásnak az az előnye, hogy bár a szükséges lemezvastagság és a szélek vasalása mindkét esetben azonos, a lemez középső részének vasalása teljes mértékben megtakarítható.

Megjegyezzük, hogy bizonyos mértékű befeszülés a talajon fekvő vasalatlan betonlemezek középső szakaszán is kialakul, ennek azonban gyakorlatilag nincs jelentősége, mivel a lemez szükséges vastagságát a sarokpontjában támadó erő szabja meg. Erre vonatkozóan *Johansen* végzett kísérleteket és dolgozott ki számítási eljárást [15].

#### 3.2 A lemezvastagság meghatározása

A lemezvastagság meghatározásánál kétféle törési mód mértékadó: a lemez sarok elnyíródása és a lemez vasalatlan szakaszának hajlítónyomatékok következtében való tönkremenetele. Adott esetben a szükséges lemezvastagságot mindkét eset figyelembevételével meg kell határozni és a két eredmény közül természetesen a nagyobbik adja meg a lemezvastagság minimális értékét.

##### 3.21 A lemezsarok elnyíródása

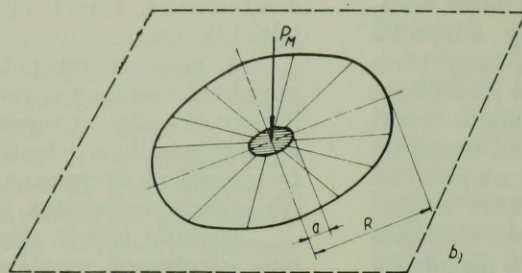
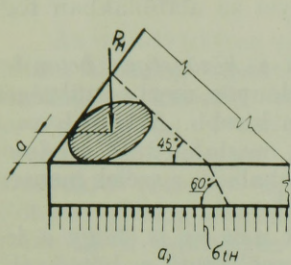
A lemez kis területre koncentrált erők működésekor nyírás (átlyukadás) következtében is tönkremehet. Mivel a lemez vastagságát állandónak tételezzük fel, ezért a talajon fekvő lemezeknél a nyírás vizsgálatokor a lemezsarok elnyíródása (leszakadása) lesz a mértékadó.

A nyírásra történő méretezéskor a lemez sarkában elhelyezett vasbetétek hatását figyelmen kívül hagyjuk, és feltételezzük, hogy a sarok leszakadása a teherelosztó kör érintőjén átmenő és a vízszintessel  $60^\circ$ -os szöget bezáró sík mentén következik be. Ezen a síklapon minden pontban a beton nyírásra megadott határfeszültségével ( $\tau_{bH}$ ) azonos nagyságú nyírófeszültségekkel számolunk (5/a ábra). Ennek alapján a lemez szükséges vastagságára a következő eredményt kapjuk:

$$v = \left[ \left( 22,90 + 6,20 \frac{k - 1,86}{\frac{\tau_{bH}}{\sigma_{tH}} + 0,50} \right)^{1/2} - 4,78 \right] a \quad (3.1)$$

A képletben  $k$  a  $P_M$  mértékadó terhekből a teherelosztó felületen keletkező  $p_0 = \frac{P_M}{\pi a^2}$  átlagos





5. ábra

feszültség és a lemez alatt ébredő talajfeszültség ( $\sigma_{tH}$ ) viszonyát jelöli, tehát :

$$k = \frac{p_0}{\sigma_{tH}} = \frac{P_M}{\pi a^2 \sigma_{tH}} \quad (3.2)$$

A méretezés elősegítése érdekében a (3.1) képletet a 6. ábrán egy görbesereg segítségével is megadtuk.

### 3.22 A középső lemez-szakasz törése

Ha az „a” sugarú körön megoszló  $P_M$  mértékadó teher a lemez közbenső szakaszán működik, és nyírásra az előző pont szerint kellően méretezve van, akkor a törés hajlítás miatt következik be. A lemez törésképe sugárirányú törésvonalakból áll, melyeket egy

$$R = \sqrt[3]{k} \cdot a \quad (3.3)$$

sugarú kör alakú törésvonal határol (5b ábra). A törésvonalak mentén ébredő fajlagos nyomaték ( $M$ ) és a külső teher között a következő összefüggés vezethető le [10] :

$$M = \frac{P_M}{4\pi} \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{1}{k}} \right) \quad (3.4)$$

A 2.2 fejezetben megállapítottuk, hogy a lemez vasalatlan belső szakaszán a fajlagos határnyomaték a befeszülés következtében elméletileg a (2.6) alatti  $\bar{M}_0$  értékkel egyenlő. A valóságban azonban a lemez a törést megelőzően rugalmas lehajlásokat szenved és így a törésvonalak mentén a semleges tengelyeknek nem kell egészen a lemez középfelületéig tolódniuk ahhoz, hogy a lemez labilis alakzattá változzék. Emiatt a befeszülés nem alakul ki teljes mértékben, tehát a törőnyomatékok sem érik el az elméletileg meghatározott értéket. Ugyanakkor a törésvonalak mentén elég jelentős nyíróerők is ébrednek, amelyek ugyancsak csökkentik a lemez nyomatéki teherbírást. Végül az ismételt terhelésből származó váltakozó értelmű igénybevételekből származó repedések csökkentésének érdekében is célszerű, ha az elméleti törőnyomatékokat nem használjuk ki teljes mértékben.

Mindezek a hatások egyetlen  $\gamma$  redukciós tényezővel vehetők figyelembe, amellyel az elméleti törőnyomatékokat csökkenteni kell. Az irodalomban ismertetett, vasalatlan beton földemlemezekkel végzett kísérletek szerint  $\gamma$  értéke 0,50 [8]. Kísérleteink alapján a tárgyalt talajon fekvő lemezek esetében a szerkezet jelentőségétől függően  $\gamma = 0,50-0,60$  redukciós tényező alkal-

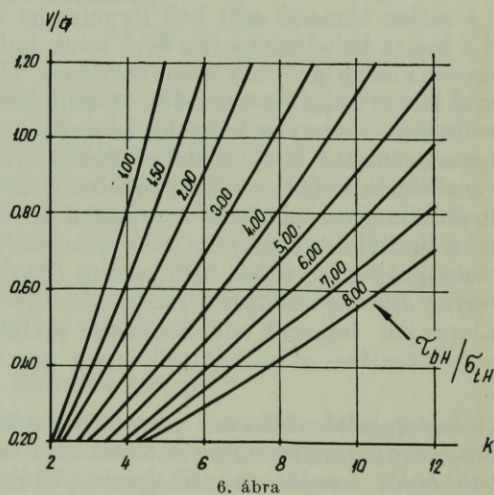
mazását javasoljuk. Ha ennek megfelelően a (3.4) képletbe az  $M = \gamma \bar{M}_0$  helyettesítést elvégezzük és ezután a lemez  $v$  vastagságát kifejezzük, a következő eredményre jutunk :

$$v = \left[ 2 \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{1}{k}} \right) \frac{k}{\gamma} \frac{\sigma_{tH}}{\sigma_{bH}} \right]^{1/2} a \quad (3.5)$$

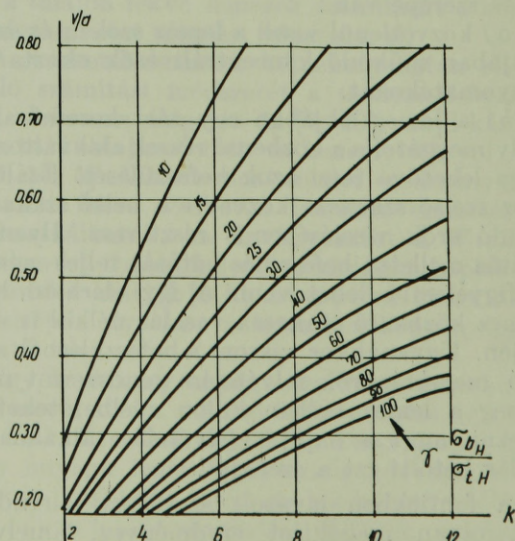
A képletet a 7. ábrán egy görbesereggel is ábrázoljuk.

### 3.3 A vasalás meghatározása

A javasolt szerkezeti kialakítás szerint a lemezt csupán a szélei és sarkai mentén kell egy bizonyos helyességben a lemez alsó és felső síkjában elhelyezett hálós vasalással ellátni. Felté-



6. ábra



7. ábra



telezzük, hogy a hálókban az egymásra merőleges acélbetétek fajlagos mennyisége egyenlő, a lemez alsó és felső síkjának, valamint a széleknek és a sarokpontoknak a vasalása azonban különbözhetik egymástól. Alábbiakban bemutatjuk az említett vasbetétek mennyiségének meghatározására szolgáló képleteket.

### 3.31 A lemez szegélyének vasalása

A lemezszegély vasalásának meghatározásakor a szélén működő koncentrált erő a mértékadó. A lemez törésképe ebben az esetben a 8a ábra szerint alakul, a szükséges fajlagos határnyomatékokat pedig az alábbiak szerint lehet kiszámítani [3, 4, 10].

Jelöljük a lemez szélének pozitív értelmű fajlagos határnyomatékát (amely a lemez alsó síkjában okoz húzást)  $M_{sz}$ -szel, a negatív értelemben kifejtett határnyomatékot pedig  $M'_{sz} = \mu_{sz} M_{sz}$ -szel. Ezeknek a határnyomatékoknak a nagysága a hálós vasalás következtében a lemez szélével párhuzamosan és arra merőlegesen ugyanakkora. Vezessük be továbbá az alábbi jelöléseket:

$$Y_{sz} = \frac{1,57 + 2,46\mu_{sz}}{4(1 + \mu_{sz})} \left(1 - \sqrt[3]{\frac{1}{k}}\right) k \quad (3.6)$$

$$\eta(Y_{sz}) = (1 + 2Y_{sz}) - (1 + 4Y_{sz})^{1/2} \quad (3.7)$$

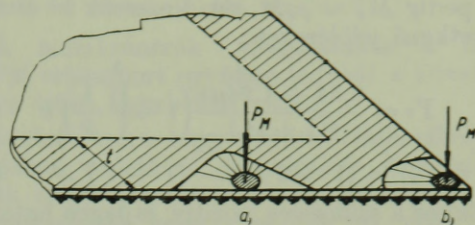
Ekkor a szükséges pozitív fajlagos határnyomaték az alábbi képletből számítható:

$$M_{sz} = \frac{2(1 + \mu_{sz})}{(1 + 1,57\mu_{sz})^2} a^2 \sigma_{tH} \eta(Y_{sz}) \quad (3.8)$$

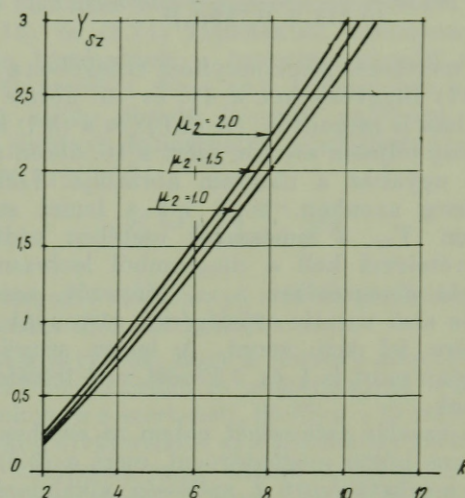
A számítás megkönnyítése érdekében a (3.6) és (3.7) alatti képleteket a 9. és 10. ábrán diagrammokkal is megadtuk. A méretezés alkalmával a  $\mu_{sz}$  tényezőt, amely lényegében a felső és alsó vasalás erősségének viszonyát fejezi ki, előre fel kell venni. Könnyen érzékelhető, hogy a lemez szélén levő teher viselésékor a felső vasalás hatékonyabb, ezért  $\mu_{sz}$  értékét az egységnél nagyobbra (1 és 2 között) javasoljuk felvenni. Szerkezeti kialakítás szempontjából az egyforma vasalást eredményező  $\mu_{sz} = 1$  felvétel a legkedvezőbb. Az  $M_{sz}$ , illetőleg  $M'_{sz} = \mu_{sz} M_{sz}$  fajlagos határnyomatékok ismeretében — a vasbeton elméletből közismert módon — a lemez szélének alsó és felső vasalása meghatározható. Kérdés azonban, hogy mekkora szélességben kell az így kiszámított vasbetéteket elhelyezni. A vasalás  $t$  szélességét az a feltétel szabja meg, hogy a lemez teherbírását a vasbetétek elhagyása ne csökkentse, azaz a vasalatlan lemezszakaszba belenyúló törésképfeltételezése esetében se adódjék kisebbre a teherbírás a méretezés alapjául szolgáló tehernél. A részletszámításokat mellőzve a közelítő számítás a következő eredményre vezet:

$$t = a + \left[ (1,22 + 0,89\mu_{sz}) \frac{M_{sz}}{\sigma_{tH}} \right]^{1/2} \quad (3.9)$$

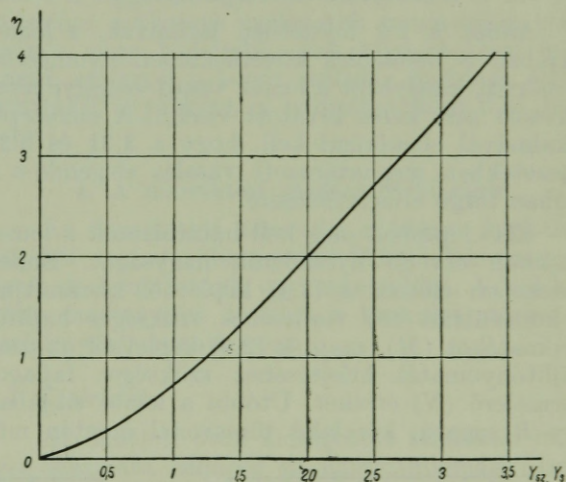
Ehhez a szélességhez a vasbetétek túlnyújtási hosszát még hozzá kell adni.



8. ábra



9. ábra



10. ábra

### 3.32 A lemez sarkának vasalása

A lemezsarok vasalásának meghatározásakor a sarokban működő koncentrált erő a mértékadó. A lemez törésképe ebben az esetben a 8b ábra szerint alakul, a szükséges fajlagos határnyomatékok meghatározása pedig — a lemezszegély számításához teljesen hasonlóan — az alábbiak szerint történik [3, 4, 10].

Jelöljük a lemez sarokpont közelében levő szakaszának fajlagos pozitív határnyomatékát (amelyik a lemez alsó síkjában okoz húzást)  $M_s$ -sel, a negatív értelmű fajlagos határnyoma-



téket pedig  $M'_s = \mu_s M_s$ -sel. Vezessük be továbbá a következő jelöléseket:

$$Y_s = \frac{0,34 + 1,24\mu_s}{4(1 + \mu_s)} \left(1 - \sqrt[3]{\frac{1}{k}}\right) k \quad (3.10)$$

$$\eta(Y_s) = (1 + 2Y_s) - (1 + 4Y_s)^{1/2} \quad (3.11)$$

Ekkor a szükséges pozitív fajlagos határnyomaték az alábbi képletből számítható:

$$M_s = \frac{2(1 + \mu_s)}{(0,217 + 0,785\mu_s)^2} a^2 \sigma_{tH} \eta(Y_s) \quad (3.12)$$

A méretezés megkönnyítése érdekében a (3.10) és (3.11) függvényeket a 11. és 10. ábrán diagramokban is megadtuk. [A (3.10) és a (3.7) képlet *formailag* teljesen azonos, ezért a 10. ábrán mindkettőt ugyanaz a diagram ábrázolja. Lényeges különbség azonban, hogy  $\eta$ -t a lemez szegély esetében  $Y_{sz}$ , a lemezsarok esetében pedig  $Y_s$  alapulvételével kell a diagramból leolvasni.] A számítás elvégzéséhez a  $\mu_s$  tényezőt, amely a felső és alsó vasalás erősségének viszonyát fejezi ki, előre fel kell venni. A lemez szegélyéhez hasonlóan most is 1 és 2 között való felvételt javasolunk.

A vasalás szélességét ebben az esetben nem szükséges külön meghatározni, mert a (3.9) képlettel meghatározott  $t$  szélesség alkalmazása a sarokpontnál is minden esetben kellő biztonságot nyújt.

### 3.33 Membránerők vizsgálata

Amint a 2.2 fejezetben láthattuk, a lemez síkjában a befeszülés következtében nyomóerők ébrednek, amelyeket a lemez vasalt szegélye által alkotott zárt keret hivatott viselni. A méretezés alkalmával ellenőrizni kell, hogy a 3.31 és 3.32 fejezetekben meghatározott vasalás elegendő-e a szóban forgó erők viselésére.

Első lépésben meg kell határoznunk a lemez síkjában ébredő nyomóerők nagyságát. Ennek érdekében először a (3.4) képletből kiszámítjuk a koncentrált erő viseléséhez szükséges hajlítónyomatékot ( $M$ ), majd a (2.5) képletből az ezen hajlítónyomaték kifejtéséhez szükséges fajlagos normálerő ( $N$ ) értékét. Utóbbi a lemez síkjában egy  $R$  sugarú, köralakú törésvonal mentén mű-

ködik és a (2.5) képlet megoldása után a következő képletből nyerhető:

$$N = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M}{M_0}}\right) \bar{N}_0 \quad (3.13)$$

A méretezés szempontjából a külső erőnek az a sarokpont közelében levő helyzete a mértékadó, amelynél a töréskép köralakú határvonala érinti a lemez vasalt széleit (12a ábra). A félköralakú szakaszra működő normálerők eredője

$$Q = 2RN \quad (3.14)$$

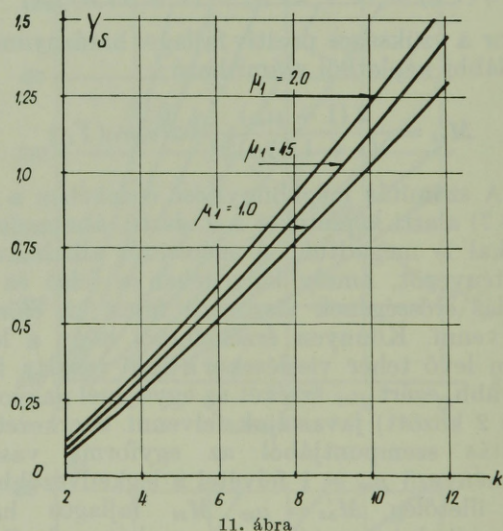
Ez az erő az  $A$  és  $B$  jelű lemezsávok, mint képzeletbeli támaszok között közelítően a kéttámaszú tartó reakcióinak megfelelően oszlik el, tehát a szegélyekkel párhuzamos vasbetétek meghatározása szempontjából mértékadó húzóerő nagysága:

$$H = \frac{l - t - R}{l - t} 2RN \quad (3.15)$$

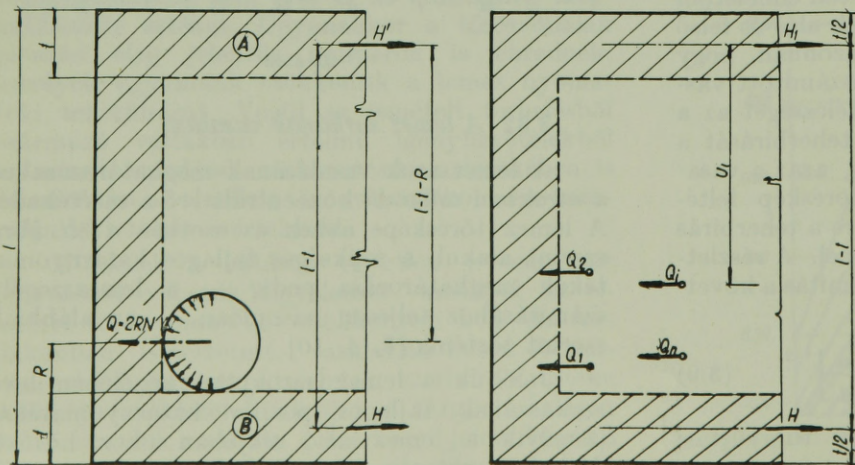
A képletben  $l$  az alkalmazott táblák oldal-méretét jelöli  $R$  és  $t$  pedig a (3.3) és (3.9) képletekből számítható.

### 3.4 Több erő kölcsönhatásának figyelembevétele

Az eddig ismertetett képletek levezetésekor azzal a feltevéssel éltünk, hogy a burkolatot terhelő erők egymástól olyan nagy távolságra helyez-



11. ábra



12. ábra



kednek el, hogy kölcsönhatásuk számításán kívül hagyható és ezért a méretezés alkalmával elegendő egyetlen koncentrált erővel számolni. A valóságban azonban ez a feltevés nem minden esetben teljesül. Az alábbiakban olyan eljárást ismertetünk, amelynek segítségével az egymáshoz közel működő erők kölcsönhatását közelítően figyelembe lehet venni. A számítás menetét a lemez sarkának, közepének és szélének méretezésére, valamint a membránerők meghatározására vonatkozóan külön-külön mutatjuk be.

### 3.41 A sarokpont vizsgálata

A sarokpont lenyíródásának vizsgálatakor és vasalásának meghatározásakor az egyes erők kölcsönhatását minden esetben figyelmen kívül lehet hagyni, tehát a sarokpont méretezése egyetlen (a legnagyobb) koncentrált erő alapulvételével végezhető el.

### 3.42 A középső szakasz vizsgálata

Ha a táblára erőcsoport működik, akkor a középső szakasz hajlítónyomatékainak és az ebből adódó lemezvastagságnak a kiszámításakor (lásd 3.22 fejezetet) a méretezést egyetlen fiktív erő alapulvételével végezzük el. Jelöljük az erőcsoportot alkotó  $P_i$  erőknek a legnagyobb  $P_0$  erőtől mért távolságát  $s_i$ -vel és vezessük be a

$$z_i = \sqrt[3]{k_0 a_0} + \sqrt[3]{k_i a_i} \quad (3.16)$$

jelölést. (A képletekben a „0”, illetőleg az „i” index a legnagyobb erő, illetőleg az erőcsoportot alkotó többi erő adatait jelzi. Ezek után a méretezés alapjául szolgáló fiktív erőt, amely a legnagyobb erő helyén és a teherelosztás felületén működik, az alábbi képlet adja meg:

$$P = P_0 + \sum_i P_i \left(1 - \frac{s_i}{z_i}\right) \quad (3.17)$$

A képletben a szummáció csupán azokra az erőkre terjed ki, amelyek ugyanarra a táblára működnek és amelynek  $s_i \leq z_i \cdot P_0$  természetesen az összegezésben nem szerepel.

### 3.43 Szélső szakasz vizsgálata

A szélső szakasz vizsgálatakor elegendő csupán annak a két erőnek a kölcsönhatását figyelembe venni, amely aránylag a legnagyobb és a legközelebb helyezkedik el egymáshoz. Ha a nagyobbik erőt  $P_0$ , a kisebbiket  $P_1$ , az egymástól mért távolságot pedig  $s_1$  betűkkel jelöljük, akkor — bevezetve a

$$\bar{z}_1 = \sqrt{2z_1} = \sqrt{2(\sqrt[3]{k_0 a_0} + \sqrt[3]{k_1 a_1})} \quad (3.18)$$

jelölést — a méretezés alapját képező egyetlen erő  $s_1 \geq \bar{z}_1$  esetben:

$$P = P_0$$

$s_1 < \bar{z}_1$  esetben:

$$P = P_0 + P_1 \left(1 - \frac{s_1}{z_1}\right) \quad (3.19)$$

képletekből határozható meg.

### 3.44 A membránerők vizsgálata

A membránerők vizsgálatokor a táblára működő erőcsoport együttes hatását a következőképpen lehet figyelembe venni.

Tekintettel arra, hogy a lemez szélein elhelyezett vasalásban keletkező legnagyobb húzóerőt kívánjuk meghatározni, ezért az erőcsoport akkor lesz mértékadó helyzetben, ha az erők minél közelebb helyezkednek el a lemez valamelyik széléhez, de még a lemez vasalatlan szakaszát terhelik. Ezután a 3.33 fejezetben ismertetett módon a (3.13) és (3.14) képletekből valamennyi erő helyén kiszámítjuk a lemezben ébredő normál erők  $Q_i$  eredőjét. Ezen erők ismeretében a lemez vasalt szélén ébredő húzóerő nagysága a 12b ábra jelöléseit felhasználva közelítően az alábbi módon nyerhető:

$$H = \frac{1}{l-t} \sum_i u_i Q_i \quad (3.20)$$

Az összegezés valamennyi, a tábla vasalatlan belső szakaszára működő erőkre kiterjed.

Megjegyezzük, hogy a táblák  $l$  méretét a hőmérséklet-változástól és zsugorodástól származó hatásokon és a szerkezeti, illetőleg a kiviteli szempontokon kívül sokszor az a körülmény korlátozza, hogy túlságosan nagy táblák esetében a táblát terhelő erők száma is megnő és így a  $H$  húzóerő olyan nagy értékre adódik, amely gazdaságtalan megoldást eredményez. Általában az a táblaméret a leggazdaságosabb, amelynél a  $H$  erő felvételéhez szükséges vasbetétek mennyisége közel azonos vagy legfeljebb csak kismértékben több annál, amennyi a lemez szélének hajlítása szempontjából egyébként is szükséges (lásd 3.31 fejezetet).

## 4. A méretezési módszer értékelése

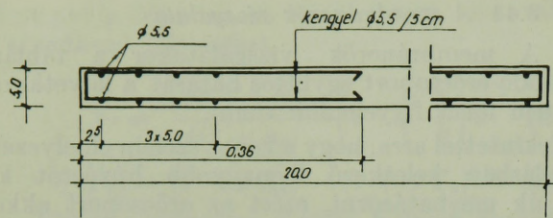
Az ismertetett tervezési módszer értékelése céljából ismertetjük a modellkísérletek eredményeit és bemutatunk egy számpéldát. Végül néhány megjegyzést teszünk a burkolat szerkezeti kialakítására vonatkozóan.

### 4.1 Kísérletek

Az elméleti úton kidolgozott számítási módszer igazolása céljából az Építéstudományi Intézetben modellkísérleteket végeztünk. Összesen 9 db  $2,0 \times 2,0$  m oldalhosszúságú, 5,0 cm vastag betontábla készült, amelyek közül kettő teljesen vasalatlan volt, a többi pedig a javasolt megoldásnak megfelelően csupán a szélein volt hálós vasalással ellátva (13. ábra). Az alkalmazott beton, illetőleg az acélbetétek minősége B.140, illetőleg A.36.24.12.

A kísérleti lemezeket kellően bedolgozott homokágyazatra fektettük és terhelésüket egy lehorgonyzott acélgerendának támaszkodó hidraulikus sajtóval hoztuk létre (14. ábra). A terhelést egészen a törésig fokoztuk és közben dinamóméterrel mértük a teher nagyságát és lehajlasmérőórával a terhelt felület lesüllyedését. Amikor a lemez állapota ezt lehetővé tette, egymás után





13. ábra

ugyanazt a táblát több helyen is megterheltük, így a 9 táblán összesen 20 kísérletet hajtottunk végre.

Az erőlehajlási diagramok közül néhányat a 15. ábra tüntet fel. Látható, hogy a lemezek egy bizonyos erő eléréséig rugalmasan viselkedtek, majd a teherbírás kimerülése alkalmával nagymértékű képlékeny alakváltozásokat szenvedtek. A terhelés módját és a mért törőterheket az 1. táblázatban adtuk meg. A kísérletek során a modellek és a talaj szilárdságtani jellemzőit is meghatároztuk és az ismertett eljárás alapján kiszámítottuk az elméleti törőterheket. Utóbbiak ugyancsak az 1. táblázatban szerepelnek. Végül a lemezek törésképét is megfigyeltük és ezekből néhányat a 16. és 17. ábrákon tüntettünk fel.

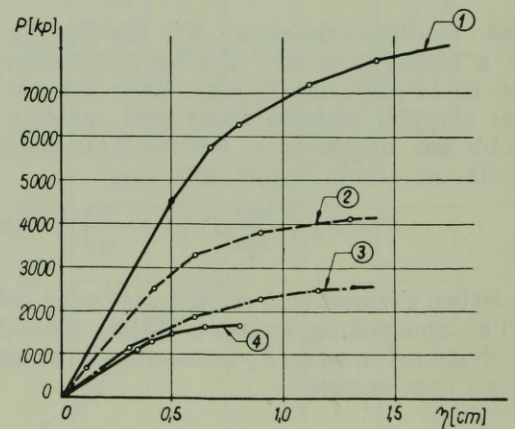
A kísérleti és elméleti eredményeket összehasonlítva a következő megállapításokat tehetjük:

a) A javasolt, szélső szakaszain vasalt lemezek teherbírása a kísérletek szerint — a lemez közepén ható teher esetében — kb. négyszer nagyobb, mint a vasalatlan lemezeké (lásd az 1. táblázat 1—4 sorait). Ez az eredmény teljes mértékben igazolja a szélső vasalás és az ennek következtében kialakuló befeszülés hatékonyságát. A mért törőerő ennek ellenére az elméleti törőerő nagyságát nem éri el. Ez — amint a 3.22 fejezetben már kifejtettük — a rugalmas alakváltozásoknak és a nyíróerőnek a hatásával magyarázható, és a tervezés során a javasolt  $\gamma$  redukciós tényező alkalmazásával vehető figyelembe.

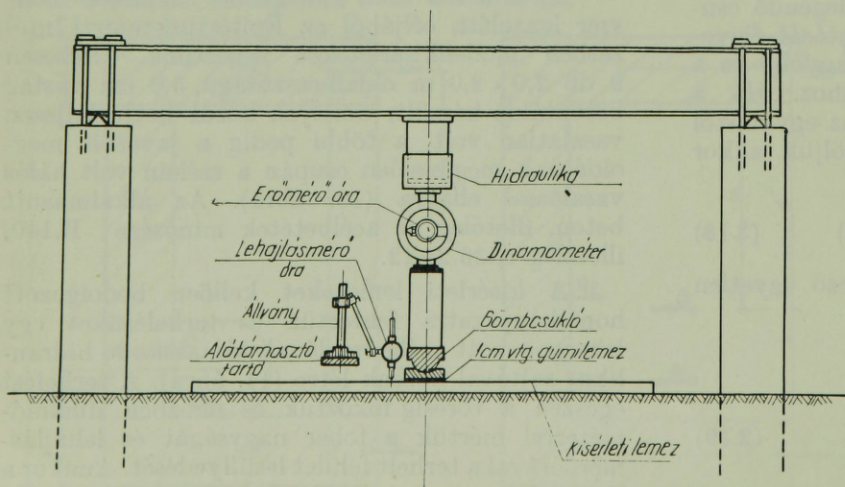
b) A szélein, illetőleg sarkaiban terhelt lemezeknél a mért és az elméleti törőerő közötti eltérés átlagosan 13,0%, illetőleg 14,5%, amit a kísérleteknél jelentkező bizonytalanságok indokolnak.

| Lemez jele  | Vasalás módja | Terhelés helye | Kísérleti törőteher | Elméleti törőteher | $\Delta P\%$   | $\Delta P\%$ átlagosan |
|-------------|---------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------|------------------------|
| 1<br>2      | Vasalatlan    | Középen        | 1896<br>1676        | —<br>—             | —<br>—         | —                      |
| 9/1<br>10/1 | Vasalt        | Középen        | 6800<br>7200        | 8110<br>9300       | —24,7<br>—29,1 | —26,9                  |
| 4/1         |               | Szélen         | 2510                | 3270               | —30,3          | —13,0                  |
| 4/2         |               |                | 2800                | 3270               | —16,8          |                        |
| 5/1         |               |                | 2925                | 3280               | —12,2          |                        |
| 5/2         |               |                | 2925                | 3280               | —12,2          |                        |
| 6/1         |               |                | 2925                | 3520               | —20,1          |                        |
| 7/2         |               |                | 2841                | 3690               | —29,9          |                        |
| 8/2         |               |                | 3844                | 3700               | + 3,8          |                        |
| 8/3         |               |                | 3676                | 3700               | — 0,7          |                        |
| 9/2         |               |                | 3676                | 3640               | + 1,0          |                        |
| 6/2         |               | Sarkon         | 2300                | 2300               | 0,0            | —14,5                  |
| 7/3         |               |                | 1676                | 2400               | —43,5          |                        |
| 9/3         |               |                | 2300                | 2360               | — 2,4          |                        |
| 10/2        |               |                | 2174                | 2430               | —11,8          |                        |

c) A kísérletek alkalmával kialakuló törésképek az elmélet alapját képező törésképekkel igen jól egyeznek.



15. ábra



14. ábra



Összefoglalva tehát megállapíthatjuk, hogy a modellkísérletek a méretezési eljárás feltevéseinek és eredményeinek helyességét igen jól igazolták.

#### 4.2 Számpélda

Példaképpen méretezzük azt a talajon fekvő vasbeton lemezt, amelyre  $a = 10$  cm sugarú körön a 18. ábrán vázolt elosztású és  $P_1 = 3,1$   $Mp$ , illetőleg  $P_2 = 2,4$   $Mp$  nagyságú erők működnek. A biztonsági tényező  $n = 1,4$ , a dinamikus tényező pedig  $\mu = 1,3$ . Az alkalmazott beton minősége B.140, így  $\sigma_{bH} = 70$   $kp/cm^2$  és  $\tau_{bH} = 7$   $kp/cm^2$ . A talaj határfeszültsége  $\sigma_{tH} = 2,5$   $kp/cm^2$  és végül az acélbetétek határfeszültsége  $\sigma_{vH} = 2800$   $kp/cm^2$ .

A lemezre ható mértékadó kerékterhelések

$$P_{M1} = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 3,1 = 5,65 \text{ } Mp, \text{ és}$$

$$P_{M2} = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 3,1 = 4,36 \text{ } Mp.$$

A (3.2) képlet szerint  $k_1 = 7,20$  és  $k_2 = 5,56$ .

A (3.16) képlet szerint a két nagyobb kerékterhelés figyelembevételével számított  $z_1 = 0,386$  m és a (3.18) képlet szerint a  $\bar{z}_1 = 0,545$  m távolságok kisebbek, mint a keréktávolság, tehát a lemezvastagság és a nyomatéki igénybevétel meghatározásakor a terheléseknek egymásrahatásuk nincs.

A lemezsarok leszakadása szempontjából szükséges lemezvastagság a (3.1) képlet alapján

$$v =$$

$$= \left[ \left( 22,90 + 6,20 - \frac{7,20 - 1,86}{2,8 + 0,5} \right)^{1/2} - 4,78 \right] 10 = 9,5 \text{ cm.}$$

A középső szakasz hajlítása alapján számítható lemezvastagság — figyelembe véve, hogy

$$\gamma \frac{\sigma_{bH}}{\sigma_{tH}} = 0,5 \frac{70}{2,5} = 14,0$$

értékkel egyenlő — a (3.5) képlet szerint

$$v = \left[ 2 \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{1}{7,20}} \right) \frac{7,20}{14} \right]^{1/2} \cdot 10 = 7,0 \text{ cm.}$$

Az alkalmazandó lemezvastagság  $v = 10$  cm,  $\mu_{sz} = \mu_s = 1,0$  tényezővel számolva, a (3.6) és a (3.10) képletek alapján  $Y_{sz} = 1,75$  és  $Y_s = 0,685$ , és a (3.11) majd a (3.7) képletek alapján  $\eta(Y_{sz}) = 1,68$   $\eta(Y_s) = 0,440$  értékeket kapunk. Ezután a (3.8) és (3.12) képletek felhasználásával a pozitív fajlagos törőnyomatékokat meg tudjuk határozni. Ezek:

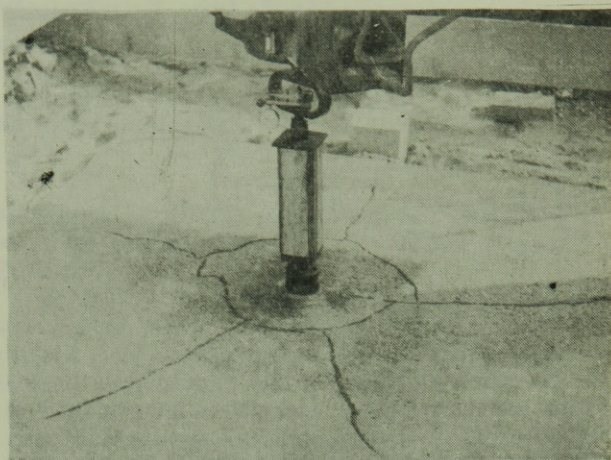
$$M_{sz} = M'_{sz} = \frac{4}{2,572} 10^2 \cdot 2,5 \cdot 1,68 = 225 \text{ mkp/m.}$$

$$M_s = M'_s = \frac{4}{1,002} 10^2 \cdot 2,5 \cdot 0,440 = 440 \text{ mkp/m.}$$

A határnyomatékok ismeretében a vasalás számítása az ismert módon végezhető el.

Az alkalmazott vasalás szélessége a (3.9) képlet szerint  $t = 25$  cm.

A (3.3) képlet szerint  $R_1 = 19,4$  cm és  $R_2 = 17,7$  cm. Ezután a (2.3) és (2.4) alapján  $\bar{N}_0 = 700$   $kp/cm$ ,  $\bar{M}_0 = 875$   $cm$   $kp/cm$ , és a (3.4)



16. ábra

képlet szerint  $M_1 = 217$   $cm$   $kp/cm$ , illetőleg  $M_2 = 167$   $cm$   $kp/cm$ ; a (3.13) alkalmazásával  $N_1 = 47,2$   $kp/cm$ , illetőleg  $N_2 = 35,0$   $kp/cm$ .

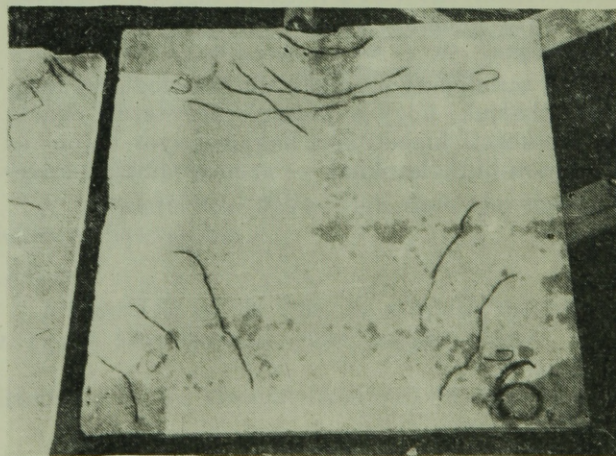
A (3.14) felhasználásával  $Q_1 = 1830$   $kp$ ,  $Q_2 = 1240$   $kp$ , és végül a (3.20) szerint:  $H = 5140$   $kp$ . A számított igénybevételeknek megfelelően az alkalmazott vasalás  $\varnothing 5,5/10$  cm sűrűségű háló a lemez 50 cm szélességű részén.

A fenti lemez méretezését közönséges betonlemez alapulvételével, a rugalmasságtan szerint is elvégeztük [1, 19]. A szükséges lemezvastagság B.280 betont feltételezve,  $v = 23$  cm-re adódott.

Ezek után a költségek összehasonlítására is lehetőség nyílik. A B.280 minőségű beton ára: 520 Ft/m<sup>3</sup>, ezért a betonlemez fajlagos költsége 120,— Ft/m<sup>2</sup>. A vasbeton-lemez B.140 betonból készül, melynek ára 450,— Ft/m<sup>3</sup>, az acélbetéteké pedig 760,— Ft/q. Ha 6×6 méteres táblákat alkalmazunk, akkor a vasbeton-lemez fajlagos költsége átlagosan 66,0 Ft/m<sup>2</sup>. A javasolt megoldás alkalmazásakor tehát a közönséges betonlemezhez képest négyzetméterenként 54,— Ft takarítható meg, ami százalékban kifejezve 45%.

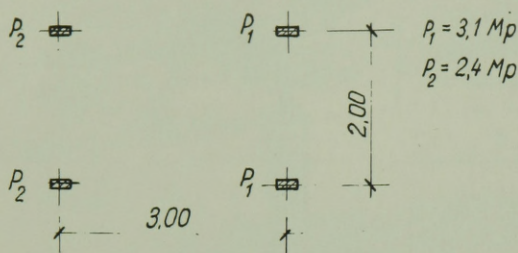
#### 4.3 Megjegyzések

Befejezésül néhány tájékoztató jellegű megállapítást teszünk a javasolt megoldás szerkezeti részleteire és gazdaságosságára vonatkozóan.



17. ábra





18. ábra

A lemez alatt levő talaj minősége és bedolgozási módja a lemez viselkedését igen jelentősen befolyásolja. Ez az oka annak, hogy — az egészen alárendelt szerepű burkolatoktól eltekintve — a táblák alatt az általaj minőségétől függően 10—30 cm vastagságban kellően tömörített homokos kavicsréteget szokás elhelyezni. E kavicsréteg biztosítja az egyenletes felfekvést, nagyobb ágyazati nyomás kialakulását teszi lehetővé, és a talajvíz elvezetése révén csökkenti a fagyveszélyt. Erre a kavicsrétegre természetesen a javasolt megoldásnál is szükség van.

A táblák szélei, a javasolt megoldásnál alsó és felső síkjukban hálós vasalással vannak ellátva. Ezt a két hálót kengyelek alkalmazása révén célszerű egyetlen kötegetben előregyártani, mert így egy tábla vasalása négy kötegből, minimális helyszíni szerelési munkával állítható elő. A membránérők felvétele érdekében a csatlakozó vasbetetek kellő átfedéséről gondoskodni kell. A táblák sarkainál szükséges többletvasalás külön legyártott hálók elhelyezésével biztosítható.

Általában négyzetes táblák készítésére célszerű törekedni. A túlságosan kisméretű táblák (2—3 m) gazdaságilag előnytelenek, mert ilyenkor a vasalatlan középső szakasz aránylag kicsi, tehát kevés vasbetét takarítható meg. A túlságosan nagy táblák ugyancsak kedvezőtlenek, mert ebben az esetben egy táblát sok erő terhelheti és így az ezekből származó membránérők felvételére a szegélyek mentén erős vasalásra van szükség. Ugyanakkor a nagy táblák a hőmérsékletváltozás és zsugorodás szempontjából is előnytelenül viselkednek. A fenti szempontokat egybevetve, a helyszíni viszonyoktól és a tehertől függően általában 5—10 m oldalhosszúságú táblák alkalmazását javasoljuk.

A tanulmány eredményeit összefoglalva megállapíthatjuk, hogy a javasolt méretezési eljárás és szerkezeti kialakítás a hagyományos beton- és vasbeton-burkolatoknál — azonos műszaki köve-

telmények teljesítése mellett — általában gazdaságosabb megoldásokat eredményez. Számításaink szerint a megtakarítás mértéke kb. 30—50%, ami — figyelembe véve az épülő burkolatok nagy tömegét — népgazdasági szempontból is jelentős. További kutatásaink tárgyát képezi az ismertetett eljárásnak az utak és a repülőtéri kifutópályák betonburkolatának méretezésére való ki-terjesztése.

## IRODALOM

- [1] Weisz Gy.—Korda J.—Egyed F.—Tóth L.: Ipari épületek betonpadozata. ÉM Iparterv 81. kiadvány.
- [2] Hayashi: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau. Berlin. (1921.)
- [3] Kaliszky S.: Load carrying Capacity of plastic Beams and Plates on Plastic Foundation. Polska Akad. Nauk. Arch. Inz. Lad. Tom. VIII. (19—38. oldal) (1962.)
- [4] Kaliszky S.: Képlékeny ágyazású és anyagú gerendák és lemezek teherbírásának számítása. ÉKME Tud. Közleményei. V. kötet 6. szám. (1959.)
- [5] Kaliszky S.: Vasbeton lemezek méretezése a képlékenységtan szerint. ÉTI jelentés. (Sajtó alatt.)
- [6] Kaliszky S.: Problems of plastic Analysis and Design of Reinforced concrete Slabs. ÉKME Tud. Közleményei. IX. 5. (1963.)
- [7] Gyengő T.—Menyhárd I.: Vasbeton szerkezetek. Műszaki Könyvkiadó, Budapest. (1960.)
- [8] Wood R. H.: Plastic and elastic Design of Slabs and Plates. Thames and Hudson. London (1961.)
- [9] Johansen K. W.: Bruchmomente der kreuzweise bewehrten Platten. Abhandlungen I. V. B. H. (1932.) (277—296. old.)
- [10] Johansen K. W.: Yield-line Theory. Concrete Association. London (1962.)
- [11] Menyhárd I.: Vasbeton-lemezek méretezése a képlékenységtan elvei szerint. MTI kiadvány (1954.)
- [12] Palotás L.—Juhász B.: Vasbeton-lemezek töréselmélete. MTI kiadvány (1962.)
- [13] Halász O.: O pregyelnom ravnoveszii zselezobetonüh plit. Izv. Akad. Nauk. SZSZSZR 1956. 8.
- [14] Sawczuk A., Jaeger Th.: Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten. Springer Verlag. Berlin. (1963.)
- [15] Johansen K. W.: Slabs on Soil. Technical University of Denmark. Report. No. 4.
- [16] Palatnikov E. A.: Raszcsset zselezobetonüh plit pokritiuj Aeroportov. Moszkva. Oborongiz (1961.)
- [17] Gáspár L.: Útpályaszerkezetek méretezésének gyakorlata. MTI kiadvány. 1963.
- [18] Vásárhelyi B.: Útépítéstan. Tankönyvkiadó. Budapest. (1951.)
- [19] Koepecke W.: Berechnung von Betonfahrbahnen. Bauingenieur 1961. H. 3. 87—93. old.
- [20] Westergaard H. M.: Stress concentrations in plates loaded over small areas. Proc. of Am. Soc. of Civ. Eng. Vol. 68. (1942.) No. 4.



# Adalékok a beton húzószilárdságának értékeléséhez

BAJNAI LÁSZLÓ  
Alpár-érmes

## 1. Bevezetés

Ismeretes, hogy a beton húzószilárdságát nem ismerjük olyan megbízhatóan, mint a beton nyomószilárdságát. A beton húzószilárdságának jobb megismerését követeli meg a szakszerű és gazdaságos tervezés és kivitelezés egyaránt. A betonra három húzószilárdsági jellemző ismeretes:

1. a tisztahúzószilárdság;  $\sigma_{húz}$
2. a hasítóhúzószilárdság;  $\sigma_{has}$
3. a hajlítóhúzószilárdság;  $\sigma_{haj}$

E három húzószilárdsági érték azonos minőségű betonra nézve más és más értékű, mégpedig

$$\sigma_{húz} < \sigma_{has} < \sigma_{haj} \quad (1)$$

Az (1) összefüggés belső ellentmondásokat rejt magában. A beton húzószilárdságát egyetlen értékkel kellene megadnunk. Ahhoz, hogy valamely betont szilárdságtanilag helyesen értékelhessünk, szükséges mind a nyomó-, mind a húzószilárdság ismerete.

Az (1)-ben levő anomáliák túlnyomórészt a vizsgálati és az értékelő módok különbözőségére vezethetők vissza.

Carneiro és Akazawa vezették be 1943-ban a betonhenger hasító vizsgálati módját. A hasadást vagy törést a  $\sigma_2$  fő húzófeszültségnek mint lineáris feszültségállapotnak a hatásaként értelmezték. Ezt az értelmezést a módszer követői és alkalmazói teljes mértékben átvették. A szemben levő alkotók mentén terhelt rugalmas anyagú kör(henger) tárcsa síkbeli feszültségállapotát Hertz, Timoschenko, Föepl, Frocht, Goddier és mások tisztázták. Mégis, betonhengerek eme hasító-törésénél a kéttengelyű feszültségállapotra különösebb figyelmet az eddigiekben a kutatók nem fordítottak.

Az 1961. évben betonhengereken végzett hasítóvizsgálataim során eszközölt nyúlásmérések a kéttengelyű feszültségállapot jelentőségére hívták fel a figyelmet. Az  $\varepsilon_2$  keresztirányú nyúlások a  $\sigma_1$  nyomó és a  $\sigma_2$  húzó főfeszültségek együttes szerepét igazolták a törési alakváltozás létrejöttében. A kérdést 1962—63. évben elméleti alapon is megvizsgáltam. Ezekkel a hasító-törési határállapokra vonatkozó szilárdságtani és analitikai vizsgálatokkal a 3. fejezetben foglalkozom.

Igazolom, hogy a

$$\sigma_2 = \frac{2P}{\pi dl} \quad (2)$$

fő húzófeszültség nem tekinthető pontosan a beton hasítóhúzószilárdságával egyenlőnek, vagyis

$$\sigma_2 \neq \sigma_{has} \quad (3)$$

A 3. és 4. fejezetben többféle módszerrel egyöntetűen kimutattam, hogy

$$\sigma_2 \ll \sigma_{has} \quad (4)$$

A teljesen független úton és módon nyert hasítóhúzószilárdsági értékek közel fedésben áll-

nak *Feret* által megadott

$$\sigma_{haj} = \sqrt{\sigma_k} - a \quad (5)$$

összefüggés hajlítóhúzószilárdsági értékeivel. ( $\sigma_k$  a beton kockaszilárdsága,  $a = 6—9$  kp/cm<sup>2</sup>. Lásd 11. ábrát.) [1].

Ezáltal az (1)-ben rejlő anomália a második és harmadik tag vonatkozásában, lecsökkenthető és *Feret* (5) összefüggéséhez viszonyítva kiküszöbölhető volt.

## 2. A betonhenger vizsgálatok. (1961—1963. években)

### 2.1 A forma

A szétszedhető acélsablonok átmérője  $d = 15$  cm és hossza  $l = 30$  cm volt.

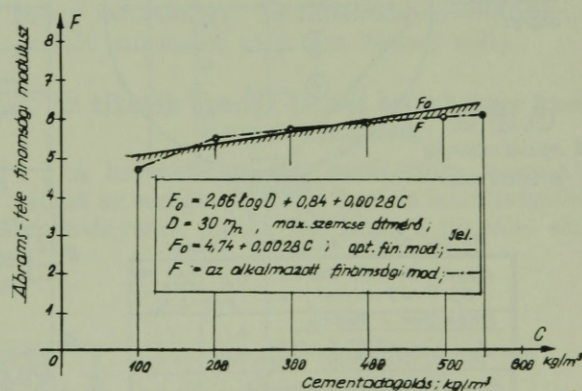
A RILEM is ezt a hengerformát fogadta el alapformának. Az összehasonlító vizsgálatok céljára a magyar szabvány szerinti 20 cm élhosszúságú kockák szolgáltak.

### 2.2 Adalékanyag

A felhasznált adalékanyag dunai homokos kavics volt. A maximális szemcseátmérő  $D_{max} = 30$  mm. Az adalékanyag tehát eleget tett a

$$D_{max} \leq \frac{d}{4} \text{ RILEM előírásnak. A felhasznált ada-}$$

lékanyagot 4 frakcióból tettem össze. Az adalékanyag I—II. o. volt. Az egyes keverékek adalékanyagának finomsági modulusait az 1. ábrán ábrázoltam.



1. ábra

### 2.3 Cementminőség

A kísérletekhez 500-as lábatlani portland-cementet használtam.

### 2.4 Víz

A keverővíz ivóvíz volt. Az adagolás mértéke az egyes keverékeknél előre meghatározott és

állandó volt. A vízcementtényező értéke  $\frac{V}{C} = 0,30—0,60$  között változott. A keverékek kon-



zisztenciája a földnedves és plasztikus határok között változott.

## 2.5 Adagolás

A betonkeverék összetevőit súlyszerint adagoltam.

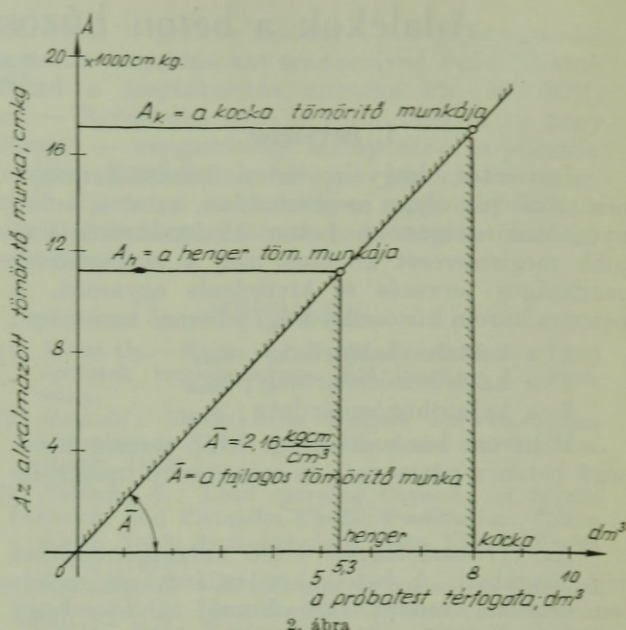
## 2.6 Bedolgozás, tömörítés

A bedolgozás és a tömörítés kézi munkával történt. A tömörítés egységre eső munkája mind a kockáknál, mind a hengereknél ugyanaz volt (lásd 2. ábrát). A tömörítés mértékét a szabványos 20 cm élhosszúságú kocka fajlagos tömörítő munkája szolgáltatta. A kockákat két rétegben, a hengereket három rétegben tömörítettük.

A betonminőség B.100—B.560 között változott (6. ábra).

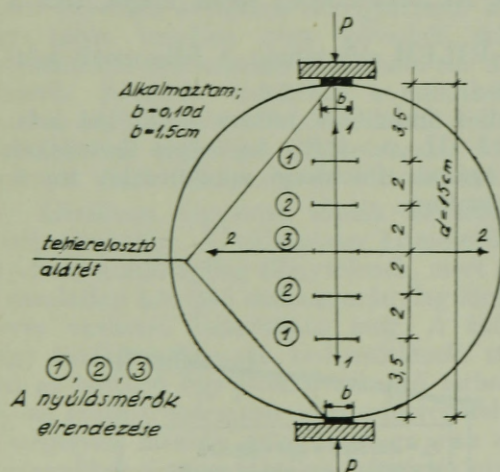
## 2.7 Az $\varepsilon_2$ keresztirányú nyúlások mérése a fekvő hengerek véglapjain

A VI. jelzésű csoport 3 hengerének véglapjain elektromos ellenállásos nyúlásmérőket helyeztünk el, a 3a ábra szerinti elrendezésben. Nyúlásmérőkkel felszerelt hengereket mutat be a 4. ábra. A függőleges terhelési síkban vízszintesen elhelyezett 5 db nyúlásmérő a terhelés során a 3b, c ábrán vázolt átlagértékeket

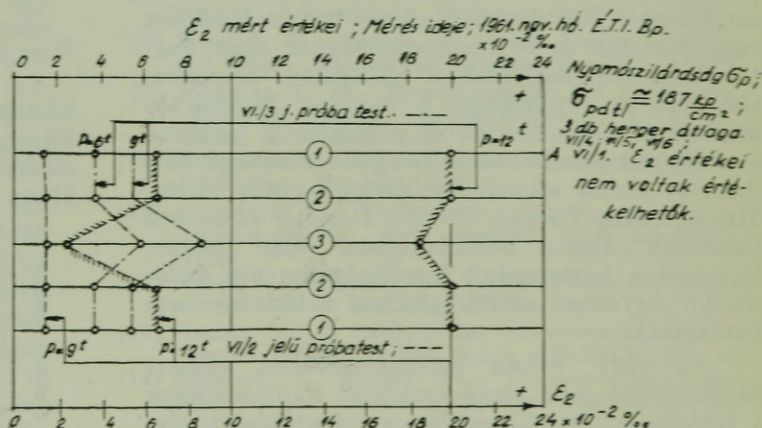


szolgáltatta. (A mérés ideje 1961. november hónap, helye ÉTI Bp.) E kis számú nyúlásmérés is szembetűnően mutatja, hogy a terhelési sík

3. a ábra.

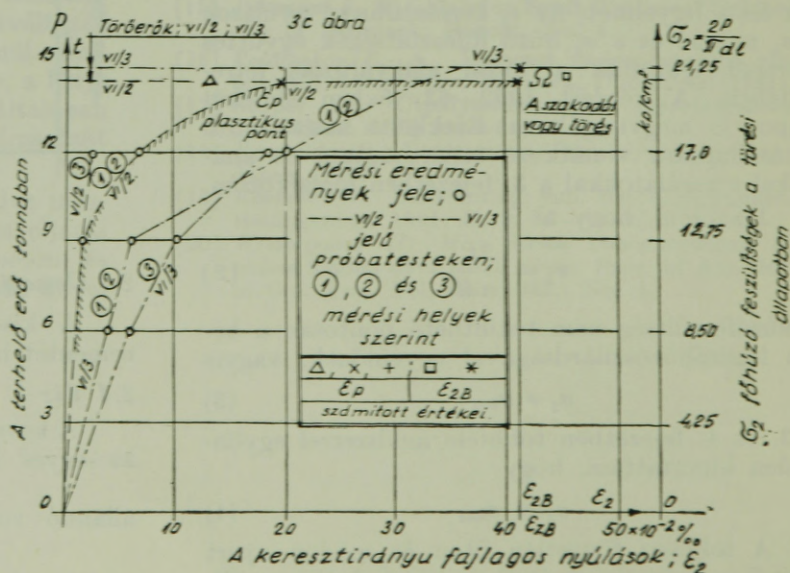


3. b ábra



Az  $\varepsilon_p$  és  $\varepsilon_{zB}$  számított értékei.

| Egyes szerzők szerint                                                 | $\varepsilon_p$ | $\varepsilon_{zB}$ |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------------|--------------------|
| $G_p = 187 \text{ kp/cm}^2$ , -re                                     |                 |                    |
| Emperger - Palotás;                                                   | $\Delta$        |                    |
| $\varepsilon_p = 0,001 \sqrt{G_p} \cdot \frac{1}{10}$ ; $C=100$       | 15,70           |                    |
| Brandtzaeg - Palotás;                                                 | x               |                    |
| $\varepsilon_p = \frac{2 G_p}{95500 + 520 G_p} \cdot \frac{1}{10}$    | 19,50           |                    |
| Fäger - Palotás;                                                      | x               |                    |
| $\varepsilon_p = 0,14 \sqrt{G_p} \cdot \frac{1}{10}$ ;                | 19,10           |                    |
| $\varepsilon_{zB} = \frac{56}{\sqrt{G_p}} \cdot \frac{1}{10} \%$      |                 | 41,1               |
| Ros-Eichinger-Palotás                                                 |                 |                    |
| $\varepsilon_{zB}^* = (3,50 + \frac{200}{G_p}) \cdot \frac{1}{10} \%$ |                 | 45,70              |
| Holland Kutatók-Palotás                                               | +               |                    |
| $\varepsilon_p = \sqrt{G_p} / 210 \cdot \frac{1}{10} \%$              | 9,40            |                    |



3a, b és c ábra



mentén az  $\varepsilon_2$  nyúlások a kéttengelyű feszültség-állapot hatására jönnek létre. Ezért a beton hasítóhúzószilárdságát nem lehet csupán  $\sigma_2$  fő húzófeszültséggel azonosítani. A törés vagy hasadás — itt mint rideg törés — a maximális keresztirányú nyúlások helyén fog megindulni. Véleményem szerint a betonhenger hirtelen kettéhasadását egy helyi törés vezeti be.

A beton heterogén volta és egyéb hiányosságok miatt a mért  $\varepsilon_2$  nyúlások nem egyeznek meg tökéletesen az elméletileg meghatározható  $\varepsilon_2$  értékekkel. Az  $\varepsilon_2$  nyúlások tendenciája azonban egyértelműen utalt az említettekre (3. ábra és táblázata).

## 2.8. Az állóhengerek összenyomódása

Ugyancsak a VI. jelzésű csoportba tartozó hengerekből 3 db-on az alkotók mentén helyeztünk el 4—4 db nyúlásmérőt. A szimmetrikusan elrendezett nyúlásmérőkkel mértük az álló helyzetben nyomott hengerek fajlagos összenyomódását (5. ábra). Így azonos minőségű betonon mértük nyomásra és húzásra a fajlagos alakváltozásokat. A kapott diagramok igazolták, hogy a beton rugalmassági modulusza húzásra és nyomásra közel egyenlőnek tekinthető; összhangban [1] 246 oldallal, vagyis

$$E_{BD} \cong E_{BZ} \cong E \dots \quad (6)$$

### 2.9. A törési eredmények:

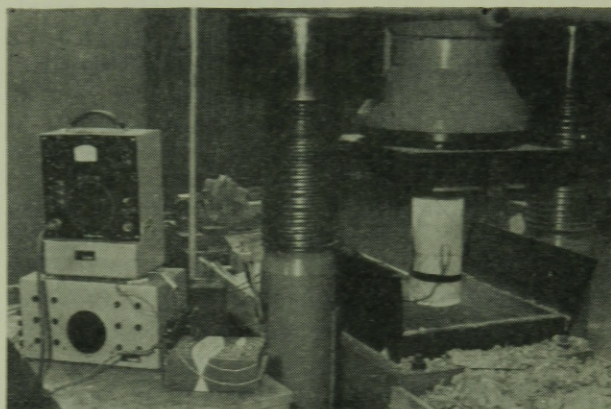
A 6. ábrán grafikusan szemléltetjük a henger törési eredményeit. A feltüntetett eredmények átlagértékek. Saját kísérleti értékeim, más szerzők eredményeivel — Wright, Gyengő és mások [1], [2], [3], [5] — is összhangban vannak. Méréseim egy részét statisztikusan is értékeltem. Megállapítható volt, hogy azok Wright [5] méréseihez hasonló megbízhatósággal rendelkeznek. (Lásd a 6. ábra táblázatát.)

A mérések jellemző pontjait egy alsó burkoló görbével határoltam le. Ennek az alsó burkológörbének az egyenlete implicit alakban

$$\sigma_p = \left(7 + \frac{1}{5} \sigma_2\right) \sigma_2 \quad (7)$$



4. ábra



5. ábra

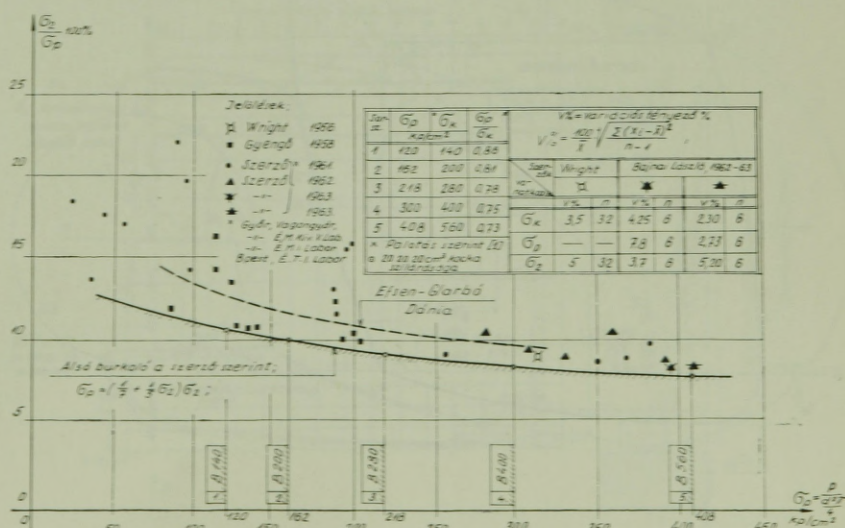
és explicit alakban

$$\sigma_2 = -17,50 + \sqrt{306,2 + 5\sigma_p} \quad (8)$$

A fekvőhengerek törésénél teherelosztónak kemény farostlemez alkalmaztam ( $b = 0,10$ ,  $d = 1,50$  cm széles és 3 mm vastag volt).

### 3. Az alkotók mentén terhelt betonhenger hasadá- sának vizsgálata

A bevezetőben már említettem, hogy a hasadást az eddigiekben egy lineáris feszültségállapot eredményének fogták fel. Maga a fennálló síkbeli



6. ábra



feszültségállapot ismert tény, nem vizsgálták azonban részletesebben a kéttengelyű feszültségállapotnak a törésre gyakorolt hatását. Minthogy bizonyos határok között a betont is a rugalmas anyagok körébe soroljuk, a törési határállapotot is a feszültség—alakváltozási összefüggésében kell vizsgálnunk.

### 3.1. A törési elméletekről

#### 3.11. A Mohr-féle törési elmélet

Otto Mohr az 1910-es években fejtette ki az általánosan ismert és elterjedt elméletét. A Mohr-féle burkológörbék a

$$\tau_n = f(\sigma_n) \quad (9)$$

függvénykapcsolatot ábrázolják.

A törés a csúszó felületek mentén a maximális nyírófeszültség  $\tau_n$  hatására lép fel, melyhez tartozó normál feszültség a  $\sigma_n$ . E feszültségpárral definiált görbék alakja anyagonként más és más. E kérdéssel kapcsolatban a felfogásom az, hogy a változó minőségű betonokat más és más anyagnak kell tekinteni, mert a beton húzószilárdságának és nyomószilárdságának a viszonya nem állandó. A változó minőségű betonok nem ábrázolhatók egyetlen Mohr-féle burkolóval, mert e burkolók a beton minőségétől is függenek.

#### 3.12. A De Saint-Venant-féle törési elmélet

De St. Venant az anyag tönkremenését, szakadását a hosszirányú, fajlagos nyúlás (megrövidülés) határértékével jellemzi.

A fajlagos nyúlásnak  $\varepsilon$  egy az anyagra jellemző érték —  $\varepsilon_{\max}$  — alatt kell lennie. A redukált fajlagos nyúlásnak —  $\varepsilon_{rm}$  — és a Hooke-törvénynek az alkalmazásával, a kéttengelyű feszültségállapot redukált (törő) szilárdsága a

$$\sigma_r = \sigma_2 + \frac{1}{m} \sigma_1 \quad (10)$$

feszültségi összefüggést adja [12].

$\sigma_r$  = a redukált vagy törő feszültség  
kp/cm<sup>2</sup>,

$\sigma_1, \sigma_2$  = a főfeszültségek kp/cm<sup>2</sup>,

$m$  = a Poisson-féle szám.

### 3.13. A Beltrami-féle energiaelmélet

Beltrami a törést a fajlagos alakváltozási munka határértékeként adja meg.  $\lambda_0$  [12].

Lineáris feszültségállapotban

$$\lambda_0 = \frac{\sigma_0^2}{2E} \quad (11)$$

és kéttengelyű feszültségállapotban

$$\lambda_0 = \frac{1}{2E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \frac{2}{m} \sigma_1 \sigma_2) \quad (12)$$

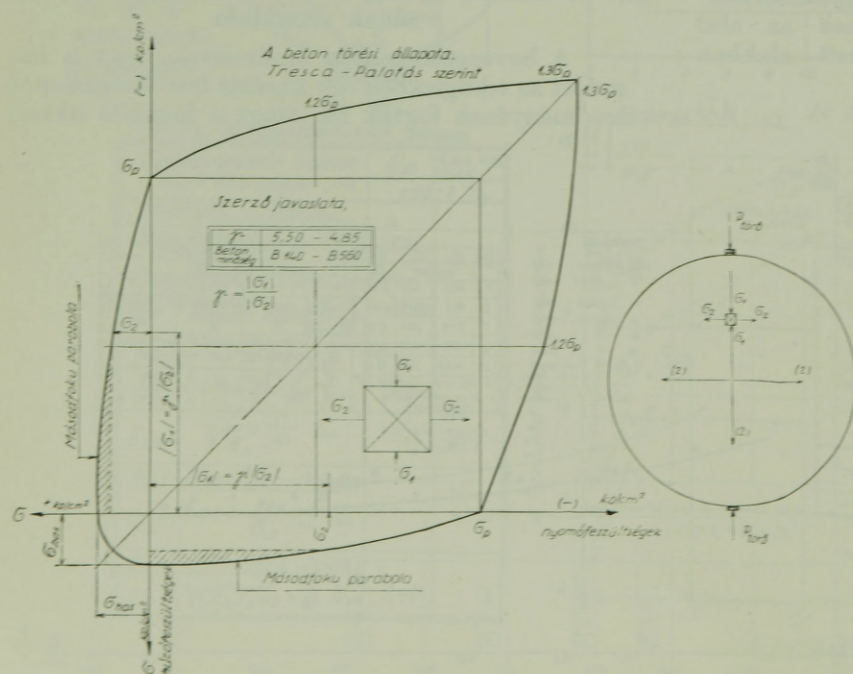
### 3.14. A Tresca—Palotás-féle elmélet

A kéttengelyű feszültségállapot Tresca-féle törési elméletét Palotás a betonra módosította [1]. A törést előidéző feszültségállapotot a kísérletek alapján másodfokú görbékkel jellemzi. ([1] 231. oldal VI/53/b ábra.)

Ez az értékelő eljárás a felsoroltak (3.11—3.13) fejlődéseként fogható fel, mivel szintézisben foglalja össze azok eredményét (7. ábra).

### 3.3. Szerző által javasolt eljárás a betonhenger hasító-törésének elemzéséhez

Ha a variációs szemlélet alapján feltesszük a kérdést: *mi a feltétele annak, hogy az alkotók mentén terhelt betonhenger törése (hasadása) egy minimális tehernövekedés hatására már bekövetkezzék*, akkor szükségszerűen el kell jutnunk a terhelési sík mentén fellépő  $\varepsilon_2$  keresztirányú nyúlások vizsgálatához. Az  $\varepsilon_2$  harántnyúlások a kéttengelyű feszültségállapot hatására lépnek fel. A törés kezdete legnagyobb valószínűséggel az  $\varepsilon_2 \max$  helyére tehető. A hasadó törés rideg törésként lép fel, mely helyi törésként indul meg és a folyamat a szakadó felület mentén nagy sebességgel játszódik le.



7. ábra



### 3.31. Jelölések

- $d$  = a betonhenger átmérője, cm  
 $l$  = a betonhenger hossza, cm,  
 $x$  = egy vizsgált elem távolsága a közelebbi erő támadáspontjától, cm,  
 $\xi = \frac{x}{d}$ ; arányszám, változó,  
 $\xi_D$  = arányszám, betononként változó érték, mely a töréskezdet helyét jelöli,  
 $\Omega$  = a töréskezdet,  
 $\sigma_1$  = fő nyomófeszültség kp/cm<sup>2</sup>,  
 $\sigma_2$  = fő húzófeszültség, kp/cm<sup>2</sup>,  
 $m$  = a beton Poisson-féle száma,  
 $\mu = \frac{1}{m}$ ; a beton harántnyúlási tényezője,  
 $\varepsilon_2$  = a keresztirányú fajlagos nyúlás,  
 $\varepsilon'_2$  = a keresztirányú fajlagos nyúlás a  $\sigma_2$  fő húzófeszültség hatására,  
 $\varepsilon''_2$  = a keresztirányú fajlagos nyúlás a  $\sigma_1$  fő nyomófeszültség hatására  
 $b$  = a teherelosztóléc szélessége, cm  
 $\alpha = 2 \arctang \frac{b}{2x}$ ;  
 $\sigma_p$  = a betonhenger vagy prizma szilárdsága, kp/cm<sup>2</sup>,  
 $\sigma_{has}$  = a beton hasítóhúzószilárdsága, kp/cm<sup>2</sup>,  
 $\sigma_k$  = a beton 28 napos kockaszilárdsága kp/cm<sup>2</sup>  
 $\varepsilon_p$  = a plasztikus ponthoz tartozó fajlagos nyúlásérték a  $\sigma_2 - \varepsilon_2$  diagramban,  
 $\varepsilon_{ZB} = \varepsilon_{2B}$  = a beton törési nyúlása a húzás esetére,  
 $\gamma$  = arányossági szám.

### 3.32. Közelítő feltevések

- 3.321. A beton homogén, izotrop,  
 2. A beton elasztoviszkózus anyag ([1] 236. oldal).  
 3. Az elemi körtácsák mentén kéttengelyű feszültségállapot uralkodik  $\sigma_1 \neq 0$ ;  $\sigma_2 \neq 0$ ;  $\sigma_3 = 0$ .  
 4. A beton az  $\varepsilon_2 \leq \varepsilon_p$  tartományban rugalmas és követi a HOOKE-törvényt.  
 5. A törést  $\Omega$  helyi törés ( $\xi_D$ ) vezeti be.  
 6. A beton fajlagos húzó-törési nyúlásértéke a nagyobb szilárdságú betonoknál (B.300—B.600) egyenlő a plasztikus ponthoz tartozó nyúlással.

$$\varepsilon_p \cong \varepsilon_{ZB}$$

7. A feszültség-nyúlási folyamat  $\sigma_2 - \varepsilon_2$  nem reverzibilis.  
 8. A henger elemi körtácsákból van összetéve.

### 3.33. A töréskezdet $\xi_D$ helyének meghatározása az $\varepsilon_{2\max}$ helyén

Az  $\varepsilon_2$  nyúlások alakulása elsősorban a terhelő erő nagyságától, a beton minőségétől és a teherelosztóléc szélességétől függ.

A 8. ábra két különböző minőségű beton közelítő  $\varepsilon_2$  diagramját tünteti fel. A feltételezés szerint a hasadás vagy törés az  $\varepsilon_{2\max}$  helyén ( $\xi_D$ ) indul meg.

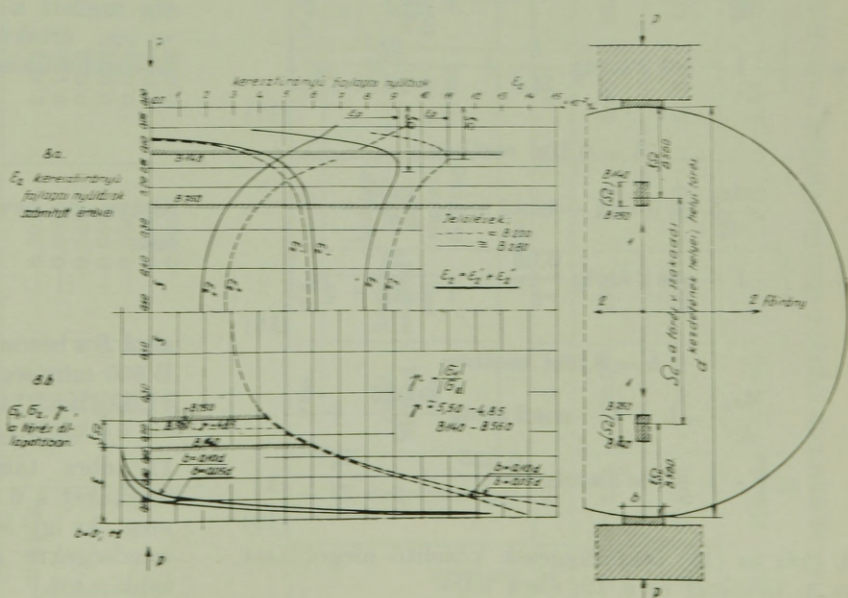
Első feladat tehát az  $\varepsilon_{2\max}$  helyének meghatározása szilárdságtani és analitikai alapon. A  $\sigma_1$  és  $\sigma_2$  főfeszültségeket a terhelési síkban az  $x$  függvényében kifejezve;

$$\sigma_1 = \frac{2P}{\pi dl} \left[ -1 + \frac{d}{2b} (\alpha + \sin \alpha) + \frac{1}{1 - \frac{x}{d}} \right] \quad (9)$$

és

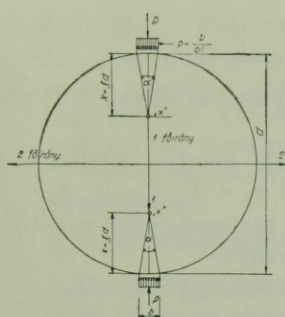
$$\sigma_2 = \frac{2P}{\pi dl} \left[ 1 - \frac{d}{2b} (\alpha - \sin \alpha) \right]$$

ahol  $\alpha = 2 \arctg \frac{b}{2x}$ ; ([5] 91 oldal.)

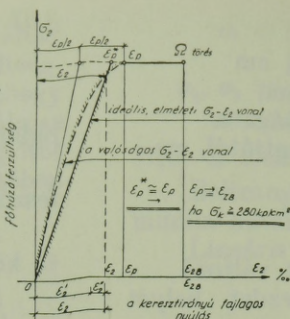
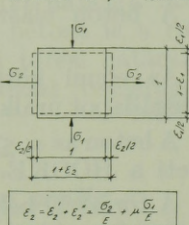


8. ábra





a rugalmas elem alak-  
változása az  $x$ - $y$  síkban



9. ábra

és az  $\epsilon_2$  keresztirányú főnyúlás (9. ábra)

$$\epsilon_2 = \epsilon_2' + \epsilon_2''; \quad (13)$$

ahol  
illetőleg

$$\epsilon_2' = \frac{\sigma_2}{E}; \quad \text{és} \quad \epsilon_2'' = \mu \frac{\sigma_1}{E}$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E} (\sigma_2 + \mu \sigma_1) \quad (14)$$

Az  $\epsilon_{2\max}$  hely meghatározása egy extrémum feladat megoldását jelenti.  $\epsilon_{2\max}$  ott van, ahol  $\frac{d\epsilon_2}{dx} = 0$ .

Ehhez részletesen felírjuk és deriváljuk a (14) összefüggést:

$$\begin{aligned} \frac{d\epsilon_2}{dx} = \frac{2P}{\pi dl} \frac{1}{E} \left\{ \frac{-d}{2b} \left[ \frac{-4b}{4x^2 + b^2} + \cos 2 \arctg \frac{b}{2x} \cdot \frac{4b}{4x^2 + b^2} \right] + \right. \\ \left. + \mu \left[ \frac{d}{2b} \left( \frac{-4b}{4x^2 + b^2} - \cos 2 \arctg \frac{b}{2x} \cdot \frac{4b}{4x^2 + b^2} \right) + \frac{d}{d^2 - 2x + x^2} \right] \right\} \end{aligned} \quad (15)$$

a (15) összefüggést 0-val egyenlővé téve továbbá a  $x = \xi d$  érték helyettesítésével nyerjük

$$\begin{aligned} 0 = \frac{d\epsilon_2}{d\xi} = 1 - \cos 2 \arctg \frac{b}{2\xi d} + \\ + \mu \left[ -1 - \cos 2 \arctg \frac{b}{2\xi d} + \frac{2\xi^2 + \frac{b^2}{2d^2}}{1 - 2\xi + \xi^2} \right]; \end{aligned} \quad (16)$$

összefüggést, ahol  $b = (0,05-0,10) d$  között változik. Ekkor

$$\frac{b^2}{2d^2} \approx 0$$

és

$$\begin{aligned} \frac{d\epsilon_2}{d\xi} = 0 = 1 - \cos 2 \arctg \frac{b}{2\xi d} + \\ + \mu \left[ -1 - \cos 2 \arctg \frac{b}{2\xi d} + \frac{2\xi^2}{1 - 2\xi + \xi^2} \right] \end{aligned} \quad (17)$$

$b = 0,10d$  esetben ;

$$\begin{aligned} \frac{d\epsilon_2}{d\xi} = 0 = 1 - \cos 2 \arctg \frac{0,05}{\xi} + \\ + \mu \left[ -1 - \cos 2 \arctg \frac{0,05}{\xi} + \frac{2\xi^2}{1 - 2\xi + \xi^2} \right] \end{aligned} \quad (18)$$

$b = 0,05d$  esetben

$$\begin{aligned} \frac{d\epsilon_2}{d\xi} = 0 = 1 - \cos 2 \arctg \frac{0,025}{\xi} + \\ + \mu \left[ -1 - \cos 2 \arctg \frac{0,025}{\xi} + \frac{2\xi^2}{1 - 2\xi + \xi^2} \right] \end{aligned} \quad (19)$$

A (18) és (19) összefüggések közelítő megoldását az 1. táblázat és a 10. ábra adja.

E közelítő nomogramos megoldás a műszaki gyakorlat számára általánosan használható és célszerű módszer. Az  $\epsilon_{2\max}$  helye a  $\xi_0$  értéke a görbék metszéspontjában van és az ábráról leolvasható.

A kísérletek azt igazolják, hogy az elméleti és tapasztalati maximumok nem esnek tökéletesen össze. Ezért a kísérletek alapján kisebb korrekciót hajtottam végre. (Lásd 8. ábrát.) ([10] 23. ábra.) A nagyobb szilárdságú (B.300—B.560) betonoknál a korrekcióra nincs szükség, mert ezek jobban megközelítik az ideálisan rugalmas anyagot, mint a kisebb szilárdságú betonok [1], [4].

### 3.34. A beton hasítóhúzószilárdsága

Az elemi betonrészecskére a  $\sigma_2$  fő húzófeszültség mellett a  $\sigma_1$  fő nyomófeszültség is hat.  $\sigma_1 = \gamma \sigma_2$  értékűnek tekinthető (lásd 7. ábrát). A hasítóhúzószilárdság ezek szerint

$$\sigma_{has} = \sigma_2 \frac{\sigma_p^2}{\sigma_p^2 - (\gamma \sigma_2)^2}; \quad (20)$$

illetve, ha bevezetjük a beton kockaszilárdságát, lesz

$$\sigma_{has} = 2\sqrt{\sigma_K} - B; \quad (21)$$

ahol  $B$  a beton minőségétől függő tényező. B.140—B.560 minőségű betonokra közelítően  $B = 4,50-11,00$  (lásd 11. ábrát).

A  $\sigma_{has}$  értékeket néhány betonminőségre a 11. ábra táblázatában foglaltam össze. A  $\sigma_2$  értékeket a 6. ábra alsó burkolójából határoztam meg. Az így leszarmaztatott  $\sigma_{has}$  értékek a betonminőségekre alsó értéknek tekinthető. (Lásd 3. táblázatot.)



| $b$    | $\xi$ | $\cos 2 \arctan \frac{b}{tg 2\xi d}$ | $1 + (2)$ | $-1 + (2)$ | $\frac{2\xi^2}{1-2\xi^2+\xi^2}$ | $(4) + (5)$ | $\mu \times (6)$ |          |                     |         |         |
|--------|-------|--------------------------------------|-----------|------------|---------------------------------|-------------|------------------|----------|---------------------|---------|---------|
| (0)    | (1)   | (2)                                  | (3)       | (4)        | (5)                             | (6)         | 0,20             | 0,15     | (9)                 | (10)    | (11)    |
|        |       |                                      |           |            |                                 |             |                  |          | $\mu = \frac{1}{m}$ |         |         |
| 0,10d  | 0,05  | 0                                    | 1         | -1         | 0,0056                          | -0,9954     | -0,1991          | -0,1493  | -0,0995             | -0,0497 | -0,0099 |
|        | 0,10  | -0,603                               | 0,397     | -1,603     | 0,0246                          | -1,5784     | -0,3156          | -0,2336  | -0,1578             | -0,0758 | -0,0158 |
|        | 0,15  | -0,796                               | 0,204     | -1,796     | 0,062                           | -1,7340     | -0,3468          | -0,2601  | -0,1734             | -0,0867 | -0,0173 |
|        | 0,20  | -0,882                               | 0,118     | -1,882     | 0,125                           | -1,757      | -0,3514          | -0,2635  | -0,1757             | -0,0878 | -0,0176 |
|        | 0,30  | -0,946                               | 0,054     | -1,964     | 0,367                           | -1,579      | -0,3158          | -0,2368  | -0,1579             | -0,0789 | -0,0158 |
|        | 0,40  | -0,969                               | 0,031     | -1,969     | 0,890                           | -1,079      | -0,2158          | -0,1619  | -0,1079             | -0,0540 | -0,0108 |
|        | 0,50  | -0,980                               | 0,018     | -1,980     | 2,000                           | +0,020      | +0,0040          | +0,0030  | 0,0020              | 0,0010  | 0,0002  |
| 0,05 d | 0,05  | -0,598                               | 0,402     | -1,598     | 0,0056                          | -1,5924     | -0,3184          | -0,2388  | -0,1592             | -0,0796 | -0,0159 |
|        | 0,10  | -0,882                               | 0,118     | -1,882     | 0,246                           | -1,8574     | -0,3714          | -0,2785  | -0,1857             | -0,0928 | -0,0186 |
|        | 0,15  | -0,946                               | 0,054     | -1,946     | 0,062                           | -1,884      | -0,3768          | -0,2826  | -0,1884             | -0,0942 | -0,0188 |
|        | 0,20  | -0,969                               | 0,031     | -1,969     | 0,125                           | -1,844      | -0,3688          | -0,2786  | -0,1844             | -0,0942 | -0,0184 |
|        | 0,30  | -0,986                               | 0,014     | -1,986     | 0,367                           | -1,619      | -0,3238          | -0,2428  | -0,1619             | -0,0809 | -0,0162 |
|        | 0,40  | -0,992                               | 0,008     | -1,992     | 0,890                           | -1,102      | -0,2204          | -0,1653  | -0,1102             | -0,0551 | -0,0110 |
|        | 0,50  | -0,995                               | 0,005     | -1,995     | 2,000                           | 0,005       | 0,0010           | -0,00075 | 0,0005              | 0,00025 | 0,0000  |

## 2. táblázat

| Sorszám            | További adatok az egyes burkolók megismeréséhez |                    |                |            |            |          |                              |       |            |            |                    |       |            |       |       |       |                      |    |
|--------------------|-------------------------------------------------|--------------------|----------------|------------|------------|----------|------------------------------|-------|------------|------------|--------------------|-------|------------|-------|-------|-------|----------------------|----|
|                    | Betonminőség                                    |                    | $\sigma_{huz}$ | $\sigma_K$ | $\sigma_p$ | $\gamma$ | $(\sigma_1)(\gamma\sigma_2)$ |       | $\sigma_2$ | Alkalmazás |                    |       |            |       |       |       |                      |    |
|                    |                                                 |                    |                |            |            |          | a törőteherből               |       |            |            |                    |       |            |       |       |       |                      |    |
|                    |                                                 |                    |                |            |            |          | nyomó                        | húzó  |            |            |                    |       |            |       |       |       |                      |    |
|                    |                                                 |                    |                |            |            |          |                              |       |            |            |                    |       |            |       |       |       |                      |    |
| Kp/cm <sup>2</sup> |                                                 | Kp/cm <sup>2</sup> |                |            |            |          |                              |       |            |            | Kp/cm <sup>2</sup> |       | Megjegyzés |       |       |       |                      |    |
| 1                  | 2                                               | 3                  | 4              | 5          | 6          | 7        | 8                            | 9     | 10         | 11         | 12                 | 13    |            | 14    | 15    | 16    | 17                   | 18 |
| 1.                 | B 280                                           | —26,00             | 280            | 218        | 5,30       | 105,5    | —19,90                       | 89,50 | 63,50      | 0,99       | —3,70              | 42    |            | 46,0  | 0,212 | 35,5  | 68,5                 |    |
| 2.                 | B 400                                           | —30,70             | 400            | 300        | 5,15       | 129      | —25                          | 103   | 68,60      | 1,12       | —5,20              | 51,20 |            | 57,0  | 0,190 | 46,50 | 80                   |    |
| 3.                 | B 560                                           | —35,80             | 560            | 408        | 4,85       | 150      | —30,90                       | 116,— | 72,50      | 1,25       | —11                | 56    | 71,0       | 0,174 | 52,0* | 95,5  | * kp/cm <sup>2</sup> |    |

\* Az egyszerűség végett a húzófeszültségek — (negatív) előjelűek.



## A szerző javaslata alapján

| Sor-szám | Beton-minőség | Prizma szilárd-ság<br>$\sigma_p$ | Húzó-feszült-ség<br>$\sigma_2$ | Hasító húzó szilárd-ság<br>$\sigma_{has}$ | $\delta = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ | $\frac{\sigma_{has}}{\sigma_2} \cdot 100$ | $\frac{\sigma_{has}}{\sigma_K}$ | $\frac{\sigma_{has}}{\sigma_p}$ | $\begin{matrix} * \sigma_{huz} \cong \sigma_{has} \\ \text{Palotás szerint} \\ 0,093 \sigma_p \\ \text{kp/cm}^2 \end{matrix}$ |
|----------|---------------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|          |               | kp/cm <sup>2</sup>               |                                |                                           |                                      |                                           |                                 |                                 |                                                                                                                               |
| 1.       | B 140         | 120                              | 12,60                          | 19,10                                     | 5,50                                 | 151                                       | 0,137                           | 0,159                           | 11,20                                                                                                                         |
| 2.       | B 200         | 162                              | 15,90                          | 22,40                                     | 5,40                                 | 141                                       | 0,112                           | 0,139                           | 15,—                                                                                                                          |
| 3.       | B 280         | 218                              | 19,90                          | 25,90                                     | 5,30                                 | 131                                       | 0,093                           | 0,119                           | 20,20                                                                                                                         |
| 4.       | B 400         | 300                              | 25,00                          | 30,70                                     | 5,15                                 | 123                                       | 0,0765                          | 0,103                           | 27,90                                                                                                                         |
| 5.       | B 560         | 408                              | 30,90                          | 35,80                                     | 4,85                                 | 116                                       | 0,064                           | 0,088                           | 37,80                                                                                                                         |

(\* [1] 222. oldal)

Ha a  $\frac{\sigma_{has}}{\sigma_2} \cdot 100$  arányt a B.140—B.560 beton-minőségek esetében vizsgáljuk, azt találjuk, hogy az 151%—116% közé esik. Tehát igazoltuk, hogy

$$\sigma_{has} \gg \sigma_2 \quad (4)$$

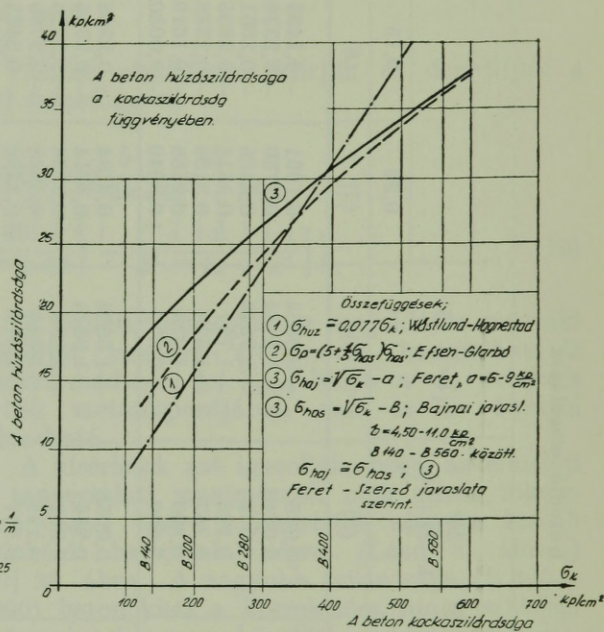
Más szerzők a beton húzószilárdságára az alábbi összefüggéseket adják meg:

a)  $\sigma_{huz} \cong k \sigma_K$

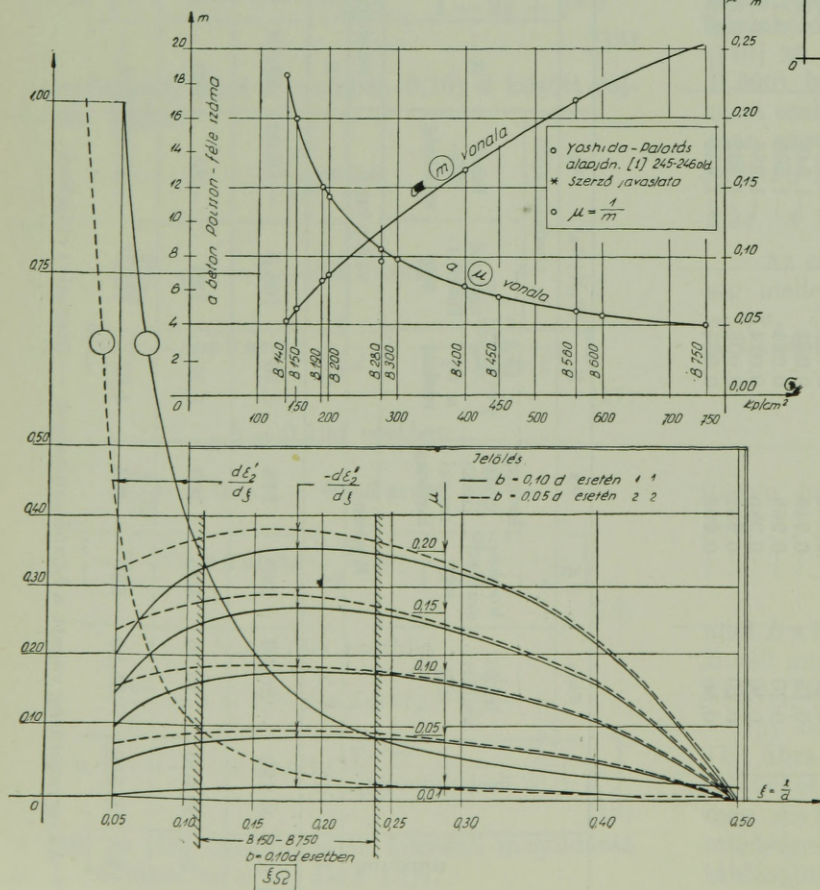
ahol  $K$  arányossági faktor, Wästlund és Hognestad szerint átlagosan 0,077, Guyon szerint

$$K = \frac{1}{30} - \frac{1}{8} \quad [11]$$

b)  $\sigma_{has} = a \sigma_p^c$

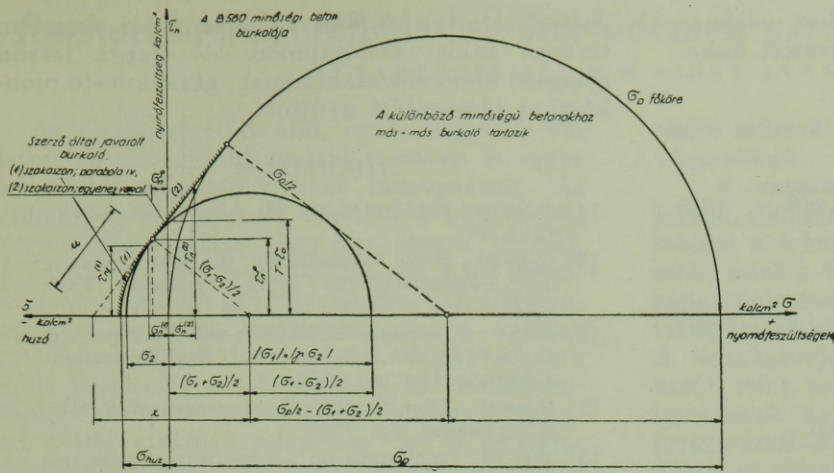


11. ábra



10. ábra





ahol

|                  | a     | c     |
|------------------|-------|-------|
| Akazawa szerint  | 0,396 | 0,730 |
| Carneiro szerint | 0,335 | 0,737 |

(lásd [2] 108. oldal.)

$$c) \quad \sigma_p = \left( A + \frac{1}{D} \sigma_{has} \right) \sigma_{has}$$

ahol

|                      | A | D               |
|----------------------|---|-----------------|
| Efsen—Glarbó szerint | 5 | 5 [2] 108 oldal |
| Gyengő szerint       | 6 | 5 [4]           |
| Szerző szerint       | 7 | 5 [14]          |

d) Feret szerint

$$\sigma_{haj} = 2\sqrt{\sigma_k} - a \quad [1]$$

ahol  $a = 6—9 \text{ kp/cm}^2$  a betonminőség szerint.  
Hummel szerint;

$$\sigma_{haj} = \sqrt[3]{\sigma_k^2} \quad [1]$$

és módosított Hummel—szovjet formula szerint

$$\sigma_{haj} = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\sigma_k^2} \quad [1]$$

és Palotás által módosított Hummel—Palotás

formula szerint;

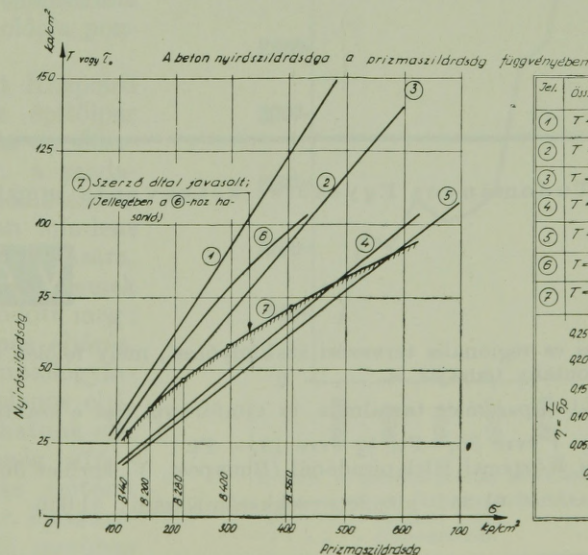
$$\sigma_{haj} = 0,75 \sqrt[3]{\sigma_k^2} \quad [1]$$

A beton húzószilárdságának értékelésében meglevő nagymérvű szétartás a különböző vizsgálati módoknak és értékelő eljárásoknak az eredménye.

A 11. ábrán látható, hogy a független és egészen más úton levezetett hasítóhúzószilárdsági értékeim közel fedésben állnak Feret korábbi hajlítóhúzószilárdsági értékeivel.

#### 4. A különböző minőségű betonok Mohr-féle burkológörbéiről

Ismeretes, hogy a különböző minőségű anyagok Mohr-féle burkolója más és más alakú. E megfontolásból következik, hogy a különböző minőségű betonok egyetlen burkolóval nem jellemezhetők hűen. Eme alapelvek és az előzőekben bemutatott kísérleteim alapján néhány betonminőséghez a Mohr-féle burkológörbék adatait a 2. táblázatban foglaltam össze. A 12. ábrán a burkoló görbék általam javasolt szerkesztését is bemutatom. Ebben az ábrázolási módban a burkolót a „ $\sigma_{has} - \sigma_p$ ” szakaszon két részből, úgy mint egy parabolaív és egy egyenes szakaszból tettem össze, melyek érintőlegesen csatlakoznak



13. ábra

| Jel. | Összefüggések                              | Szerzők nevei                         |
|------|--------------------------------------------|---------------------------------------|
| 1    | $T = 0,306 G_p$                            | Köpeke—Marsch [1]                     |
| 2    | $T = 0,229 G_p$                            | Seybold ▲ 220. oldal                  |
| 3    | $T = 0,226 G_p$                            | Leon—Mohr ◊                           |
| 4    | $T = 0,16 G_p$                             | Chalas ◻                              |
| 5    | $T = 0,153 G_p$                            | Mohr ◊                                |
| 6    | $T = (1 - \frac{G_p}{2000}) \frac{K_p}{4}$ | Palotás                               |
| 7    | $T = \eta G_p$                             | Szerző javaslatára $\eta$ a 12. ábrán |



és érintik az egyes törési állapotokat jellemző főköröket. A burkolóra vonatkozó javasolt összefüggések ;

Az (1) szakaszon ;  
(parabolaív)

$$\tau_n^{(1)} = \frac{\tau_n^0}{\sqrt{-\sigma_{has} + \sigma_n^0}} \cdot \sqrt{\sigma_{has} + \sigma_n^{(1)}} ; \quad (22)$$

A (2) szakaszon (egyenes)

$$\tau_n^{(2)} = \left\{ \sigma_n^{(2)} + \left[ x - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \right\} \operatorname{tg} \alpha ; \quad (23)$$

és

$$x = \frac{1}{2} \frac{\sigma_p(\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1^2 - \sigma_2^2)}{\sigma_p - (\sigma_1 - \sigma_2)} ; \quad (24)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2u} ; \quad (25)$$

$$u = \sqrt{x^2 - \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2} ; \quad (26)$$

$$\sigma_n^0 = - \left( x - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - u \cos \alpha \right) ; \quad (27)$$

$$\tau_n^0 = \left( x - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sigma_n^0 \right) \operatorname{tg} \alpha ; \quad (28)$$

$$\tau_0 = T = \left[ x - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \operatorname{tg} \alpha ; \quad (29)$$

A 13. ábrán grafikusán és táblázatosan is összefoglaltam a beton tiszta nyírószilárdságára tett javaslatom és más szerzők által adott összefüggéseket.

Látható, hogy a javasolt tiszta nyírószilárdsági értékek egy felülről ellaposodó parabola szerint változnak és több szerző által megadott (Seybold, Leon-Mohr, Chalos, Mohr) értékekkel néhány pontban megegyeznek. Ez szintén a változó burkolók következménye.

## 5. Megjegyzés

Befejezésül köszönetemet fejezem ki mindazoknak a személyeknek és intézményeknek, akik és amelyek kísérleti és kutatómunkámban támo-

gattak. Legyen szabad itt köszönetet mondani tervező irodai kollégáimnak és Varga István igazgató főmérnök szaktársnak, aki e kutató munkámhoz támogatást nyújtott.

## IRODALOM

- [1] *Palotás*: Építőanyagok II. Akadémiai Kiadó Bp. 1961. év.
- [2] *Gyengő*: Neue Grundlagen für die Bestimmung der Betonfestigkeit. Acta Technica Fasciculi 1-1959.
- [3] *Zelger*: Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Betonfestigkeit. Beton und Stahlbetonbau 51. Jahrgang Heft 6. 1956.
- [4] *Gyengő—Menyhárd*: Vasbetonszerkezetek. Műszaki Könyvkiadó Bp. 1960.
- [5] *Wright*: Comments on an indirect tensile test on concrete cylinders. Magazine of Concrete Research 1956. VII.
- [6] *Frocht*: Photoelasticity Vol. II.
- [7] *Gotthard*: Neuere Methoden und Ergebnisse der Werkstoffprüfung bei Stahlbeton. Betonsteinzeitung 1959.
- [8] *Akrody*: Concrete Properties and Manufacture. Pergamon Press Oxford, London New-York, Paris, 1962.
- [9] *Narrow and É. Ullberg*: Correlation Between Tensile Splitting Strength and Flexural Strength of Concrete. Journal of the American Concrete Institute. January 1963. Proceedings V. 60. No. 1 (Suite 27—37).
- [10] *Schlech*: Die Spannungszustände beim Auflager eines Spannbetonträgers. Bild 22, Bild 23. S. 170. Beton und Stahlbetonbau Juli 1963.
- [11] *Goschy und Balázs*: Berechnung der Schub Sicherheit von Spannbetonbalken. Acta Technica Fasciculi 3—4.
- [12] *Palotás*: Mérnöki Kézikönyv I. Műszaki Könyvkiadó 1955 (511—516. o.)
- [13] *Dietrich*: Die Prüfung des Betons auf Splatzzugfestigkeit und ihre Bedeutung für die Praxis. Bauplanung-Bautechnik. 17. Ig. Heft H. 1963. C. 178—180.
- [14] *Bajnai*: Tartalékok a vasbetongerendák nyírt szakaszán. Magyar Építőipar 1962. 4. sz.
- [15] Discussion of a paper by *Israel Narrow and Erik Ullberg*: Correlation Between Tensile Splitting Strength and Flexural Strength of Concrete. Journal of the American Concrete Institut 1963. septe. 1263—1278.

Az Építőipari Tudományos Egyesület kéthavonta megjelenő lapja a

# VÁROSÉPÍTÉS

A lap városrendezési és regionális tervezési szakfolyóirat, mely felöleli e témakörben valamennyi társtudomány témáját is.

Minden szám külföldi lapszemlét tartalmaz, és vitafóruma lesz e szakterületnek.

A lap előfizetési ára: 1 évre 36,—Ft, ½ évre 18,— Ft.

Előfizethető a Posta Központi Hírlapirodánál (Budapest, V. kerület József nádor tér 1.)

Egyéni csekkszám: 61 252, közületi csekkszám: 61 066.



# A feszített betongerendás lakóházfödémek gazdaságosságának kérdései

BARKÓCZY PÁL és dr. SZŐKE GYULA

Az építőipar előtt álló, egyre nagyobb feladatok az előregyártó iparral szemben is egyre fokozottabb követelményeket támasztanak. Az építőipar egyik súlyponti feladata a lakásépítési program végrehajtása. Egy-egy ötéves tervidőszakban átlag 250 ezer lakáshoz az ÉM Beton-elemgyártó Vállalat gyáregységeinek kell a födém-szerkezeti elemeket legyártani, ami a vállalat termelésének kb. 25%-át jelenti. A távlati terv szerint körülbelül e lakások 60%-át (időszakonként kb. 150 ezret) gerendás kitöltőelemes födém-szerkezettel kívánják felépíteni. Így a gerendás födém-szerkezeteket még hosszú éveken, sőt évtizedeken át gyártani kell.

Az épületszerkezeti, és ezen belül a födém-szerkezeti elemek nagyüzemi gyártása hazánkban mindössze 15 éves múltra tekint vissza. E rövid idő alatt azonban mind mennyiség, mind választék tekintetében jelentős fejlődés állapítható meg.

A betonelemgyártó ipar egyideig csak különböző típusú *vasbeton gerendákat* készített, melyeket az építőipar keramikus kitöltőelemekkel használt fel (lásd 1. ábra). Később széles körben elterjedt a „B” jelű béléstestek és a „BH” jelű vasbeton tálcák gyártása is (lásd 2. ábra). Újabb lépést jelentett a fejlődésben a *felülbordás födempallók* gyártásának bevezetése, majd az utóbbi években a gerendagyártás mellett rátértek a nagyobb méretű alul-felül sík födempallók előállítására is (lásd 3. ábra). Ez utóbbiak a kivitelezésben lényegesen nagyobb termelékenységet biztosítanak a gerendás födémelemeknél; alkalmazásukkal jelentősen csökken az építkezések átfutási ideje.

A fejlődés másik iránya technológiai vonatkozású: az *előrefeszített szerkezetek* bevezetése a vasbeton elemgyártásba. Az előrefeszítéssel a korábban alkalmazott szerkezetekhez képest karcsúbb, könnyebb, kevesebb acélt és adalékanyagot tartalmazó elemeket lehet készíteni. Ezzel szemben magasszilárdságú acél, jobb minőségű cement és lehetőleg nedves osztályozással előkészített adalékanyag, valamint a gyártástechnológia pontos betartása szükséges.

A Magyar Szocialista Munkáspárt Központi Bizottságának 1960. június 29-i, az építőipar feladatairól szóló határozata megszabta az előregyártóipar termelésének irányvonalát: a gazdaságos, könnyű vasbetonszerkezetek előállítására. Iparágunk a határozatnak megfelelően mindent elkövetett ilyen szerkezeti elemek kialakítására.

Gyárainkban ez ideig az előrefeszített elemek előállítására kétféle technológia honosodott meg: a csúszózszaluzatos és a mozgó sablonos eljárás. Az előbbit napjainkig csupán a födempallógyártásban alkalmazták, míg a mozgó sablonos eljárással többféle vasbeton terméket állíthatunk elő.

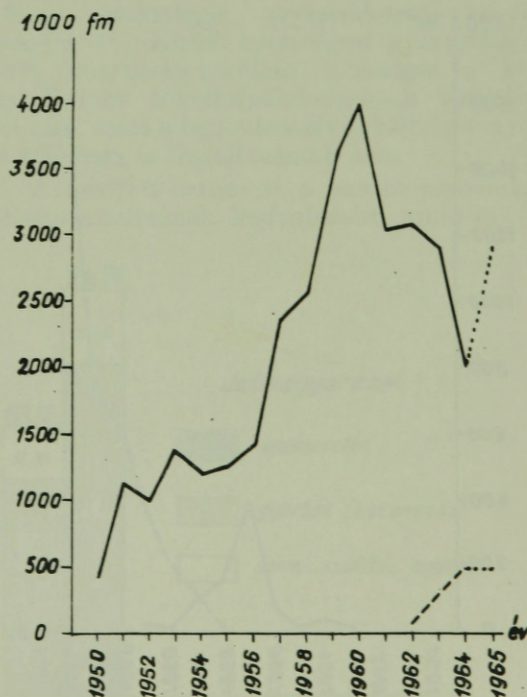
Az építőipar 20 éves távlati terve még 1975–80 között is mintegy 100 ezer lakás építését magánérőből irányozza elő. Ezeknél az építkezéseknél pedig az állami építkezésektől merőben

eltérő műszaki és gazdaságossági szempontok érvényesülnek.

A *magánépítkezések* többnyire családi-ház jellegű, földszintes épületek, melyek födém-szerkezeténél a teherbírasi követelmény lényegesen kisebb, mint a többszintes lakóépületeknél. A magánkivitelezésnél legfontosabb szempont a kifizetendő építési költség lehetőség szerinti csökkentése. A munkabérjellegű költségeket saját (családi, baráti stb.), azaz ingyenes munkaerő bevonásával igyekeznek a minimumra csökkenteni, ezért itt nem számít a munka termelékenysége, mely az állami és szövetkezeti építkezéseknél nagy fontosságú. A magánépítkező tehát minél könnyebben bedolgozható elemeket épít be, melyeket különösebb gépi berendezés nélkül, lehetőleg nem nagy létszámú munkaerővel is elhelyezhet.

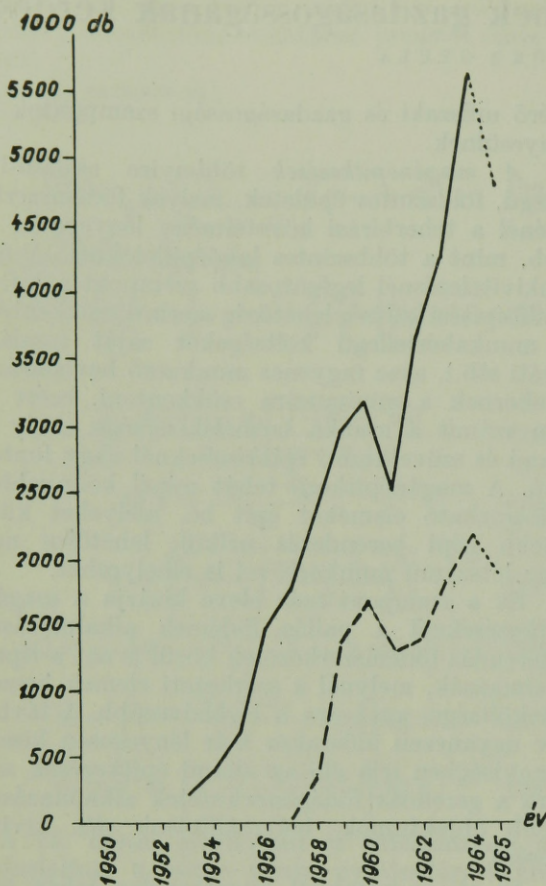
Ez a szempont már eleve kizárja a magánépítkezéseknél a pallós födémek alkalmazását. A gerendás födém-szerkezetek közül is azt a típust alkalmazzák, melynél a szerkezeti elemek beszerzési költsége, azaz ára a legkedvezőbb. A távlati terv ugyanezen időszakra már lényegesen kisebb mennyiségben írja elő az állami építkezések számára a gerendás födém-szerkezetek alkalmazását, kisebb objektumok, helyreállítások stb. kivitelezésére.

Az elmondottakból következőleg tehát foglalkoznunk kell a különféle típusú gerendás födém-szerkezetek műszaki színvonalával és gazdaságosságával, de foglalkozni kell az egyes gerenda-típusokkal külön is, mivel az előregyártó ipar



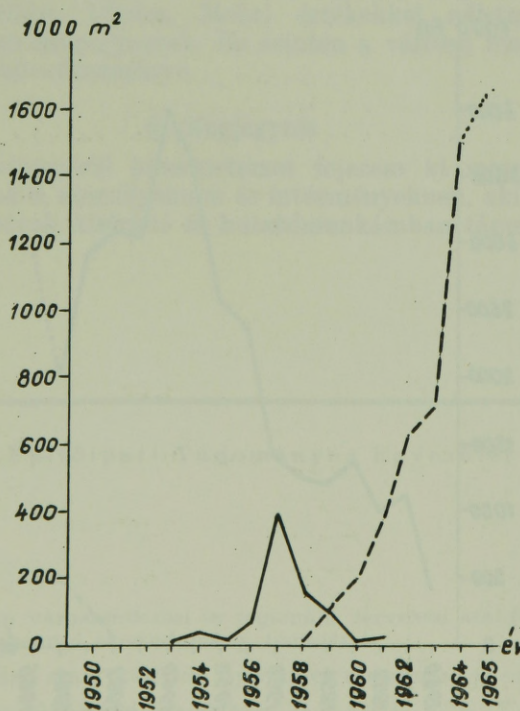
1. ábra. A gerenda-gyártás alakulása 1950–65 között  
 — vb. födémgerenda  
 - - - - - feszített beton  
 . . . . . födémgerenda terv





2. ábra. A kitöltőelem-gyártás alakulása 1950—65 között

— B elem  
- - - BH elem  
..... terv



3. ábra. A födémpláló-gyártás alakulása 1950—65 között

— vb. födémpláló  
- - - feszített beton  
..... födémpláló terv

statisztikai adatszolgáltatása szerint magán-építkezők részére nagy mennyiségben szállítunk gerendát, amit keramikus és egyéb kitöltőelemekkel építenek be.

Az állami építkezéseknél, tekintettel az ismert munkaerőhiányra, legfontosabb tényező a termelékenység kérdése, míg a magánépítkezéseknél egyedül az önköltség a döntő. Az előbbinél az önköltség végső fokon mint *népgazdasági önköltség* a legnagyobb jelentőségű, a vállalati önköltség csupán másodlagos fontosságú; az utóbbinál viszont az építkezés önköltsége az egyes szerkezeti elemekre vonatkozólag a *beszerzési árral* egyenlő. Ezért a födém szerkezeti elemek gazdaságosságánál foglalkozni kell az árkérdéssel is, különös tekintettel a magánépítetőkre.

A feszített gerenda gyártásával kapcsolatban felmerült műszaki és gazdaságossági problémák tisztázására az ÉM Betonelemgyártó Vállalat Ipargazdasági Csoportja az elmúlt év folyamán egyik tanulmányában részletesen foglalkozott e kérdéssel. A következőkben a hivatkozott tanulmány fontosabb megállapításait kívánjuk röviden ismertetni.

A Budapesti Épületelemgyárban 1961-ben létesített Weiler-féle csúszósablonos formázógéppel folytattak előrefeszített gerendagyártási kísérleteket. Ezek azonban nem jártak kedvező eredménnyel.

A sikertelen kísérletek után került sor a csoportsablonos gyártási eljárás bevezetésére. Itt is az előbbivel azonos (sín) szelvényű feszített gerenda készül, sablononként egyszerre egymás mellett 5 db. A nagyszilárdságú acélhuzalokat ráfeszítik a sablonokra. A sablonok a fokozott igénybevétel miatt — bár erre az igénybevételre méretezettek — mégis rövidebb élettartamúak a közönséges vasbetongerendák gyártásához használt sablonoknál.

E technológiával szemben némi fejlődést jelent a közelmúltban bevezetett ún. *hosszúpados*, ugyancsak mozgósablonos gyártási eljárás. Itt a kb. 13 m hosszú feszítőpadban egymás mellett két sorban helyezhetők el a gerendák. Az elemeket elválasztó középső mag rögzített, így ennek elmozdulása a gerendák mérettartását nem veszélyezteti. A sablon oldalainak lenyitásával a kész termékek kiszérése is egyszerűbb. Az eddig szerzett tapasztalatok azt mutatják, hogy ez az eljárás már minőség és termelékenység tekintetében kedvezőbb, önköltség tekintetében azonban lényeges eltérés a két eljárás között nincs és jelentős javulás nem is várható.

A vasbetongerendák vasbetétvázának szerelését túlnyomórészt kézi erővel végzik. E munka fokozottabb gépesítése megoldható, tehát termelékenység tekintetében jelentős tartalékkal rendelkezik. A vasbetétváz sablonbahelyezése és a késztermékek kiszérése (kizsaluzása) egyszerű és rövid ideig tartó munkát igényel. A feszítéses technológiánál az acélhuzal előkészítése kevésbé munkaigényes, viszont a gyártási munkafolyamat során az acélhuzal sablononkénti befűzése, a feszítés, valamint a késztermék kiszérése (huzalok elvágása, sablon szétszerelése stb.) hosszabb



időt vesz igénybe, és a műveletek fokozottabb gépesítése nehezen vagy egyáltalán nem oldható meg.

Az említett szempontokon kívül a feszítéses technológia bonyolultsága miatt nagyobb szak-képzettségű munkásokat és szigorúbb technológiai fegyelmet igényel, mely a nagytömegű gyártásnál tartósan nem minden esetben biztosítható.

Munkaigényesség, termelékenység tekintetében a feszített betongerenda gyártása lényegesen kedvezőtlenebb eredményt mutat, mint a vasbetoné. Számításainkat csupán cikkesoportokra tudtuk elvégezni, minthogy a munkaidő-ráfordítások egyrésze nem bontható le közvetlenül az egyes gyártmányokra, cikkelemekre, a kapott eredményekből azonban a fenti megállapításunk kétséget kizáróan megállapítható. Adatainkat a gyáregységek gyártmányösszidő-szükségleti kimutatásaiból vettük. Ebből kitűnően a feszített betongerendagyártás összidőszükséglete 5—35%-kal több, mint a vasbetoné:

|  | Feszített beton | Vasbeton |
|--|-----------------|----------|
|  | födémgerenda    |          |

|                                                      |                |                 |
|------------------------------------------------------|----------------|-----------------|
| 100 fm födém-gerenda összidő-szükséglete (óra) ..... | 34,24 — 39,93  | 26,63 — 38,31   |
| 1 órára eső termelés (fm)....                        | 2,54 — 2,92    | 2,61 — 3,76     |
| 1 órára eső termelés (Ft)....                        | 83,58 — 104,83 | 119,94 — 200,41 |

A vasbeton gerendaféleségek közül a Gm. típusú gerenda természetes mértékegységben kifejezett termelékenységi adatai viszonylag kedvezőtlenebbek, hasonlóak az E típusú feszített betongerendához. Lényegesen nagyobb használati értéke (teherbírása) miatt azonban forintértéke közel kétszerese az utóbbinak.

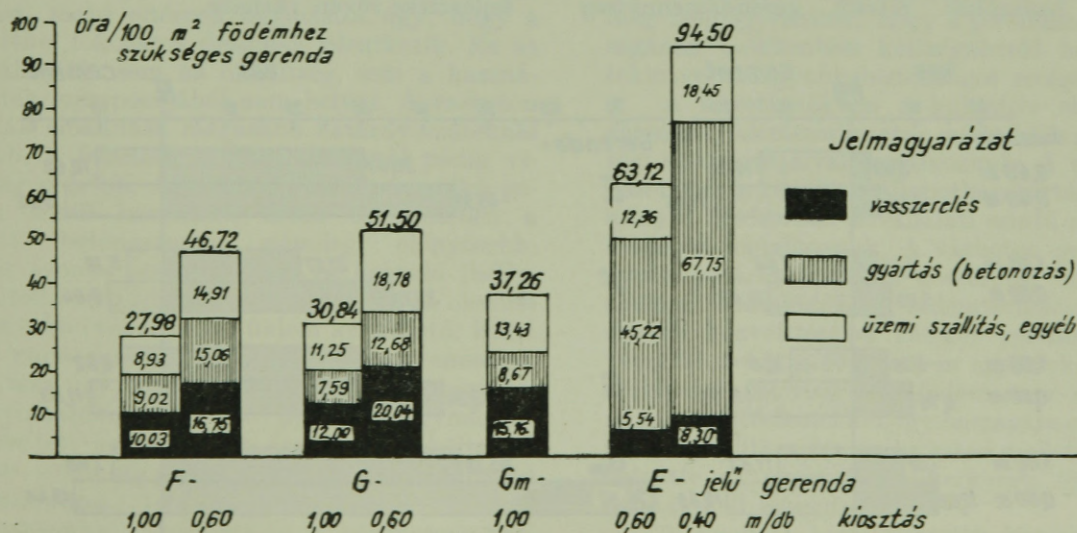
A feszített betongerenda gyártási összidő-szükségletének kb. 70%-át a tényleges gyártási idő képezi, s csupán 30%-át az előkészítő és járulékos munkák. A vasbetongerenda gyártásánál viszont a 22—35%-os gyártási idővel szemben

65—78% a mellékmunkák időszükséglete; egyedül a vasszerelés időszükséglete 25—28%. Ebből azt a következtetést vonhatjuk le, hogy a vasbeton gerendagyártás nagyobb termelékenysége ellenére is — fejlettebb technológia bevezetése mellett — jelentősebb termelékenység-növekedést érhet el, mint a feszítettbeton.

Nem elegendő azonban a különféle gerendatípusokat természetes mértékegységben (fm-ben) összehasonlítani. A gerenda a födémszerkezetnek csupán egyik eleme. Vizsgálunk kell tehát a födém egységére vonatkoztatott gerendaszükséglet termelékenységét is. A vasbeton gerendát 1 m-es és 60 cm-es kiosztásban alkalmazhatjuk, míg a feszített betongerenda 60 cm-es és sűrített (60—30—30—60 cm) kiosztásban alkalmazható az idevágó műszaki előírások értelmében. Ebből következően az 1 m<sup>2</sup> födémhez szükséges gerenda feszített betonból lényegesen több (m<sup>2</sup>-enként 1,67 illetve 2,50 fm), mint a vasbetonból (1,— illetve 1,67 fm m<sup>2</sup>-enként). A vasbetongerenda 60 cm-es kiosztása nem minden esetben szükségszerűség, csupán az egységesítés és tipizálás eredménye. Természetesen nem vonatkozik ez a jövőben sem a magánépítkezésekre, a régi építkezések felújítására, ráépítésekre stb. Így a kétféle gerendacsoport födém m<sup>2</sup>-re vonatkoztatott termelékenysége között a gyakorlatban lényegesen nagyobb különbséggel számolhatunk, mint a fm-ben megállapított termelékenység-különbségnél. A 4. ábrán a különféle gerendatípusok gyártmányösszidő-szükségletét mutatjuk be — födém m<sup>2</sup>-re vonatkoztatva.

A feszített betongerenda gyártás önköltsége kb. 25—30%-kal magasabb a vasbetonénál. A feszített betongerendát az 1962—63. években közel 20%-os veszteséggel, ugyanakkor a vasbetongerendát 7% körüli nyereséggel gyártották. További következtetésekhez szükséges a kétféle gerendatípus önköltségalakulásának részletesebb elemzése, ezért a legfontosabb önköltség-tényezőkkel tételen is foglalkoznunk kell.

A feszített beton- és a vasbetongerenda önköltségalakulásának legfontosabb mutatói — az



4. ábra. Különféle gerendatípusok gyártmányösszidő-szükségletének megoszlása



1962—63 I—III. n. év átlaga alapján — százalékos értékben kifejezve a következők:

|                            | Feszített-beton | Vasbeton |
|----------------------------|-----------------|----------|
|                            | gerenda         |          |
| Közvetlen anyagköltség ... | 65,2 %          | 64,9 %   |
| Közvetlen bérköltség ..... | 5,9 %           | 2,5 %    |
| Sablonköltség .....        | 8,7 %           | 2,1 %    |
| Üzemi ált. költség .....   | 22,3 %          | 15,2 %   |
| Selejtköltség .....        | 5,6 %           | 0,6 %    |
| Önköltség .....            | 120,9 %         | 93,6 %   |
| Eredmény .....             | -20,9 %         | 6,4 %    |

Az anyagköltség százalékos értéke tekintetében nincs lényeges különbség a kétféle gerenda-típus között. A feszített betongerenda gyártásánál az acélfelhasználás mennyiségben és értékben is kevesebb, a cementfelhasználás pedig több, mint a vasbetonénál. A kétféle eltérés nagyjából kiegyenlíti egymást.

Feszített-beton- és vasbetongerendák 1963. évi fajlagos acél- és cementfelhasználása (átlagértékben):

| Gerenda megnevezése            | A c é l |       | Anyag költs. a term. érték %-ában | C e m e n t |      | Anyag költs. a term. érték %-ában |
|--------------------------------|---------|-------|-----------------------------------|-------------|------|-----------------------------------|
|                                | kg      | Ft    |                                   | kg          | Ft   |                                   |
| E feszített betongerenda ..... | 1,82    | 18,04 | 50,5                              | 8,58        | 6,37 | 17,8                              |
| F vasbetongerenda .....        | 3,53    | 21,17 | 49,8                              | 7,84        | 5,18 | 12,2                              |
| G vasbetongerenda .....        | 5,26    | 31,94 | 56,—                              | 10,—        | 6,62 | 11,7                              |
| Gm vasbetongerenda .....       | 7,58    | 45,66 | 56,8                              | 11,63       | 7,68 | 9,6                               |

A feszített betongerenda alkalmazása tehát — látszólag — jelentős import (acél) megtakarítást eredményez. Ezért irányozta elő a második ötéves terv s az MSZMP előzőekben hivatkozott határozata a feszített termékek, s köztük a feszített födém szerkezeti elemek gyártásának és alkalmazásának növelését.

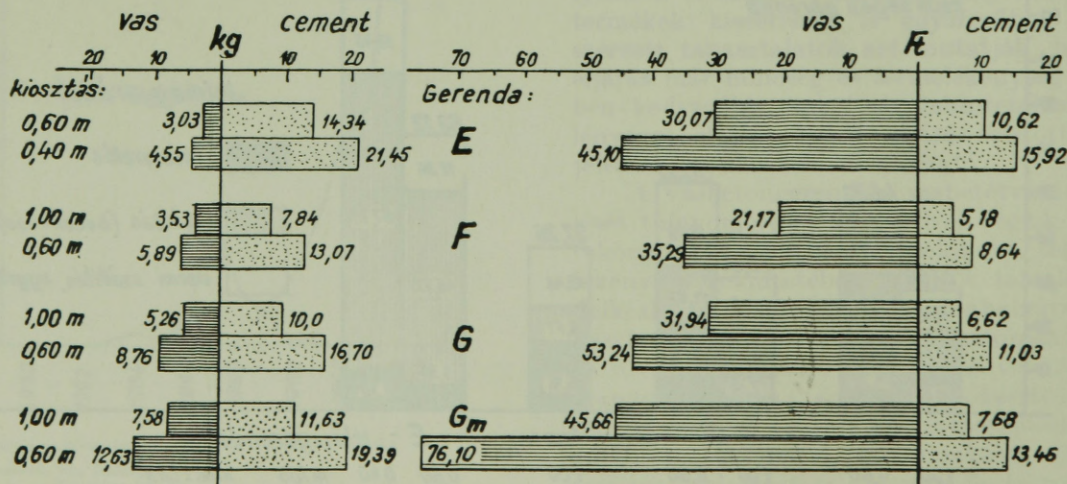
A termelékenység elemzésénél megállapítottuk azonban, hogy a különféle gerendák nem minden esetben hasonlíthatók össze fm értékben. Egységnyi födémterülethez szükséges azonos vagy hasonló használati értékű gerendamennyiség

anyagszükségletét állíthatjuk csak szembe egymással (5. ábra). Ilyen összehasonlítás mellett már távolról sem állapítható meg értékben olyan jelentős acélmegtakarítás, mint fm viszonylatban. Népgazdasági szempontból a kész födém szerkezetek anyagszükségletének összehasonlítása ad reális képet. Ehhez a födémgerendák mellett a kitöltőelemek s a helyszíni munka anyagszükségletét is figyelembe kell venni.

A 6. táblázatban feszített beton- és vasbetongerendák födém szerkezetek acél- és cementszükségletét állítottuk össze néhány jellemző falközre, mennyiségben és értékben. Ebből megállapíthatjuk, hogy az összehasonlítható (hasonló teherbírási) feszített beton- és vasbetongerendás födém szerkezetek acélszükséglete között — főleg az 1 m kiosztású vasbetongerendás födém szerkezeteket figyelembe véve — értékben távolról sincs olyan nagy különbség, hogy az indokoltá tenné a feszített betongerenda gyártásának olyan nagymértékű fejlesztését, amint azt az előzőekben hivatkozott terv és határozat előírja, különös tekintettel a feszített betongerendánál és a feszít-

tett betongerendás födém szerkezeteknél egyéb szempontból mutakozó hátrányokra.

A sablonban gyártott feszített betongerenda közvetlen bérköltsége több mint kétszerese a vasbetonénak. A vasbetongerenda gyártásához több mint 10 év tapasztalata áll rendelkezésre, míg a feszített betongerendát nálunk alig két éve gyártják. A gyártástechnológiák ismeretében nyugodtan leszögezhetjük, hogy további jelentős bér-csökkenés csak — a korábban említett — hosszúpados mozgósablonos formázási eljárás továbbfejlesztése révén várható.



5. ábra. 1 m² födém előállításához szükséges gerenda vas- és cementszükséglete



**Egymással helyettesíthető födém típusok anyagigényessége**

| Fal-<br>köz | Födém típus<br>(gerenda jele<br>és kiosztása) | 1 m <sup>2</sup> nyers födém főbb anyagszükséglete |           |                   |          |        |       |                |                |                    |                | Beton<br>és vas<br>össze-<br>sen |
|-------------|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------|-----------|-------------------|----------|--------|-------|----------------|----------------|--------------------|----------------|----------------------------------|
|             |                                               | beton térfogat                                     |           |                   |          | cement |       |                | vas            |                    |                |                                  |
|             |                                               | gerenda                                            | béleltest | helysz.<br>kiönt. | összesen | C 500  | C 600 | érték<br>össz. | beton-<br>acél | magyiszil.<br>acél | érték<br>össz. |                                  |
| m           |                                               | liter                                              |           |                   |          | kg     | kg    | Ft             | kg             | kg                 | Ft             | Ft                               |
| 3,60        | E 4 -36/0,60 m(B <sub>1</sub> )               | 26,4                                               | 65,8      | 16,7              | 108,9    | 25,2   | 14,6  | 27,13          | 1,09           | 1,64               | 25,02          | 52,15                            |
|             | F 36-14/0,60 m                                | 34,9                                               | 94,1      | —                 | 129,0    | 42,3   | —     | 27,93          | 4,55           | —                  | 27,07          | 55,00                            |
|             | F 36-24/1,00 m                                | 20,9                                               | 87,5      | —                 | 108,4    | 33,8   | —     | 22,32          | 4,14           | —                  | 24,63          | 46,95                            |
| 4,80        | E7-48/0,60 m (C <sub>1</sub> )                | 26,2                                               | 79,1      | 41,7              | 147,0    | 29,5   | 14,4  | 28,81          | 1,12           | 2,36               | 33,33          | 62,14                            |
|             | G 48-30/0,60 m                                | 43,4                                               | 94,1      | —                 | 142,5    | 46,5   | —     | 30,71          | 7,63           | —                  | 45,40          | 76,11                            |
|             | G 48-40/1,00 m                                | 26,0                                               | 87,5      | —                 | 113,5    | 36,2   | —     | 23,89          | 5,90           | —                  | 35,11          | 59,00                            |
| 6,00        | E 7-60/0,60 m(B <sub>2</sub> )                | 39,8                                               | 73,4      | 25,0              | 138,2    | 28,5   | 21,2  | 34,05          | 1,68           | 3,52               | 56,80          | 90,85                            |
|             | Gm 60-32/0,60 m                               | 52,8                                               | 94,1      | —                 | 146,9    | 50,8   | —     | 33,54          | 6,92           | —                  | 41,17          | 74,71                            |
|             | Gm 60-50/1,00 m                               | 31,5                                               | 87,5      | —                 | 118,0    | 38,7   | —     | 25,55          | 6,35           | —                  | 37,78          | 63,33                            |

Ugyancsak jóval nagyobb a feszített beton-gerendagyártás sablon-, selejt- és üzemi általános-költség szintje is. Mindezeket a bonyolultabb technológiával s a gépesítés magasabb fokával magyarázhatjuk. A feszítéses technológia ismertetésénél említést tettünk az erősebb sablonok szükségességéről. Ebből következik a sablonok nagyobb beszerzési költsége, következésképpen nagyobb költség leírása a termelésben is. A nagyobb selejtköltség a szigorúbb technológiai követelmények pontatlanabb betartásából ered, míg a magasabb üzemi ált. költség a bonyolult technológiával kapcsolatos fokozottabb gépesítéssel s energia-szükséglettel függ össze. Lényeges önköltségcsökkenés csupán új, korszerűbb technológia kialakításával s magasfokú szervezéssel érhető el, a jelenlegi árviszonyok mellett azonban a vasbeton-gerendagyártás költségintjét a feszített betongerendáé nem közelítheti meg.

Néhány szót kell szólni ezzel kapcsolatban a gerendák árképzéséről. A gerendák árát határnyomatékuk függvényében úgynevezett paraméteres árrendszerrel képezik. A két gerendatípus áregyenese a legkisebb határnyomatéknál metszi egymást, majd eltérnek egymástól úgy, hogy a feszítettnél fokozatos drágulás jelentkezik. Ez az ármegállapítás sem az önköltség, sem a használati érték szempontjából nem helyes. A vasbeton gerendák előállítása magasabb határnyomatéknál drágább, a feszített betongerendáknál pedig viszonylag olcsóbb. Az azonos határnyomatékú gerendák közül használati érték tekintetében a feszített betongerenda némileg előnyösebb, ugyanis azonos osztástávolság és hasonló (béleltest) kitöltőelem alkalmazása esetén belőle olcsóbb és könnyebb (vékonyabb) födém készíthető. Ezért helyes lenne mindkét gerendatípus áregyenesének módosítása úgy, hogy a két áregyenes a nagyobb határnyomatéknál kerülne közelebb egymáshoz és a feszített betongerenda ára — az önköltséget követve — mindig a közönséges vasbetongerendáé felett maradna.

Összegezve a feszített és a közönséges vasbetongerenda gyártásával és alkalmazásával kap-

csolatban szerzett tapasztalatainkat, leszögezhetjük, hogy az E típusú feszített betongerenda alkalmazása egyes esetekben még kedvezőtlenebb a közönséges vasbetongerendánál. Ez utóbbi előnye különösen 1 m kiosztás mellett jelentkezik. Az 1 m kiosztású közönséges vasbetongerendás födém — bármilyen kitöltő elem alkalmazásával — olcsóbb, a 0,6 m kiosztású viszont drágább a feszített betongerendás födémeknél. E megállapítás érvényes az új 0,6 m-es kiosztáshoz tervezett — az eddigiek-nél gazdaságosabb vasbetongerendákra is. A 60 cm-es modul kötelező alkalmazása (nagyobb volumenű építkezéseknél) esetén tehát már a feszített betongerendás födém építése a kedvezőbb. A közönséges vasbetongerendák előnye ma még a egyedi kislakás építkezéseknél jelentkezik, ahol nem kötelező a modul betartása és a gépesítés alacsonyabb foka miatt pallós födém nem jöhet szóba. Megfontolandónak tartjuk, hogy ezekhez az építkezésekhez az acélmegtakarítással járó, de költségesebb és alacsonyabb termelékenyséű feszített betongerendát, vagy 1 m kiosztású födém készítéséhez megfelelő közönséges vasbetongerendát biztosítsunk-e. A teljesség kedvéért szükséges még megjegyeznünk, hogy a gerendaosztás távolságának csökkentése költségnövelő hatásától eltekintve a nagyobb biztonságot szolgálja.

A következőkben a különféle előregyártott gerendás födém szerkezetek műszaki és gazdaságossági szempontjaival foglalkozunk. A reális összehasonlítás a beépített állapotban történő elemzést igényli. Elsősorban a vállalati szintű adatok értékelésével foglalkozunk. A vasbeton gerendák nagyobb határnyomatéka készülnék, ráépítés után azonnal terhelhetők. A födémterhelést a kitöltőelemek közvetítésével két-két gerenda alsó öve veszi fel, tehát a födém nem együttműködő. Eme építkezéseknél viszont a födém nem készül keramikus kitöltőelemekkel, így önmagában a gerendák összehasonlítása 60 cm kiosztás mellett fölösleges, helyette az egyes födém szerkezeti típusok vizsgálatát kell megejteni.

A feszített betongerendák kisebb határnyomatékúak (1220—1580 mkg). Ez a határnyomaték



a gerenda és a béléstestek közötti hézag kibetonozásával 5—50%-kal növelhető. Az így készített födémek a helyszíni beton megszilárdulásáig csak a gerenda névleges határnyomatékáig vehetők igénybe. Helyszíni kibetonozás nélkül vagy béléstálca alkalmazásával a födém nem lesz együttdolgozó, erőjátéka a közönséges vasbetongerendához hasonló. Ebben az esetben viszont meg kell vizsgálni a gerenda alsó övét nyíróigénybevételre is, ugyanis a feszített betongerenda ezen a helyen nincs kengyelezve.

A kis határnyomaték miatt a feszített betongerenda általában 60 cm osztástávolsággal, nagyobb falköznél pedig csak sűrítve vagy magasítva, illetve sűrítve és magasítva alkalmazható. Sűrítésnél több gerenda, magasításnál több helyszíni beton szükséges, tehát a vasbetongerendával szemben a szerkezeti karcsúságban jelentkező előny csökken, illetve megszűnik, különösen akkor, ha a vasbeton gerendát 1 m, vagy nagyobb osztástávolsággal alkalmazzák. Meg kell még jegyezni, hogy a feszített betongerendás födém használati értékét csökkenti a sablonban való gyártás is. A sablonban gyártott gerenda felülete ugyanis sima és ezért a helyszíni beton és a födém együttdolgozása csak csökkentett mértékben érvényesül. Ennek biztosítására a gerenda felső övének úgynevezett tárcsákat képeznek ki, amivel azonban a megkívánt érdességet teljesen pótolni nem lehet.

A födémeknél foglalkoznunk kell még az előregyártóipar által előállított kitöltőelemekkel is. Ezek a különböző méretű béléstestek és béléstálcák. A béléstestek technológiája a Miskolci Betonárugyár bodrogkeresztúri üzemében már megközelíti a gépesítés legmagasabb fokát, az automatizálást. Az üzemben Waimer-típusú félautomata vezérlésű vibróprésszel állítják elő a béléstesteket. E gyártástechnológia továbbfejlesztése már csak egészen kis mértékben lehetséges (ilyen terület a késztermékszállítás).

A „BH” jelű béléstálcákat — a béléstestekkel ellentétben — valamennyi üzemünkben a legkezdetlegesebb módon, kézi erővel állítják elő. E gyártástechnológia kismértékű gépesítése is — mely csekély hazai beruházással megoldható — nagymértékben javítaná a béléstálcák gazdaságosságát.

A kitöltőelemek termelékenységét az 1 m<sup>2</sup> födémhez szükséges elem gyártmányösszidő-szükséglete alapján mértük:

|                                                       |          |
|-------------------------------------------------------|----------|
| 1 m <sup>2</sup> födémhez szükséges 100/60-as BH elem |          |
| (1,67 db) gyártmányösszidő-szükséglete .....          | 0,68 óra |
| 60/60 (2,78 db) .....                                 | 0,97 óra |
| B 100 (5 db) .....                                    | 1,14 óra |
| B 60 (8,33 db) .....                                  | 1,15 óra |
| (vállalati átlag alapján számítva)                    |          |
| B 60 (8,33 db) .....                                  | 0,50 óra |
| (bodrogkeresztúri félautomata üzem adatai szerint).   |          |

A BH 100 födémálca termelékenysége közel 70%-kal nagyobb vállalati átlagszinten, mint a B elemes födémé, egyedül a félautomata bodrog-

keresztúri üzemben előállított béléstest termelékenysége magasabb csupán mintegy 30%-kal a BH-énál.

Önköltség tekintetében a bodrogkeresztúri B elem átlagos 95%-os költség szintjével szemben a BH elemgyártás átlagosan 90% körül van. A leg-gazdaságosabban gyártó szentendrei gyár pedig 75% körüli költség szintet ért el az elmúlt évben a BH-elemgyártásban. Figyelembe véve még javítható korszerűtlen technológiáját, a BH elem gazdaságosabb gyártása nem is vitatható.

Az építőipar fejlődése a nagyobb méretű előregyártott elemek felhasználása felé irányul. Így a födém szerkezeteknél is a gerendás-kitöltőelemes szerkezetek helyett az előregyártás magasabb fokát képviselő nagyobb termelékenyséű és rövidebb építési időt igénylő födém pallókat kívánják alkalmazni. A gerendás födémek vonatkozásában — a kitöltőelemekre tekintettel — természetesen a 3—5 db béléstestet helyettesítő BH tálcák jelentik az előregyártás nagyobb fokát, s így a gazdaságosabb típust, bár ehhez még tekintélyes mennyiségű salakfeltöltés is szükséges. Megjegyezzük, hogy a kitöltőelemek iránt megnyilvánuló kereslet is ezt igazolja. Ugyanis a magánépítkezők a gerendákkal kizárólag „BH” jelű tálcákat vásárolnak és ezeket az építőipari vállalatok is előszeretettel alkalmazzák. Az igények növekedését mutatja a BH tálcák termelésének alakulása is. Míg 1958-ban kb. 220 000 m<sup>2</sup> födémhez szállítottunk BH tálcákat, addig 1963-ban ez a mennyiség 1 100 000 m<sup>2</sup>-re növekedett.

Az egyes födém típusok ár, önköltség és termelékenységi adatait — néhány jellemző falköze — mind a szerkezeti elemek, mind pedig a kész födém vonatkozásában a 7. és 8. sz. táblázat szemlélteti. Ezekből kitűnik, hogy a gerendák osztástávolságának figyelembevétele nélkül egyértelműen az 1 m-es kiosztású vasbetongerendás „BH” tálcás födém a leggazdaságosabb. Termelékenysége kb. 20%-kal magasabb, mint az 1 m-es kiosztású béléstest födémé és 30%-kal kedvezőbb, mint bármelyik típusú 60 cm-es kiosztású födém. Önköltsége csak 0,5—1,0%-kal magasabb a béléstest födéménél. A feszített betongerendás födémek termelékenység tekintetében kb. 30%-kal, önköltség tekintetében pedig mintegy 5—20%-kal kedvezőtlenebbek.

A 60 cm-es modul méret kötelező alkalmazása mellett néhány esetben a feszített betongerendás födém a kedvezőbb. Így termelékenység tekintetében 1—3%-kal jobb, mint a béléstest, de ugyanennyivel rosszabb, mint a „BH” tálcás födém. Önköltsége a 6,0 m-es falközt kivéve valamivel jobb a „BH” tálcás födéménél. Az önköltsége a béléstest födémekhez viszonyítva az egészen rövid (2,40 és 3,00 m), valamint a 6,0 m-es falköz kivételével 1,5—7,0%-kal kedvezőbb.

Ezekből az adatokból következik, hogy a feszített betongerendás födémek gazdaságosság szempontjából csak a 60 cm-es modul alkalmazása esetén veszik fel a versenyt a hagyományos szerkezetekkel. A 60 cm-es modul bevezetése a gerendás födémeknél tehát némi drágulást ered-



**Azonos használati értékű fűdém szerkezetek előregyártóipari és népgazdasági önköltsége, valamint áralakulása**

(1 m<sup>2</sup> fűdém szerkezetre vetítve, Ft-ban megadva)

| Falköz<br>m | Fűdém típus kiosztás és<br>kitöltőelem          | Szerkezeti elem |         |                |                |                  |                  | Nyersfűdém<br>összesen |                  |
|-------------|-------------------------------------------------|-----------------|---------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------------|------------------|
|             |                                                 | gerenda         |         | kitöltőelem    |                | összesen         |                  | ár                     | önktsz.          |
|             |                                                 | ár              | önktsz. | ár             | önktsz.        | ár               | önktsz.          |                        |                  |
| 3,60        | E 4—36/B <sub>1</sub>                           | 53,09           | 63,39   | 39,98          | 45,23          | 93,07            | 108,62           | 148,12                 | 166,37           |
|             | F 36—24/1,00 m B 100<br>F 36/24/1,00 m BH 100   | 49,10           | 44,83   | 50,50<br>48,26 | 50,50<br>42,65 | 99,60<br>97,36   | 95,33<br>87,48   | 159,30<br>166,64       | 153,60<br>155,36 |
|             | F 36—14/0,60 m B 60<br>F 36—14/0,60 m BH 60     | 61,35           | 56,01   | 50,81<br>63,62 | 50,81<br>56,23 | 112,16<br>114,97 | 106,82<br>112,24 | 174,90<br>193,57       | 168,82<br>179,78 |
| 4,80        | E 7—48/G <sub>1</sub>                           | 64,12           | 76,57   | 49,98          | 47,98          | 114,10           | 124,55           | 179,87                 | 193,40           |
|             | G 48—40/1,00 m B 100<br>G 48—40/1,00 m BH 100   | 66,96           | 61,13   | 50,50<br>48,26 | 50,50<br>42,65 | 117,46<br>115,22 | 111,63<br>103,78 | 184,20<br>191,52       | 176,44<br>178,22 |
|             | G 48—30/0,60 m B 60<br>G 48—30/0,60 m BH 60     | 93,00           | 84,91   | 50,81<br>63,62 | 50,81<br>56,23 | 143,81<br>156,62 | 135,72<br>141,14 | 214,70<br>231,19       | 205,03<br>214,10 |
| 6,00        | E 7—60/B <sub>2</sub>                           | 94,51           | 112,85  | 41,65          | 44,28          | 136,16           | 157,13           | 193,17                 | 216,82           |
|             | Gm 60—50/1,00 m B 100<br>Gm 60—50/1,00 m BH 100 | 80,32           | 73,33   | 50,50<br>48,26 | 50,50<br>42,65 | 130,82<br>128,58 | 123,83<br>115,98 | 206,10<br>210,60       | 196,74<br>195,70 |
|             | Gm 60—32/0,60 m B 60<br>Gm 60—32/0,60 m BH 60   | 118,54          | 108,23  | 50,81<br>63,62 | 50,81<br>56,23 | 169,35<br>182,16 | 159,04<br>164,46 | 223,21<br>232,96       | 213,29<br>215,66 |

ményez, bár — mint említettük — a nagyobb biztonságot szolgálja. Ezért a nagyvolumenű állami építkezéseknél, ahol több szempontból is előnyös és szükséges a modul alkalmazása, gerenda fűdém szerkezet helyett a feszített (Szim-Kár) pallós fűdém szerkezet alkalmazása a legcélszerűbb, mely mind a gyártó, mind a kivitelező szerv, sőt az egész népgazdaság szempontjából a leggazdaságosabb. Amennyiben valamilyen oknál fogva pallós fűdém nem alkalmazható és a 60 cm-es modult be kell tartani, a feszített betongerendás fűdém a kedvezőbb. Ebből ugyanis némileg olcsóbb és 5—10 cm-rel vékonyabb fűdém szerkezet készíthető, mint az ugyancsak 60 cm kiosztású közönséges vasbeton gerendából. Hátrányaként jelentkezik viszont a fűdém típusnál, hogy speciális kitöltőelemet és helyszíni betonozást igényel, ami növeli a kivitelezés munkaigényességét. Helyszíni betonozás nélkül viszont nem használható ki a fűdém teherbírásnövelési lehetősége és a fűdém teherbírást esetleg a gerenda alsó övének határnyíróereje korlátozza.

Kislakás építésekhez — a gyártástechnológiák mai fejlettségi fokát és gazdaságossági eredményét tekintve — ma még a közönséges vasbetongerendás fűdémek gazdaságosabbak. Ezeknél az építkezéseknél a feszített betongerendák felhasználását az elég jelentős acélmegtakarítás indokolja.

A vizsgálat e megállapításai alapján az előre-gyártott fűdém szerkezeti elemek leggazdaságosabb termékösszetételének kialakításához a következőket javasoljuk:

A gerendagyártásnál mérsékelni kell a jelenlegi „E” típusú feszített betongerenda gyártását.

Kísérleteket kell folytatni olyan feszített beton fűdém szerkezeti elemek kialakítására és gyártástechnológiák bevezetésére, melyek gazdaságosság szempontjából versenyképesebbek a hagyományos szerkezeteknél, illetve technológiáknál.

Növelni kell a minden szempontból előnyös feszített beton (Szim-Kár) fűdém pallók választékát.

A gazdaságosság szempontjából hatékonyabb feszített beton szerkezetek, illetve gyártástechnológiák bevezetéséig fenn kell tartani a közönséges vasbetongerendák és kitöltőelemek gyártását, lehetőség szerint fokozva a gyártás gépesítését (vasvázszerelés, BH elemgyártás stb.).

Kitöltőelemként 1,00 m osztástávolságnál csak „BH” tálcát, 0,60 m-nél pedig csak béltestet szabad alkalmazni.

A betonelem-előregyártó iparban — mint a bevezetésben már említettük — a fejlesztés irányvonalaként a feszített betonszerkezetek mind szé-



**Azonos használati értékű födém szerkezetek előregyártóipari és építőipari gyártmányösszsidőszükséglete, termelékenysége 1 m<sup>2</sup> födémterületre vetítve**

| Megnevezés                                                 | Fesz. gerendás | Lágyvas-gerendás födém |             |                    |             |
|------------------------------------------------------------|----------------|------------------------|-------------|--------------------|-------------|
|                                                            | 0,60 m kioszt. | 1 m kiosztással        |             | 0,60 m kiosztással |             |
|                                                            | béléstestes    | béléstestes            | béléstálcás | béléstestes        | béléstálcás |
| <b>3,60 m falköz</b>                                       |                |                        |             |                    |             |
| Gerenda óra/m <sup>2</sup> .....                           | 0,612          | 0,291                  | 0,291       | 0,485              | 0,485       |
| Kitöltő elem óra/m <sup>2</sup> .....                      | 0,916          | 1,142                  | 0,679       | 1,147              | 0,969       |
| előregyártó idő összesen óra/m <sup>2</sup> .....          | 1,528          | 1,433                  | 0,970       | 1,632              | 1,454       |
| helyszíni munkaidőszükséglet óra/m <sup>2</sup> .....      | 0,66           | 0,49                   | 0,54        | 0,65               | 0,74        |
| összsidőszükséglet óra/m <sup>2</sup> .....                | 2,188          | 1,923                  | 1,510       | 2,282              | 2,194       |
| előregy. ipari termelékenység m <sup>2</sup> /óra .....    | 0,654          | 0,698                  | 1,030       | 0,613              | 0,688       |
| Építőipari termelékenység óra/m <sup>2</sup> .....         | 0,457          | 0,520                  | 0,662       | 0,438              | 0,456       |
| <b>4,80 m falköz</b>                                       |                |                        |             |                    |             |
| Gerenda óra/m <sup>2</sup> .....                           | 0,57           | 0,312                  | 0,312       | 0,460              | 0,460       |
| Kitöltő elem óra/m <sup>2</sup> .....                      | 0,916          | 1,142                  | 0,679       | 1,147              | 0,969       |
| Előregyártó idő összesen óra/m <sup>2</sup> .....          | 1,486          | 1,454                  | 0,991       | 1,607              | 1,429       |
| Helyszíni munka időszükséglete óra/m <sup>2</sup> .....    | 0,66           | 0,49                   | 0,54        | 0,65               | 0,74        |
| össz időszükséglet óra/m <sup>2</sup> .....                | 2,146          | 1,944                  | 1,531       | 2,257              | 2,169       |
| Előregy. ipari termelékenység m <sup>2</sup> /óra .....    | 0,673          | 0,687                  | 1,001       | 0,622              | 0,700       |
| Építőipari termelékenység óra/m <sup>2</sup> .....         | 0,466          | 0,514                  | 0,654       | 0,443              | 0,461       |
| <b>6,00 m falköz</b>                                       |                |                        |             |                    |             |
| Gerenda óra/m <sup>2</sup> .....                           | 1,065          | 0,380                  | 0,380       | 0,633              | 0,633       |
| Kitöltő elem óra/m <sup>2</sup> .....                      | 0,879          | 1,142                  | 0,679       | 1,147              | 0,969       |
| Előregyártó idő összesen óra/m <sup>2</sup> .....          | 1,944          | 1,522                  | 1,059       | 1,780              | 1,609       |
| Helyszíni munka időszükséglete óra/m <sup>2</sup> .....    | 0,94           | 0,49                   | 0,54        | 0,65               | 0,74        |
| összsidőszüks. óra/m <sup>2</sup> .....                    | 2,884          | 2,012                  | 1,599       | 2,43               | 2,349       |
| Előregyártó ipari termelékenység m <sup>2</sup> /óra ..... | 0,515          | 0,657                  | 0,944       | 0,562              | 0,622       |
| Építőipari termelékenység .....                            | 0,347          | 0,497                  | 0,625       | 0,411              | 0,426       |

lesebb körben való elterjesztését, illetve alkalmazását tűzték ki. Helyesnek is tartjuk e célkitűzést és nem vonjuk kétségbe a feszített beton szerkezetek jelentőségét. Hibásnak tartanánk ellenben a helyes célkitűzés általánosítását minden előregyártott vasbetontermékre. Az igaz, hogy a feszített beton alkalmazása révén kevesebb és könnyebb szerkezetek kialakítására nyílik lehetőség, továbbá jelentős megtakarítás érhető el acélban és betontérfogatban. Helytelen lenne viszont, ha egy új gyártmány „korszerűségét” csupán egy gazdaságossági mutató (anyagmegtakarítás) alapján döntenénk el.

Megemlítjük, hogy e probléma a külföldi kutatókat is foglalkoztatja. Így W. Herberg a „Feszített beton” c. művében említi: „A feszítés ismertett mechanizmusa, az anyagárak, valamint a sok szükséges munkaóra miatt még viszonylag nagy költséget ró a kivitelezőkre, úgy hogy kisebb támaszköztökre a közönséges vasbeton ma még olcsóbb.”

Véleményünk szerint a feszítéses technológiák alkalmazásánál csak úgy, mint más új gyártástechnológiáknál egy-egy termék bevezetését sokrétű műszaki-gazdasági vizsgálatnak kell megelőzni.

Az előregyártott vasbeton termékeknél a feszítéses technológiára való áttérés gazdaságosságának (gazdasági hatékonyságának) megállapításához az említett acéltakarékosság mellett szükségesnek tartjuk még a gyártástechnológiák, a munkaigényesség, az önköltség és költségszint, bevezetésük első költségei stb., valamint az új gyártmány használati értékének összehasonlító műszaki-gazdasági vizsgálatát is.

Ennek szükségszerűségét az ismertett vizsgálat adatai is alátámasztják.

Az „E” típusú feszített beton-födémgerenda gyártás bevezetésénél a csúszózsálas eljárást nem járt sikerrel. A csoportsablonos technológia pedig gazdaságosság tekintetében alatta marad a közönséges vasbeton gerendáénak. A hosszúpados mozgósablonos eljárás termelékenység tekintetében már megközelíti a közönséges vasbeton gerendagyártást, de önköltsége még mindig kedvezőtlenebb. Az eddig elért eredmények alapján tovább kell folytatni mind a termékek szerkezeti kialakítására, mind a gyártástechnológiák fejlesztésére vonatkozó kísérleteket. A hagyományos szerkezetek előállításának teljes felszámolása csak akkor indokolt, ha az új feszítettbeton szerkezet ezekről minden tekintetben (önköltség, előregyártási és beépítési termelékenység stb.) előnyösebb.



# A beton szilárdulása a gőzölés után\*

Dr. BALÁZS GYÖRGY

## 1. Bevezetés

Akkor, amidőn a gőzölt beton szilárdságáról beszélünk, ezen rendszerint a gőzöléssel elérhető 1 napos betonszilárdságot, illetve ennek a gőzöletlen beton 28 napos szilárdságához viszonyított értékét, a gőzölés hatásfokát értjük. Természetesen az építőipart nemcsak ez a kérdés érdekli, hanem az is, hogy milyen mértékben szilárdul a beton a gőzölés után. Ez a kérdés azért is fontos, mivel egyes esetekben nem is törekedünk a szilárdítási technológia befejeztével a tervezett betonszilárdság 50%-ánál nagyobb szilárdság elérésére, tehát nem közömbös a szilárdság további alakulása. Azt sem hagyhatjuk figyelmen kívül, hogy a szerkezet biztonsága szempontjából is ismernünk kell a várható szilárdságot. A beton gőzölés utáni szilárdságával részletesebben kell foglalkozni azért is, mivel a gőzölt betonnál az utókezelés kérdését több elemgyárban feleslegesnek tartják. A kísérletezés során a következő kérdéseket vizsgáltuk:

a) Milyen szilárdságot ér el a gőzölt beton tartós víz alatti tárolás esetén, ha változnak a gőzölés körülményei, a vízcementtényező és a cementminőség?

b) Milyen lesz a szilárdulás folyamata, ha utókezelés nélkül különböző páratartalmú légtérben, illetve szabadban tároljuk a gőzölt betont.

c) A nedves utókezelés tartama hogyan befolyásolja a gőzölés utáni szilárdulást, illetve milyen mértékű utókezelésre van szükség.

d) Hogyan szilárdul a zsaluzat nélküli gőzölt elem különböző utókezelés esetén.

## 2. A kísérleti beton összetétele. A készítés körülményei

A kísérleteink során használt cementek kémiai és ásványi összetételét az 1. táblázatban foglaltuk össze. A táblázatban megadtuk a cementek jelét is és a későbbiekben erre a jelre hivatkozunk.

A 3. fejezetben olyan kísérletekről is beszámolunk, amelyeknél a cementet magunk állítottuk elő oly módon, hogy a tatabányai 600-as p. c. 20, 40 illetve 60%-át diósgyőri, cementfinom-ságú kohósalakörleménnyel helyettesítettük. A beton kötőanyag-tartalma minden kísérletnél 450 kg/m<sup>3</sup> volt.

Az adalékanyag osztályozott és szárított dunakavics volt, melyet az alábbi hat frakcióból állítottunk össze:

|                    |                 |
|--------------------|-----------------|
| 0,0—0,5 mm-es rész | 9 súlyszázalék  |
| 0,5—1,0 mm-es rész | 9 súlyszázalék  |
| 1,0—3 mm-es rész   | 14 súlyszázalék |
| 3 —5 mm-es rész    | 18 súlyszázalék |
| 5 —10 mm-es rész   | 28 súlyszázalék |
| 10 —15 mm-es rész  | 22 súlyszázalék |

\*Az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Építőanyagok tanszékén készült tanulmány.

1. táblázat

A kutatómunka során felhasznált cementek kémiai és ásványi összetétele

| Kötőanyag                          | Tatabányai 600-as | Lábatlani 500-as | Kohósalak      |
|------------------------------------|-------------------|------------------|----------------|
| Jele                               | 1                 | 2                | 3              |
| CaO (%)                            | 64,45             | 64,62            | 45,17          |
| SiO <sub>2</sub> (%)               | 21,21             | 20,21            | 34,36          |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%) | 4,66              | 6,36             | 5,81           |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%) | 3,53              | 3,14             | 2,39           |
| MgO (%)                            | 2,97              | 2,40             | 4,87           |
| SO <sub>3</sub> (%)                | 2,18              | 1,59             | 0,39           |
| Izz. veszt. (%)                    | 1,06              | 0,54             | 0,81           |
| C <sub>3</sub> S (%)               | 56,00             | 59,19            | nem számolható |
| C <sub>2</sub> S (%)               | 19,16             | 14,44            |                |
| C <sub>3</sub> A (%)               | 6,43              | 11,54            |                |
| C <sub>4</sub> AF (%)              | 8,53              | 9,56             |                |
| CaSO <sub>4</sub> (%)              | 3,74              | —                |                |
| telítési tényező                   | 0,896             | 0,899            | nem számolható |
| alumínium modulus                  | 1,32              | 2,02             |                |
| szilikát modulus                   | 2,31              | 2,17             |                |

Az adalékanyag finomsági modulusa: kb. 5.

Keverővízként csapvizet használtunk. A betonkonzisztencia, illetve a hozzá tartozó vízcement-tényező általában a következő volt:

| vízcementtényező | betonkonzisztencia |
|------------------|--------------------|
| 0,32             | földnedves         |
| 0,36             | gyengén plasztikus |
| 0,40             | plasztikus         |
| 0,455            | folyós.            |

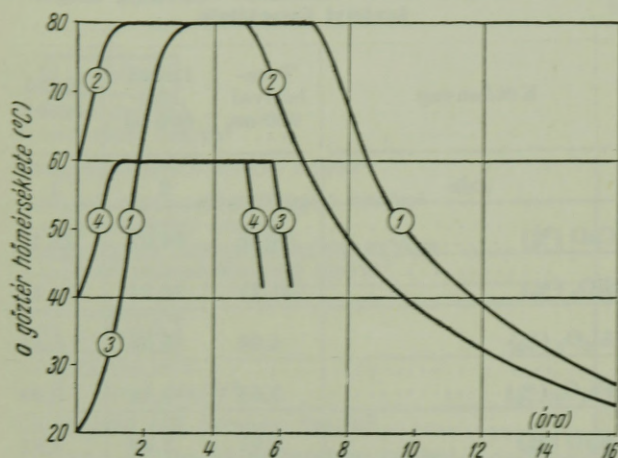
Ha ettől a vízcementtényezőtől eltértünk, akkor azt külön megadjuk.

7,07 cm élhosszúságú kockákat készítettünk. A kockákat kézi keveréssel és kézi tömörítéssel állítottuk elő.

A gőzölési technológia különböző volt. A gőzölést általában az 1. ábrán megadott négy alap diagram szerint hajtottuk végre. A későbbiekben ezeknek a diagramoknak a jeleire hivatkozunk. Esetenként 4—4 illetve 5—5 db kockát törtünk el, melyeknek átlagszilárdságát tekintettük kísérleti eredménynek.



1. lassú felfűtés, lassú lehűtés (a kockák a gőzölőben hűltek le)
2. gyors felfűtés (a gőzölő előzetesen felfűtve, lassú lehűtés)
3. lassú felfűtés, hirtelen lehűtés (a kockákat hirtelen kivettük a gőzölőből)
4. gyors felfűtés, gyors lehűtés



1. ábra. A gőzölési diagramok típusai

### 3. A gőzölt beton szilárdulása tartós víz alatti tárolás esetén

Eme kísérletek során a kockákat sablonban gőzöltük. A pihentetési idő rendszerint egészen minimális volt és nem volt azonos. A pihentetési időt azokon az ábrákon adtuk meg, amelyeken a kockaszilárdságok átlagértékeit. Az érlelés tervezett hőmérséklete  $80^{\circ}$ , illetve  $60^{\circ}\text{C}$  volt, az érlelés tervezett tartamát 2, 4, 6, illetve 8 órára választottuk. Ekkor nem működött tökéletesen az automatikus vezérlő berendezés, úgy hogy ezekről a tervezett gőzölési diagramoktól a valóságban kissé eltértünk.

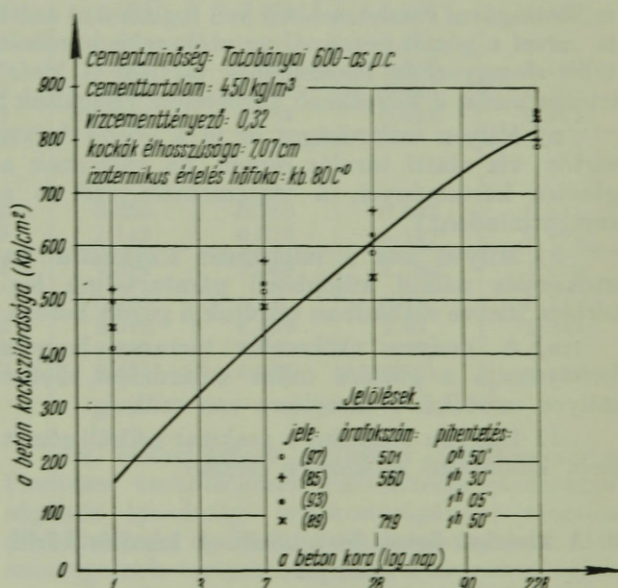
Ezzel a kísérletsorozattal azt akartuk megvizsgálni, hogy törvényszerűen alacsonyabb-e 28 napos és későbbi korban a gőzölt portlandcement-beton szilárdsága az összehasonlító gőzöletlenénél vagy ez a szilárdságcsökkenés csak annak a következménye, hogy a gőzölésen kívül — amely igen erőszakos beavatkozást jelent a cement hidratációjának a folyamatába — még azáltal is zavarjuk a hidratációt, hogy a gőzölés után nem jut a hidratáció folytatásához szükséges vízmenyiséghez a cement. E cél elérése érdekében a fenti technológiával 4 sorozat próbakockát készítettünk, melyeket 1, 7, 28, illetve 220 napos korban törtünk el.

Az 1 napos korban el nem tört kockákat 24 óras koruktól kb.  $18^{\circ}\text{C}$  hőmérsékletű vízben tároltuk. A kb. 220 napos korban vizsgált kockákat 90 napos korban kivettük a vízből és attól kezdve szobahőmérsékleten tartottuk. A vízben tárolt kockákat a vizsgálat előtt 1 órával vettük ki a vízből.

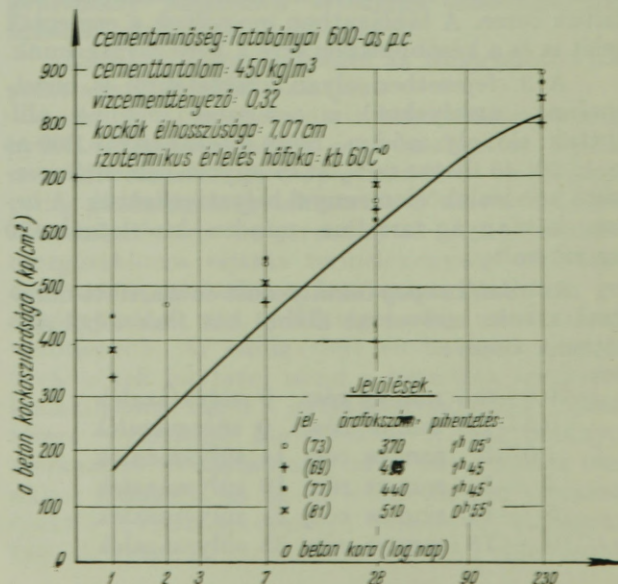
Az utókezelésnek ezzel a módjával 90 napos korig kikapcsoltuk a levegő  $\text{CO}_2$ -tartalma hatására keletkező karbonizációt, amelynek mértéke és sebessége a betonméretektől jelentősen függ és ezzel a hatással nem zavartuk meg eredményeinket. Amikor a próbakockákat vízben tárol-

juk, meghagyunk egy bizonytalanságot, ugyanis a próbakocka szilárdsága függ a nedvességtartalmának a mértékétől is. Ezt a bizonytalanságot oly módon igyekeztünk csökkenteni, hogy a vízből való kivétel után közel egyidőben törtük a kockákat.

A kísérleti eredményeket a 2—13. ábrákon tüntettük fel. Ugyanezek az ábrák a beton adatait is megadtuk. Amennyiben a gőzölési diagramot nem adtuk meg, akkor az 1 jelű volt. Mivel a gőzölési diagram eltért a tervezettől, a gőzölés tartama helyett a gőzölés  $+20^{\circ}\text{C}$  alaphőmérséklettől számított órafokszámát adtuk meg, azt a gőzölési hőmérsékletnél fel is tüntettük. Ugyanezek az ábrák feltüntették az összehasonlító gőzöletlen kockák szilárdságainak a kiegyenlítő vonalát is, hogy az eredményeket könnyebben tudjuk értékelni. Ezeket nagyon sok mérési eredményből kaptuk, úgy hogy a kiegyenlítő vonalak megadása jogosult.

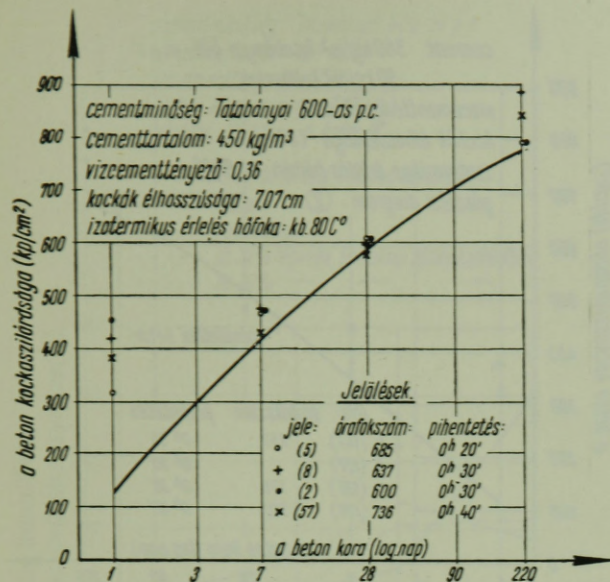


2. ábra. Vízben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása

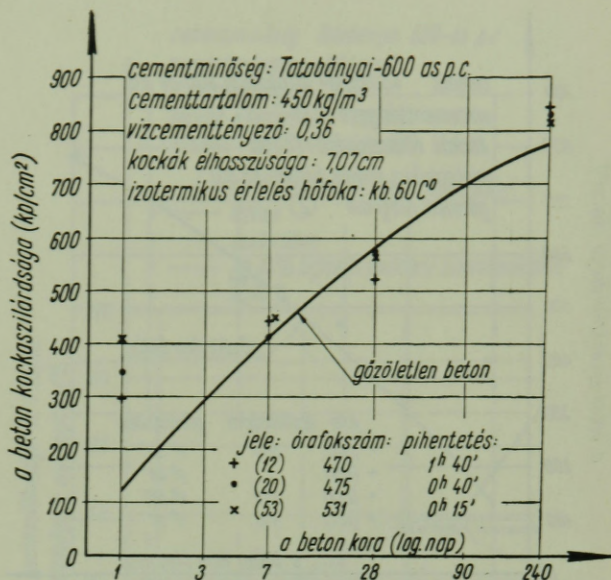


3. ábra. Vízben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása

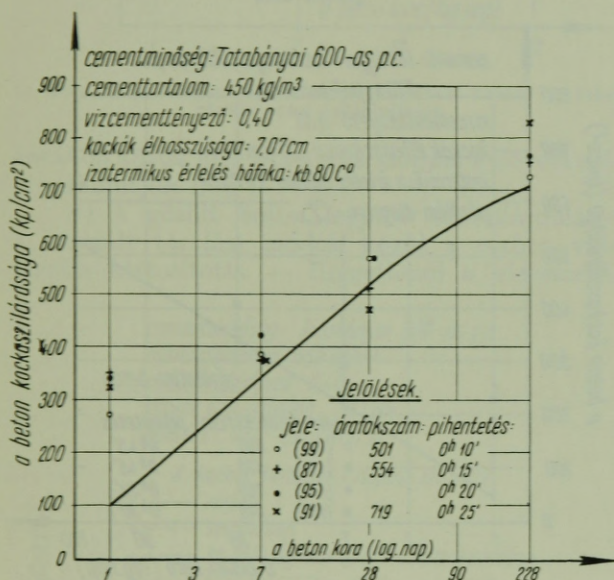




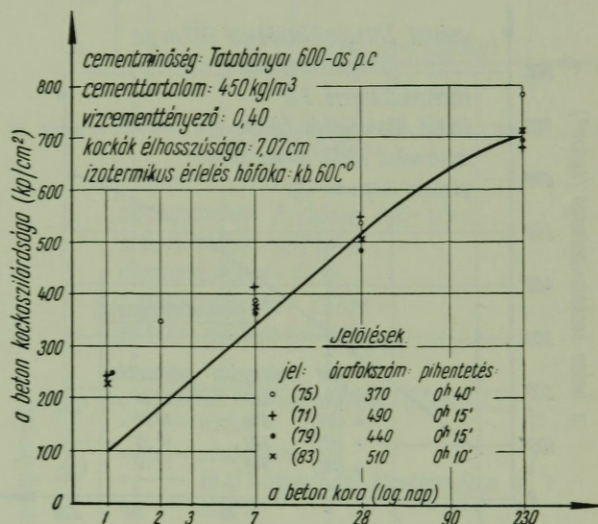
4. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása



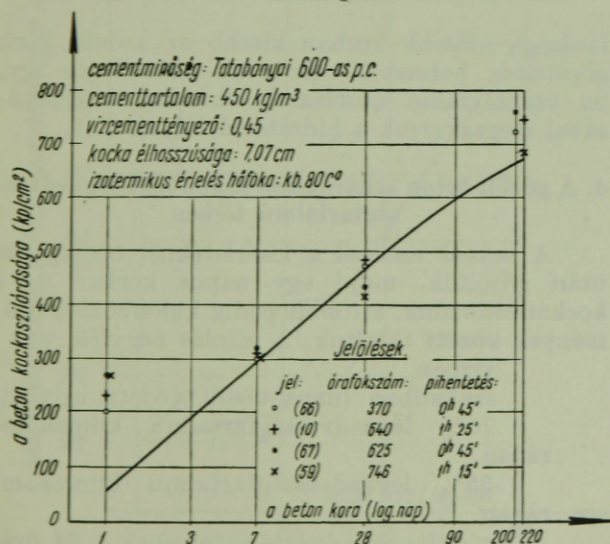
5. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása



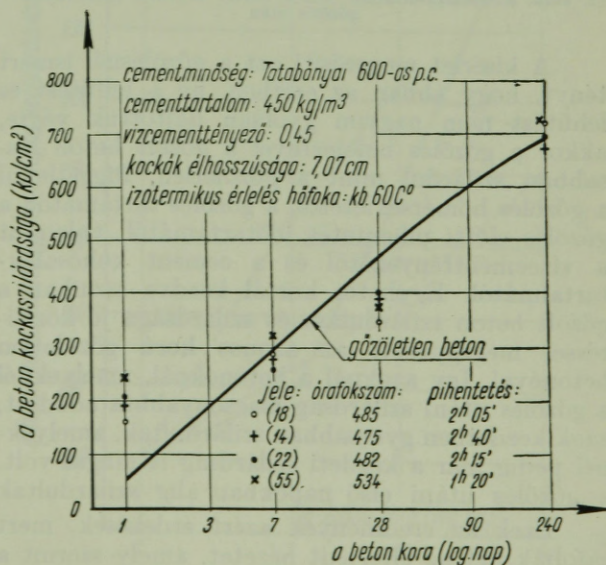
6. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása



7. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása

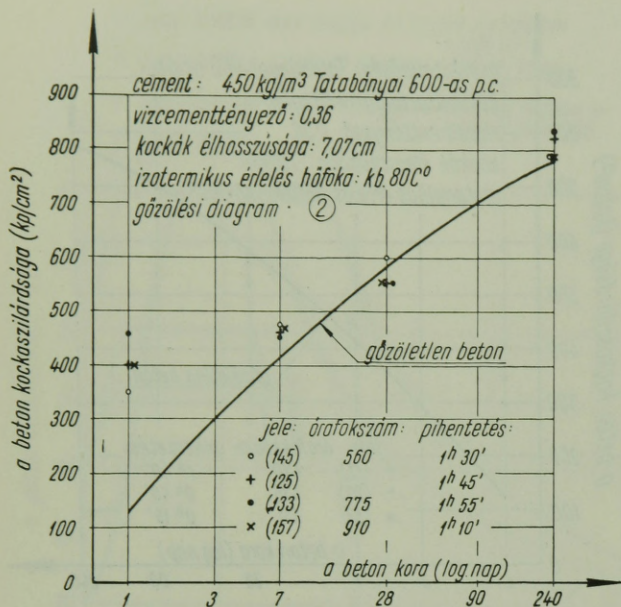


8. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása

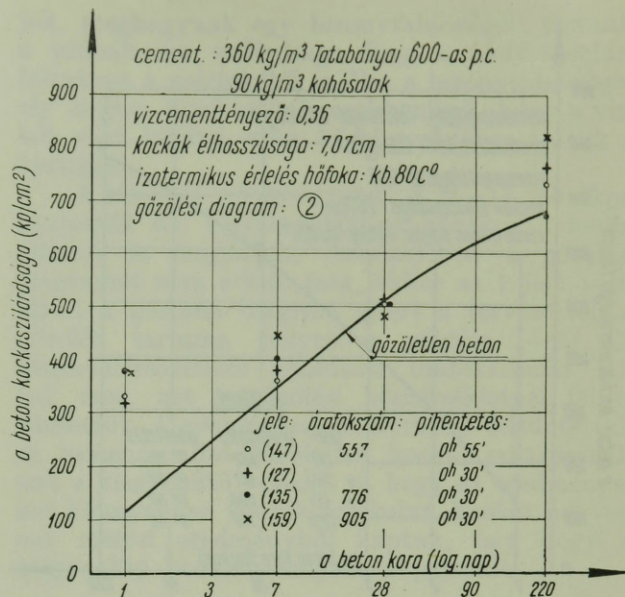


9. ábra. Vizben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdulása

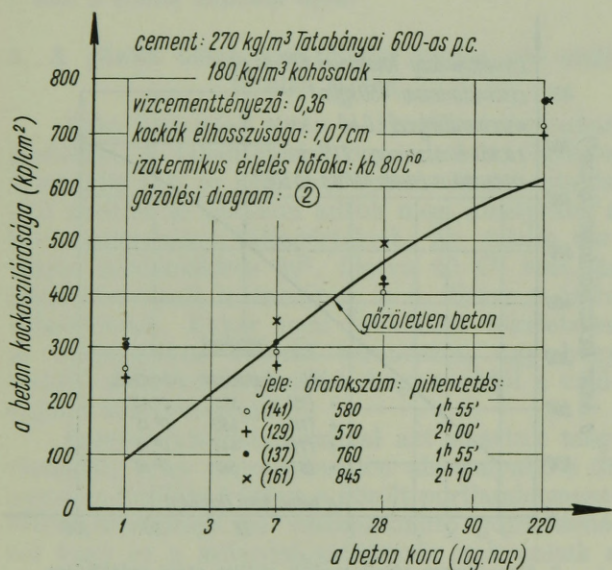




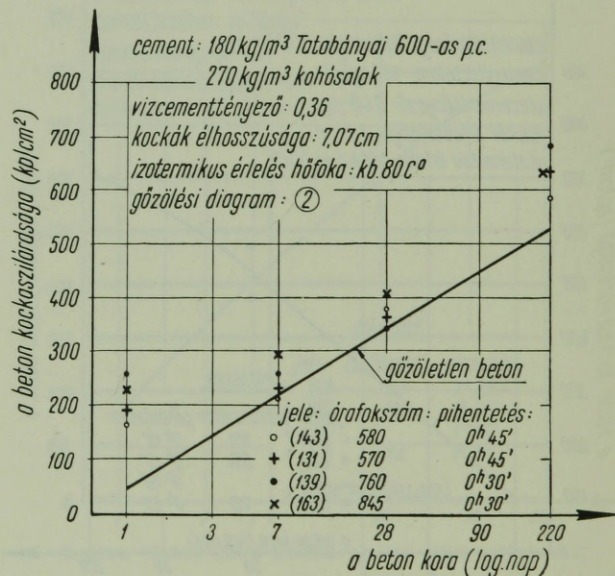
10. ábra. Vízben tárolt kockák gőzölés utáni szilárdsága



11. ábra. Kohósalaktartalmú vízben tárolt betonok szilárdsága a gőzölés után



12. ábra. Kohósalaktartalmú vízben tárolt betonok szilárdsága a gőzölés után



13. ábra. Kohósalaktartalmú vízben tárolt betonok szilárdsága a gőzölés után

A kísérlet megerősíti azt a gőzölésnél ismert tényt, hogy abban az esetben, ha a felfűtést és lehűtést nem nagyon gyorsan hajtottuk végre, akkor a gőzölés befejeztével a gőzölt beton lassabban szilárdul mint a gőzöletlen, függetlenül a gőzölés hőmérsékletétől, a gőzölés tartamától, a gőzölés előtti pihentetés időtartamától, valamint a vízcementtényezőtől és a cement kohósalaktartalmától. Egyhetes kortól kezdve azonban a gőzölt beton szilárdsága és szilárdsága jó közelítéssel megegyezett az azonos korú gőzöletlen betonéval. Így azoknál a betonoknál, amelyeknél a gőzölés utáni szilárdság alacsonyabbra adódott, azok kezdetben gyorsabban szilárdultak, amelyeknél pedig már a kezdeti szilárdság is magas volt, a gőzölés utáni első napokban alig szilárdultak.

Ezek az eredmények azért érdekesek, mert cáfolják azt az elterjedt nézetet, amely szerint a tatabányai 600-as cementtel készült beton szilárdsága idősebb korban kisebb az azonos korú gőzöletlen betonénál. Ez csak akkor van így, ha szabálytalan gőzöléssel, vízhiány létrehozásával megzavarjuk a hidratáció folyamatát.

lárdsága idősebb korban kisebb az azonos korú gőzöletlen betonénál. Ez csak akkor van így, ha szabálytalan gőzöléssel, vízhiány létrehozásával megzavarjuk a hidratáció folyamatát.

#### 4. A gőzölt beton szilárdsága különböző légnedvességtartalmú térben

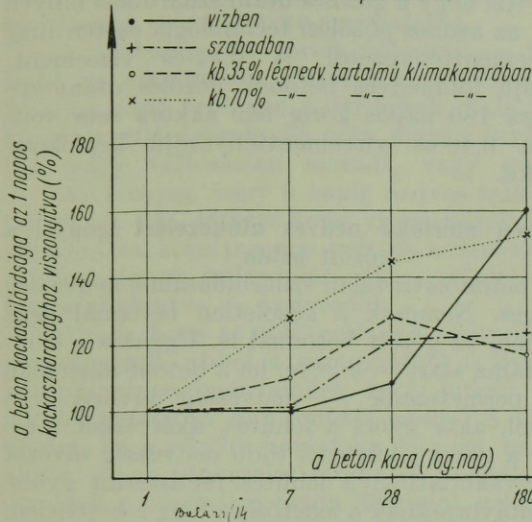
A betont ezeknél a kísérleteknél bedolgozás után gőzöltük, majd egy napos korban 4—4 kockát eltörtünk, a többit pedig különböző körülmények között tároltuk. A tárolás négyféle volt: vízben, szabadban (napsütéstől védett helyen), 70% légnedvességtartalmú klímakamrában, 35% légnedvességtartalmú klímakamrában.

A törőszilárdságok átlagértékeinek a 24 órás szilárdságokhoz viszonyított értékeit a 14—17.



cementminőség: Tatabányai 600-as p.c.  
cementtartalom: 450 kg/m<sup>3</sup>  
vizcementtényező: 0,32  
kockák élhosszúsága: 707 cm  
gőzölés: 80°C-on 6 órán át

A kockák tárolása 1 napos koruktól:



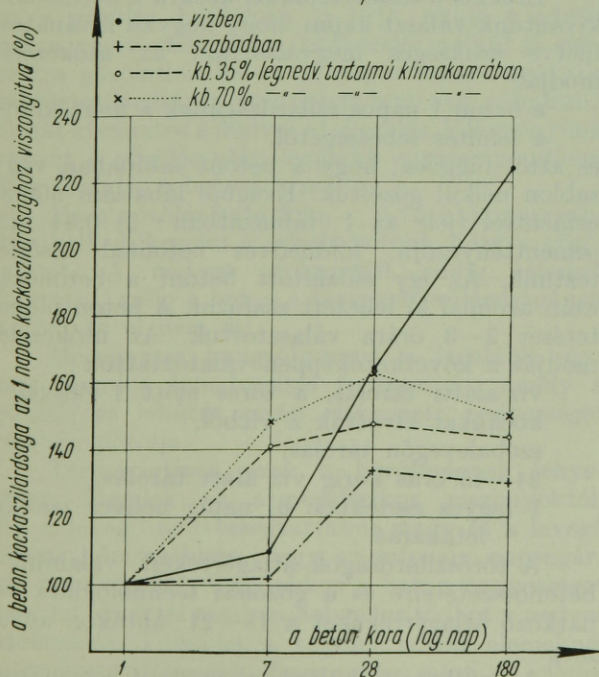
14. ábra. A tárolóter légnedvességtartalmának hatása a beton gőzölés utáni szilárdulására

ábrákon adtuk meg. Az ábrák alapján a következőket állapítjuk meg:

a) A gőzölt beton legjobb utószilárdulását a vizsgált tárolási módok közül a vízben való tárolás biztosította — függetlenül a vízcement-

cementminőség: Tatabányai 600-as p.c.  
cementtartalom: 450 kg/m<sup>3</sup>  
vizcementtényező: 0,40  
kockák élhosszúsága: 707 cm  
gőzölés: 80°C-on 6 órán át

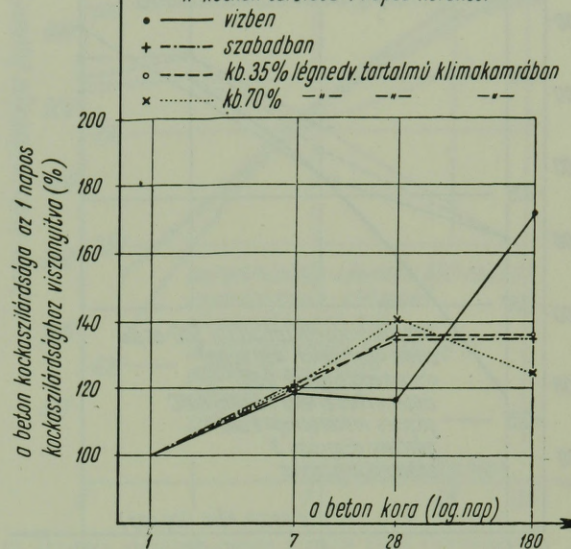
A kockák tárolása 1 napos koruktól:



16. ábra. A tárolóter légnedvességtartalmának hatása a beton gőzölés utáni szilárdulására

cementminőség: Tatabányai 600-as p.c.  
cementtartalom: 450 kg/m<sup>3</sup>  
vizcementtényező: 0,36  
kockák élhosszúsága: 707 cm  
gőzölés: 80°C-on 6 órán át

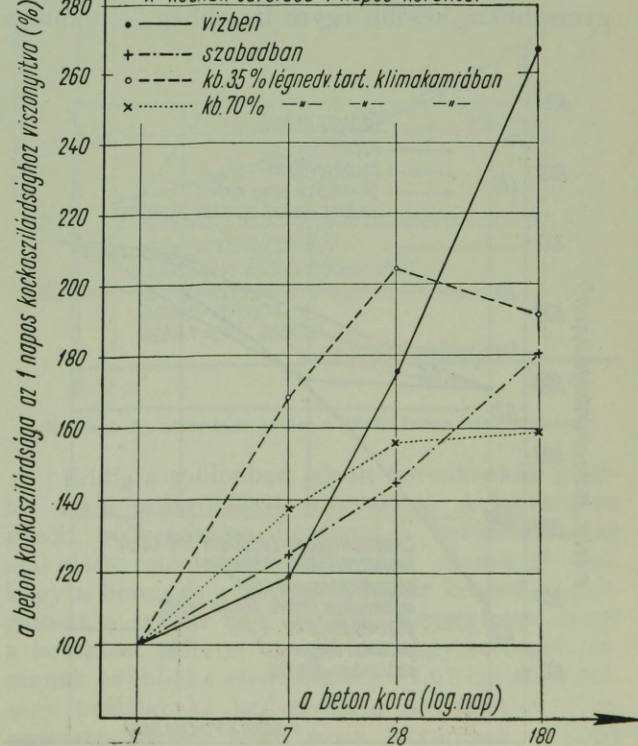
A kockák tárolása 1 napos koruktól:



15. ábra. A tárolóter légnedvességtartalmának hatása a beton gőzölés utáni szilárdulására

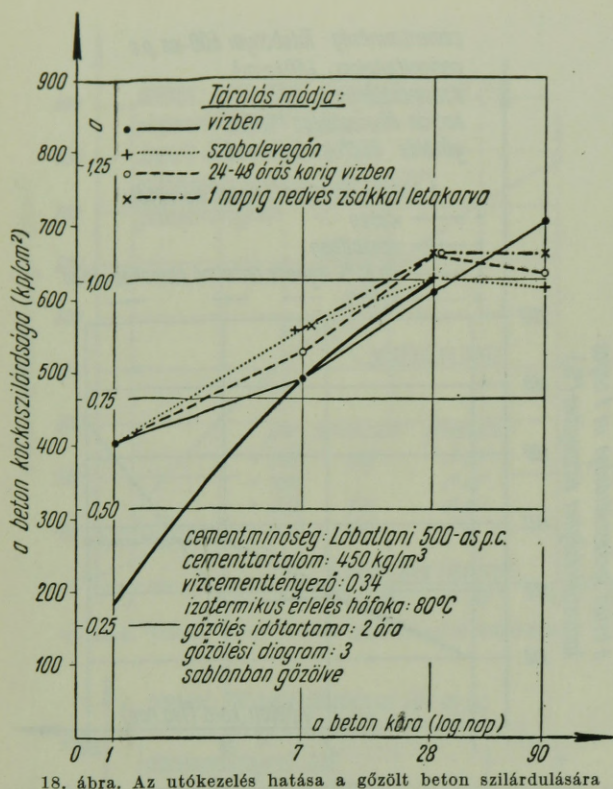
cementminőség: Tatabányai 600-as p.c.  
cementtartalom: 450 kg/m<sup>3</sup>  
vizcementtényező: 0,455  
kockák élhosszúsága: 707 cm  
gőzölés: 80°C-on 6 órán át

A kockák tárolása 1 napos koruktól:



17. ábra. A tárolóter légnedvességtartalmának hatása a beton gőzölés utáni szilárdulására

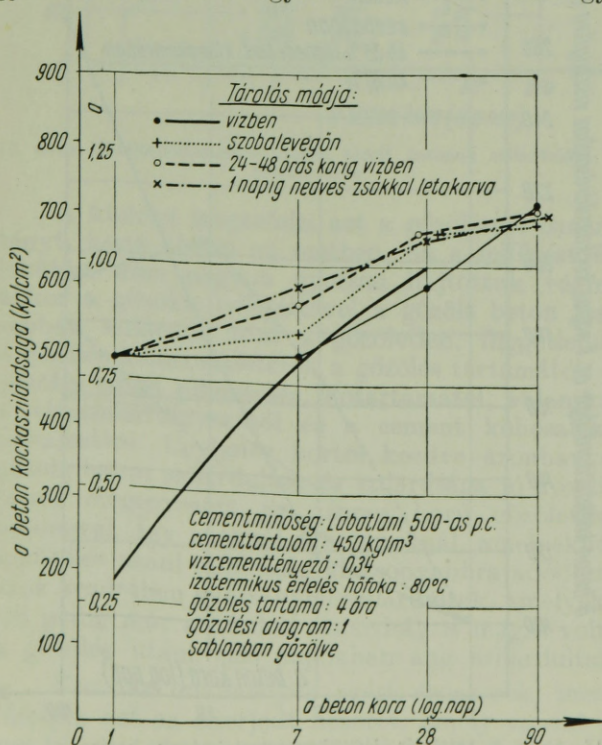




18. ábra. Az utókezelés hatása a gőzölt beton szilárdulására

tényezőtől. Ez ugyan 7 és 28 napos korban nem látszik, de ennek egyik (talán fő) oka, hogy a vízből kivett beton még egyórás szobalevegőn való tároláskor is sokkal nedvesebb volt, mint a többi beton, ami közismerten kedvezőtlenül befolyásolta a szilárdságot. Másrészt a tárolási mód-ban levő eltérés a kezdeti időszakban nem érez-teti hatását, csak később.

A nem vízben tárolt betonoknál — kezdetben gyorsabban, később egyre lassabban — mintegy



19. ábra. Az utókezelés hatása a gőzölt beton szilárdulására

28 napos korig nőtt a beton szilárdsága, onnan azonban a szilárdulás gyakorlatilag megszűntnek tekinthető. Úgy látszik, hogy ez esetben a tobermoritszerű fázis kialakulásához szükséges víz-mennyiség nem állt rendelkezésre s így a szilárdulás egy idő múltán megszűnt.

b) Az, hogy a gőzölés utáni szilárdulás milyen mérvű, az azonos gőzölési technológia esetén függ a vízcementtényezőtől. A 0,32-es vízcementtényezőjű földnedves betonok gőzölés utáni szilárdulása 180 napos korig fele akkora sem volt, mint a 0,40-es vízcementtényezőjű képlékeny betonoké.

## 5. Milyen mértékű nedves utókezelést igényel a gőzölt beton?

A beton zavartalan szilárdulásához nedvesség szükséges. Nemcsak a gőzöletlen betonnál igaz ez, hanem az gőzölt betonnál is. Ugyanis a lehű-tés tartama alatt — kivéve, ha a betont állandóan vízzel permetezzük — nedvesség távozik el a betontól, akár gyors a lehűtés, akár lassú. Leg-feljebb a gyors lehűtésnél több nedvesség távozik el. A gyakorlatban a lehűtés rendszerint gyors. A víz eltávozásának a lehetősége függ a betonelem vastagságától is. A beton vízigénye pedig attól is függ, hogy milyen volt a gőzölés hatásfoka a gőzölés befejeztével, milyen a levegő légnedves-ségtartalma, a szélsébség, milyen erős napsütés éri a betont az utószilárdulás tartama alatt, milyen a levegő hőmérséklete. Mindennek a sok véletlen jellegű gyakorlati esetnek a beton szilárdulására gyakorolt hatását kísérlettel eldönteni nem lehet és nehéz szabályt is adni. Kísérleteink-vel csak azt igyekeztünk megállapítani, hogy a nedves utókezelés mértéke hogyan hat a gőzölt beton utószilárdulására, ha különböző utókezelést alkalmazunk és az utókezelés befejeztével a betont szobalevegőn tároljuk.

Ezekkel a kísérleteinkkel azokra a kérdésekre kívántunk választ kapni, hogy hogyan kívánatos, illetve szükséges megválasztani az utókezelés módját

a beton 1 napos szilárdságának a mértékétől, a lehűtés sebességétől,

és attól függően, hogy a betont sablonban vagy sablon nélkül gőzöltük. Evégből lábatlani 500-as cementtel (jele az 1. táblázatban: 2) 0,34 víz-cementtényezőjű, földnedves betonnal kísérle-teztünk. Az így előállított betont a betonozás után azonnal ki lehetett zsaluzni. A beton pihen-tetését 2—3 órára választottuk. Az utókezelés módját a következőképpen válogattuk:

víz alatti tárolás, a törés előtt 1 órával a kockákat kivettük a vízből,

szobalevegőn tárolás,

24—48 órás korig víz alatt tárolás,

1 (egyes esetekben 6) napig nedves zsákkal letakarás.

A törőszilárdságok átlagértékeit, valamint a betonösszetételre és a gőzölési technológiára vo-natkozó átlagértékeket a 18—21. ábrákon adtuk meg.

Az utókezelés különböző módjait összehason-lítva megállapíthatjuk, hogy az egynapos kortól



végig víz alatt tárolt kockák szilárdsága 7 és 28-napos korban vagy megegyezett a más módon kezelt betonéval, vagy rendszerint annál kisebb volt, ahogy ezt az előző fejezetekben tatabányai 600-as p. c.-tel készített betonoknál is tapasztaltuk. 90-napos korban azonban a vízben tárolt betonok szilárdsága a többi beton szilárdságát rendszerint számottevően meghaladta.

A szobalevegőn tárolt betonok — függetlenül az alkalmazott gőzölési technológiától — 7-napos korig rendszeren szilárdultak, 8 és 28 nap között a szilárdságuk alig nőtt, majd a továbbiakban vagy változatlan maradt, vagy csökkent.

Az 1 napig, vagy 6 napig nedves zsákkal betakart, ill. 24—48 óráig vízben tárolt kockák szilárdulása közel azonos volt és a szobalevegőn tárolt betonok szilárdulásánál — kivételes esetektől eltekintve — kedvezőbb.

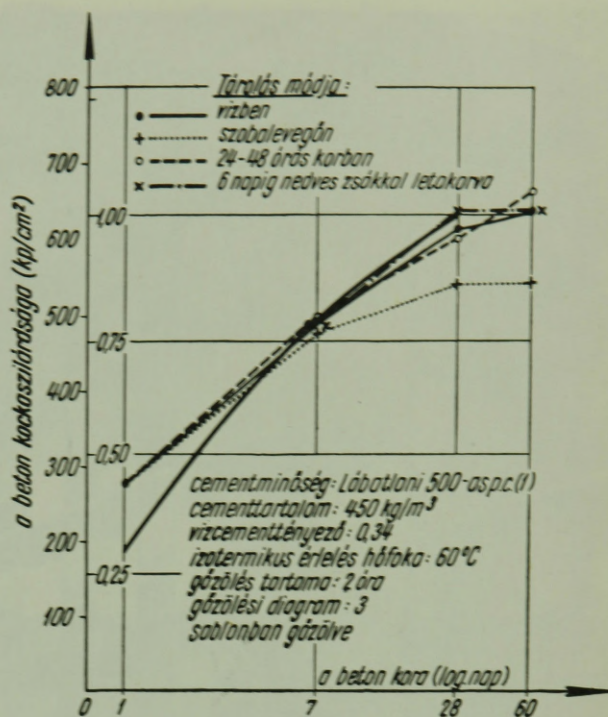
Ahhoz, hogy az utókezelés szükséges mértékét megadhatjuk, abból a szempontból is össze kell hasonlítani eredményeinket, hogy milyen volt a gőzölés hatásfoka és a lehűtés módja. A 18. ábra szerint, ha a gőzölés hatásfoka 0,75-nél nagyobb, akkor — az utókezelés módjától függetlenül — nemcsak a gőzöletlen beton 28-napos szilárdságát érték el, de még a 90-napos szilárdságát is. Rosszabb volt a helyzet a 19. ábrán feltüntetett betonnál, amelynél a 3. jelű diagram szerint gőzöltünk (a betont hirtelen hűtöttük le). A gőzölés hatásfoka itt 0,65 volt. Ez a szobalevegőn tárolt beton a későbbiekben legfeljebb a gőzöletlen beton 28-napos szilárdságát érte el. Ebben az esetben az utókezeletlen betonnak szilárdsági tartaléka már nem volt. Ha tovább csökkent a gőzölés hatásfoka (lásd 20. ábra, ahol a hatásfok 0,43), akkor az utókezelés hiánya már helyrehozhatatlan károsodást okozott. Ebben az utolsó esetben már igen szembevetendő a nedves utókezelés hiánya.

Összefoglalva az eddigieket azt mondhatjuk, hogy 500-as és 600-as cementjeink alkalmazásakor, ha a gőzölés hatásfoka  $\geq 0,75$ , akkor a gőzölt beton végző szilárdsága utókezelés nélkül is elérheti a gőzöletlen beton 28-napos szilárdságát, de többszilárdságra nem lehet biztosan számítani. Tehát kívánatos a nedves utókezelés. Véleményünk szerint a gőzölés után legalább egyszer gondosan át kell itatni a betont vízzel.

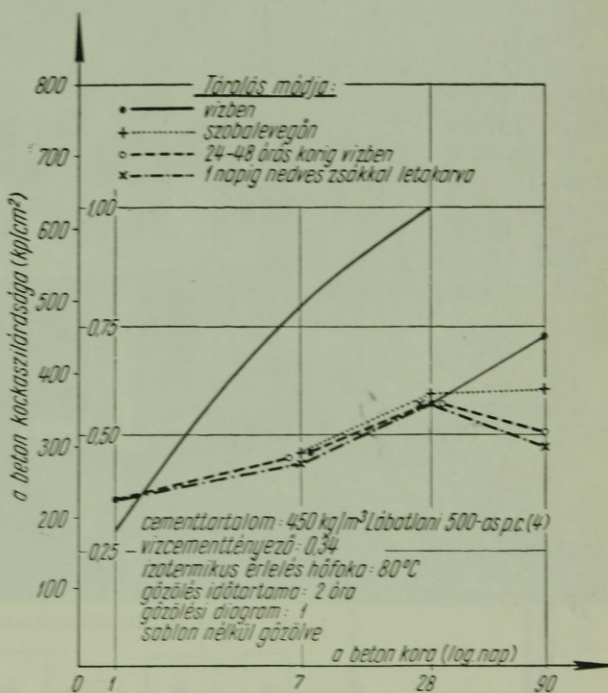
Ha a gőzölés hatásfoka  $< 0,75$ , akkor ugyanúgy kell utókezelní a gőzölt betont, mint a gőzöletlent. A nedves utókezelést addig célszerű folytatni, amíg a beton a tervezett szilárdságának a 75%-át el nem éri.

Mégegyszer hangsúlyozzuk a legalább egyszeri gondos átnedvesítés fontosságát, amely a gőzölés és lehűtés során eltávozott nedvességet részben pótolja.

Természetesen ezek a körülmények lényegesen függnék az atmoszférikus viszonyoktól. Ha a levegő nedvességtartalma nagy és a levegő magas hőmérséklete, vagy az intenzív napsugárzás nem akadályozza, akkor a beton nedvességet vesz fel, és ezzel részben helyettesíthető a nedves utókezelés. Továbbá a vékony gőzölt elemeknél a nedves utókezelés fontosabb, mint a vastag elemeknél.



20. ábra. Az utókezelés hatása a gőzölt beton szilárdulására



21. ábra. Az utókezelés hatása a gőzölt beton szilárdulására

Eddig a sablonban gőzölt betonkockák gőzölés utáni szilárdulását tárgyaltuk. A kizsálúzva gőzölt utókezeletlen betonnál a betonszilárdság alakulása még kedvezőtlenebb. Ennek fő oka, hogy a beton és a környező légtér közötti vízforgalmat a sablon nem gátolja. Kétségtelen, hogy a betontest méretei itt szintén nagy szerepet játszanak és ebből a szempontból a 7,07 cm élhosszúságú próbakocka kedvezőtlen. Azonban az előregyártott elemek nagy része ugyancsak vékony (pl. tető és fűdémpanelek, kéményelemek).





1. kép. A munkásszálló főhomlokzata. (Foto: UVATERV, Kaszáné, Avar Helly)

## Meglepetés egy épület alapozásánál

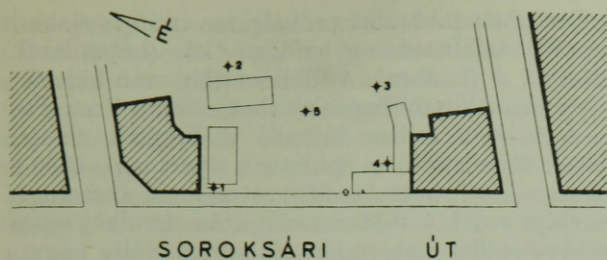
VALKÓ GÁBOR

Amikor az állványzatok mögül egy-egy szemet gyönyörködtető új épület bukkan elő, kinek jut eszébe, hogy az építés „történetére” gondoljon?

Pedig csaknem valamennyi új építész alkotásunk igen érdekes, nemegyszer igen tanulságos körülmények között születik meg. E cikkben egy ilyen „történetet” szeretnék feleleveníteni, mely úgy hiszem joggal számíthat a szakemberek érdeklődésére.

1960 nyarán kezdte meg az UvaterV VI. irodáján Liebhardt Ferenc építész-mérnök munkatársaival a KPM új munkásszállójának tervezését; e munkában szerző mint statikus tervező vett részt. A reprezentatív, 400 fős szálló-építkezésre a Fővárosi Tanács a Soroksári-út 14/a—b—c számú telkeket jelölte ki. A tervezőcsoport az épületet (pince, földszint, 6 emelet + tetőtérasszal) középfolysós, háromtraktusos rendszerben, vasbeton vázas monolitikus szerkezettel ter-





## 1-5: FŰRÁSOK HELYE

1. ábra. A talajmechanikai szakvélemény helyszínrajza

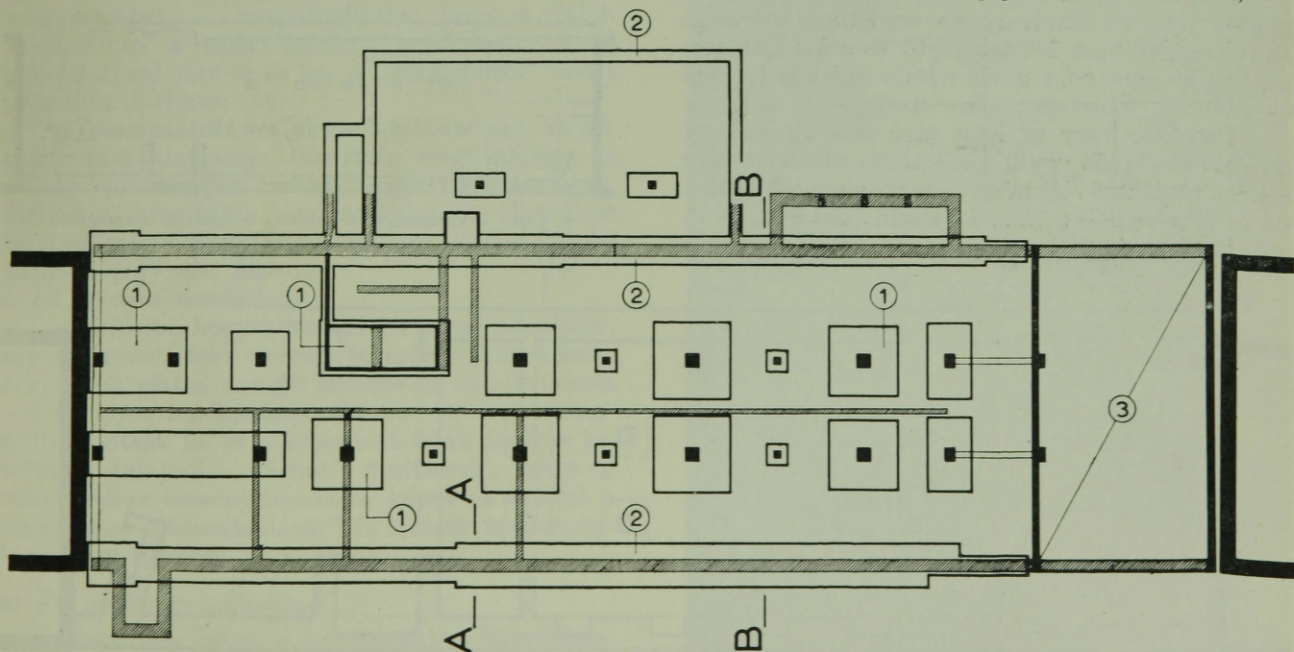
vezte meg (1. felvétel). Uvaterv talajmechanikai osztálya a kijelölt telken végzett öt fúrás alapján szakvéleményt bocsátott a tervezők rendelkezésére (1. ábra). A kapott adatok alapján a közép-traktus vázpilléreinél vasbeton szoliteralapokat, a pincefőfalak mentén csömöszöltbeton sávalapokat, a kazánházi teknő területén vasbeton ellenlemez alapozást terveztek (2. ábra). Az épület főhomlokzata mentén a járda alatt, laza feltöltés rétegben telefonkábel húzódik, melynek sértetlenségét a pincetömbkiemelés, sávalapozás, szigetelési és pincefalazási munka tartamára biztosítani kellett. A járdaszint alatt 3,80 m fenékmélységű alapok kivitelezésénél ezenkívül számolni kellett a Soroksári út rendkívül erős tehergépjármű forgalmával. (3. ábra). Ezért e munkákra a technológiai osztály a legapróbb részletig megoldott tervet készített; a terv fenti munkákat — a biztonság érdekében — dúcolt, ékelt, függőleges pallóterítés védelme alatt, szakaszosan végzett műveletekkel irányozta elő. A Hidépítő Vállalat dolgozói Gácsi János építésvezető irányításával 1961. májusában kezdték meg az építkezést. Építésvezető a pincetömbkiemelést vonóköteles kotróval végeztette (2. fel-



2. kép. A földkiemelés kezdete. (Foto: Gácsi János)



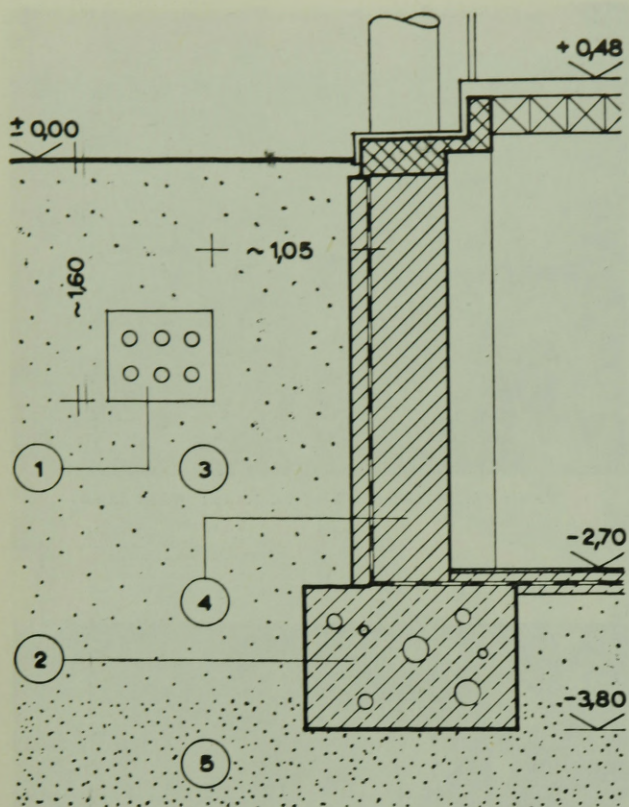
3. kép. Így kezdődött a meglepetés. (Foto: Gácsi János)



① SZOLITERALAP    ② SÁVALAP    ③ KAZÁNHÁZI VB. ELLENLEMEZ

2. ábra. Az eredeti alapozási terv





3. ábra. Az alapozási terv „A” függőleges metszete  
(1) telefonkábel; (2) tervezett sávalap; (3) feltöltés; (4) tervezett pincefal; (5) teherhordó talaj

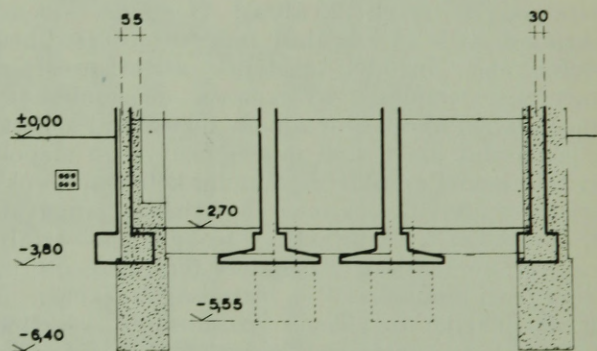
vétel). Legnagyobb meglepetésére a felső törmelékregteg felszedése után a földből összefüggő, eltemetett épületrendszer falai és padlója bontakoztak ki. Ez a meglepetés bonyolult helyzetet teremtett tervező, kivitelező és beruházó számára egyaránt (3—4. felvétel, 4. ábra).

A feltárt épületmaradványok felmérése után nyilvánvalóvá vált, hogy az eredetileg tervezett alapozásmód nem kivitelezhető és a kiadott terveknek — egészen a pince fölötti födémgig terjedő — azonnali felülvizsgálata szükséges (5. ábra).

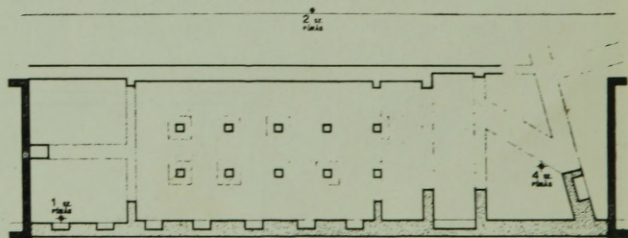
Érdekes, hogy az igen sűrű falazatrendszert az öt fúrás közül egyik sem találta el! Kizárólag a 4. sz. fúrásban volt némi zavar, amely (idézzük a szakvéleményből): „...a térszín alatti 3,40 m

mélységben többszöri próbálgatás után is elakadt az itt található egybefüggő kő (betondarab) miatt...” (6. ábra). A földkiemelés után kiderült, hogy ez az „összefüggő kő (betondarab)” az eltemetett — a falban látható vaskarikák alapján feltehetően istálló — épületnek a jelenleg —3,50 m szinten levő kétszáz négyzetméteres összefüggő padlója volt! A földkiemelés után mindkét szomszédos épület határfalán láthatóvá vált, hogy a régi falazatok azonos mélységben tovább vonulnak, így feltehetően az akkori építőknek is hasonló meglepetésben volt részük.

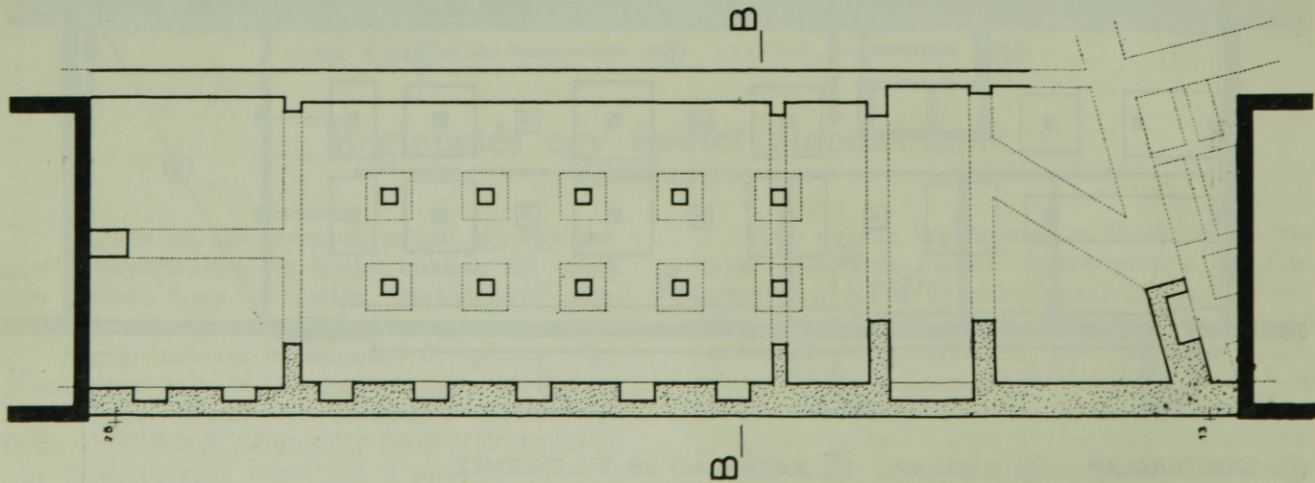
A későbbiek során ismeretessé vált, hogy talajmechanikus tervező a szakvélemény készítésekor, gyanakodva a 4. számú fúrás elakadásán, kikérte a két szomszédos épületről a Fővárosi Tanács tervtárában megőrzött tervanyagot, de abban semmilyen nyomot vagy utalást eltemetett régi épület alapfalaiival kapcsolatban nem talált. 1960 nyarán, a feltárás után hozzájutott egy magánkézben őrzött, az 1896-os milleniumi kiállításra kiadott



5. ábra. A tervezett és a feltárt alapok átfedése a „B” harántmetszetben



6. ábra. A kutatófúrások helyzete a feltárási alaprajzban



4. ábra. A feltárt épületmaradvány felmérési alaprajza



városterképhez, melyen a feltárt épületrész az „Első Budapesti Sütők és Molnárak Gőzmalma” megnevezésű épületrendszer részeként a kijelölt telken szerepelt! Sajnos későn! Még később — magánbeszélgetések alkalmával — szerzőnek is tudomására jutott, hogy a munkásszálló körül csaknem valamennyi épület alapozásakor megtalálták a malomkomplexum falazatait, és ezeket minden esetben lehetőleg hasznosították alapozás céljára.

Minderről azonban az alapozási terv készítésekor nem volt tudomásunk.

Az épület kitűzési rendszerének a feltárt falazatok felmérési tervével való egyeztetése a következő kérdéseket vetette fel:

I. Felhasználható-e a meglevő vegyesfalazat főhomlokzati pincefalnak és a homlokzati pillér-váz terheinek elosztására?

(A feltárt fal tengelye a tervezett fal tengelyénél átlag 55 cm-el volt beljebb!) (lásd 5. ábrát!)

II. Jelent-e előnyt a főhomlokzat mentén vonuló vegyesfalazat megtartása a telefonkábel és az utca felőli laza feltöltés sértetlensége szempontjából? (lásd 5. ábrát!).

III. Felhasználható-e a meglevő vegyesfalazat az udvari pincefal alapjának?

(A feltárt fal tengelye és a tervezett fal tengelye között 30 cm volt az eltérés az udvar felé (lásd 5. ábrát!).

IV. Milyen változtatás célszerű a kazánházi ellenlemez terveiben az alatta ferde hosszirányban vonuló nagyméretű faltest miatt?

V. Felhasználhatók-e a feltárt, középen elhelyezkedő alaptestek a középtraktuspillérek alapozásánál?

Rendkívüli esetekben felmerülő alapozási kérdésekkel az Uvatervben külön „Alapozási Bizottság” foglalkozik, mely ez esetben is azonnal összeült. A bizottság elsősorban — az előzményeket megvizsgálva — megállapította, hogy a talajmechanikus a szakvélemény készítésekor kellő gondossággal járt el és így a „meglepetés” miatt nem hibáztatható.

A bemutatott és ismertetett anyag tanulmányozása alapján a Bizottság megtárgyalta és utólag jóváhagyta szerző azon intézkedéseit, melyeket késedelem és munkakiesés elkerülése céljából még a Bizottság összeülése előtt az építési naplóba jegyzett, és pedig:

a IV. pontra vonatkozólag:

elrendelte, hogy a kazánházi teknő ellenlemezét az eredeti terv szerint és mélységben készítsék, de az alatta vonuló faltesteket az ellenlemez — 5,24 m-es fenékszintje alá kb. 90 centiméternyire bontsák le, és a kibontott falak helyére kitermelt talajból „párnát” terítsenek, mely a süllyedéskor összenyomódásra képes és ezáltal a fenéklemez „fennakadását” és törését megakadályozza (5. felvétel, 7—8. ábra).

az V. pontra vonatkozólag:

elrendelte, hogy a középtraktus vázpilléreinek alapját az itt elhelyezkedő feltárt alapok fenékszintjére, átlag — 5,55 m mélységre vigyék le; minthogy azonban az új alapok a régiakat csak



4. kép. A munkagödör a földkiemelés után. (Foto: Valkó Gábor)

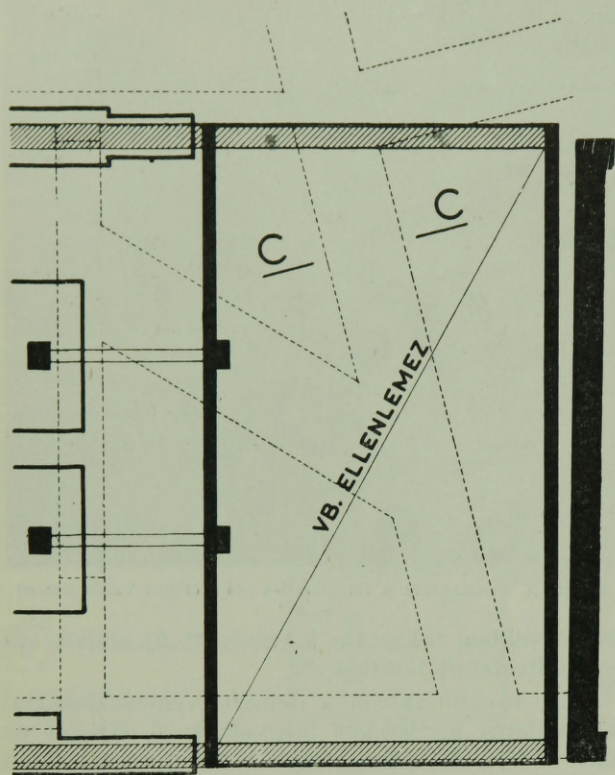
kismértékben takarták, a tervezett új alapok alá eső faltesteket bontsák el.

A továbbiakban a feltárt vegyesfalazattal kapcsolatos kérdéseket tárgyalták. A falakat az ülés előtt a Bizottság tagjai is megtekintették és megállapították, hogy az igen tág minőségi határok között változó kő- és habarcsanyag felhasználásával, vegyes munkaminőséggel készült és maradt fenn. A két szomszédos épület határfalán viszont látható volt, hogy a régi falazatot az akkori építők megtartották és felhasználták.



5. kép. A kazánházi teknő területére eső fa- és gépalapmaradványok bontása. (Foto: Valkó Gábor)



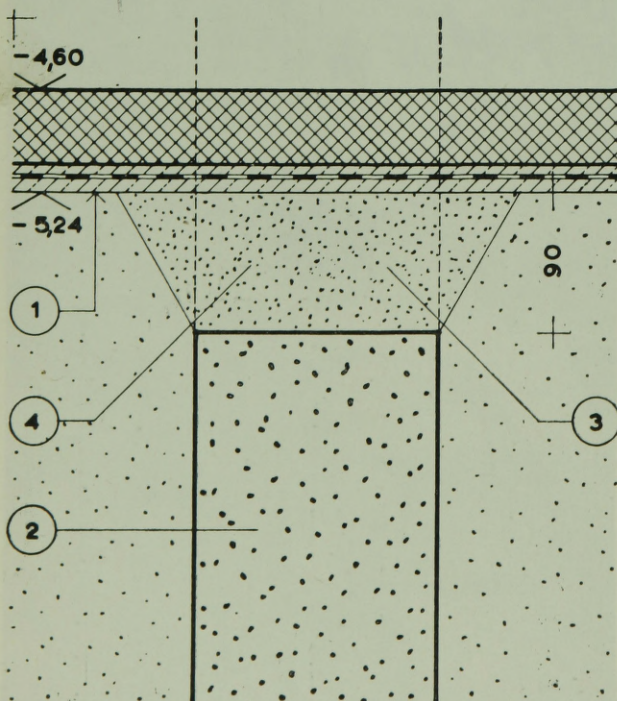


7. ábra. Az átvonuló faltest helyzete a kazánházi ellenlemez alatt

Az I—III. pontokban felvetett kérdések megbeszélése során számos javaslat hangzott el, melyek lényegileg két elvi álláspontot képviseltek.

1. a régi falazatot bizonytalan minősége miatt nem szabad felhasználni, ezért

azokat teljesen el kell bontani és az eredetileg —3,80 m szinten tervezett sávalapozást kell a



8. ábra. Talajpárna kialakítása a kazánházi ellenlemez védelmére (7. ábra „C” függőleges metszete)

(1) Földkiemelés alsó síkja; (2) Meglévő faltest; (3) Elbontott faltest; (4) Talajpárna

feltárt falak átlagosan —6,30 m-es fenékszintjén elkészíteni.

(Kevés megfontolással belátható, hogy ez a megoldás teljesen abszurd lett volna, hiszen a meglévő falazat kitűnően támasztotta az utca felőli földtömeget és benne a telefonkábelt. A faltest a fényképfelvételek tanúsága szerint ezt az oldalnyomást minden biztosítás nélkül elviselte. Elbontása és cseréje — a 6,30 méteres szintkülönbséget figyelembe véve óriási, teljesen indokolatlan erőfeszítést követelt volna meg.)

2. a feltárt régi falakat a lehető legnagyobb mértékben fel kell használni, ezért

2/a a régi falak alapját csömöszölt betonnal, szakaszosan, oly mértékben ki kell szélesíteni, hogy az ily módon kialakított összetett alaptest — végigmenő vasbeton elosztótalp közvetítésével — már közel centrikus terhelést kapjon.

(A későbbiekben ezzel a megoldással kapcsolatos nézetünket részletesen kifejtjük.)

2/b az épületet teljes egészében hátra kell tolni annyira, hogy a régi és a tervezett falak egymásra fedésének különböző nagyságú excentricitása a legkedvezőbb átlagértéket adja.

(Érdeemes néhány szóban ezt a javaslatot is kiértékelnünk. A tervezett épület például 40 cm-nyi hátrahúzásával elérhető lett volna, hogy falai mind az utcai, mind az udvari oldalon csaknem egyforma, kb. 10 cm-es excentricitással álljanak a feltárt falakra, mégpedig mindkét helyen kifelé! Ez a pincefalra ható földnyomás szempontjából a centrikus ráállásnál is kedvezőbb. Kitűnő és igen szellemes ötlet volt! Kár, hogy már az ötlet kimondásakor bizonyos volt, hogy az előírt beépítési vonalról való hátraugrást a Főváros amúgysem fogja engedélyezni. Egy lehetőség ugyan lett volna, de az olvasó bizonyára be fogja látni, hogy erről sem lehetett szó az adott helyzetben: az épület teljes újratervezésével biztosítani lehetett volna a legkedvezőbb ráállást. Az ily módon elérhető megtakarítást azonban az újratervezés és a felvonult kivitelező munkakiesésének költségei minden bizonnyal meghaladták volna.)

Szerző — mint tervező — a feltárt falazatoknak az épület hátrahúzása nélküli felhasználása mellett foglalt állást, és az alapozást a kétféle jellemző excentricitás mértékéhez igazodóan, de alapelvében szoliteres megoldásokkal javasolta megtervezni.

Az említett javaslat-változatok részletes meg tárgyalása után a Bizottság a következő ülésre az alábbiak megállapítását kérte:

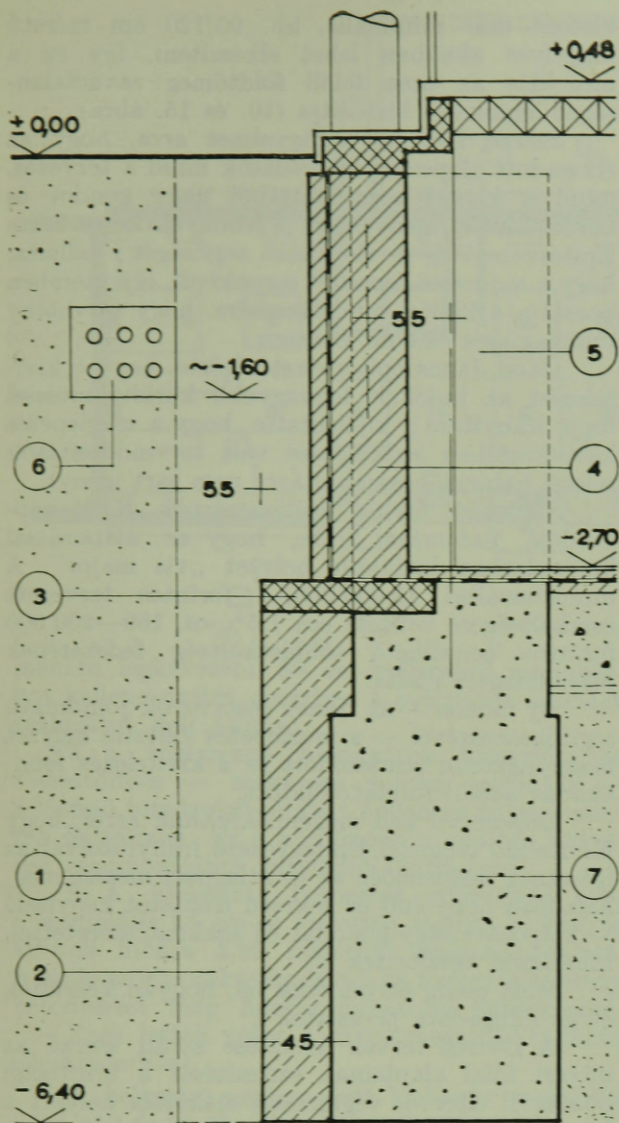
a) a meglévő falak teherviselő elemkénti felhasználásának és sávós alapszélesítésének lehetőségei és költségei,

b) az utcai és udvari oldalon a vázpilléreknek a feltárt alapok síkján történő szoliter alapozásának lehetőségei és költségei,

c) az épület hátrahúzásának lehetőségei és az így kialakítható alapozási megoldás költsége.

A négy nappal későbbben megtartott második ülésen az Alapozási Bizottság az a) — c) pontokra bemutatott vázlatok és számítások alapján

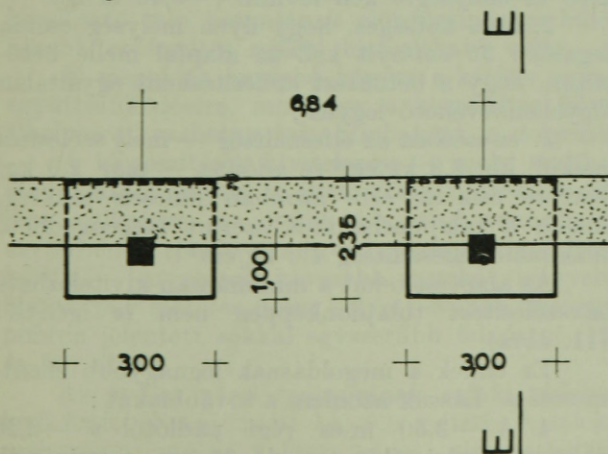




9. ábra. Bizottsági javaslat az utcai meglevő alapok sávos szélesítésére. (Függélyes metszet)

(1) alapkiegészítés; (2) földkiemelési igény; (3) vb. talp; (4) új pincefal; (5) elbontott vegyesfal; (6) telefonkábel; (7) vegyesfal

elvetette az épület hátrátolásának gondolatát, mivel ez a megoldás a várható adminisztratív nehézségek miatt gyors elintézésre nem adott lehetőséget.



10. ábra. Az utca felőli oldalon kivitelezett szoliteres megoldás alaprajzi vázlata

Továbbiakban a Bizottság az alábbi döntéseket hozta:

a III. pontra vonatkozólag:

az udvari főfalnál fennálló kis excentricitású faltengely-el térés esetén a teljes hosszban sávos alapszélesítés tervezendő (lásd 11. ábrát).

a II. pontra vonatkozólag:

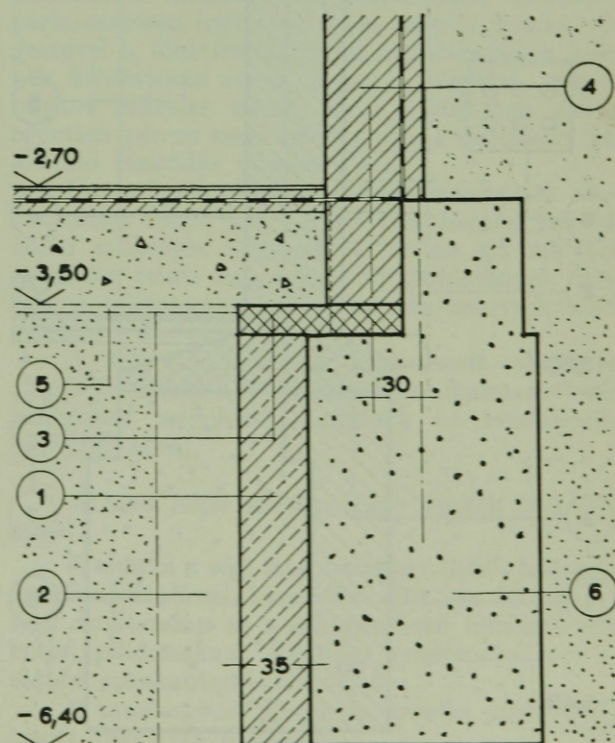
elfogadta szerző álláspontját, hogy az utcavonal menti régi faltestet meg kell tartani, mert ez feleslegessé teszi a tervezett — költséges és munkaigényes — pallódúcolás melletti szakaszos munkát, mely ráadásul a telefonkábel a kivitel során sérüléssel is veszélyezteti.

Beruházó és építésztervező hozzájárult a fal megtartásából eredő pincebélméret-csökkenéshez.

az I. pontra vonatkozólag:

elvetette azt a felmerült gondolatot, hogy az udvari főfalnál elfogadott megoldást az utcavonal mentén is alkalmazták, mivel itt az alapszélesítés éppen az utca felőli külső oldalon lenne szükséges, és noha a régi faltest a helyén maradna, a szélesítés — akár szakaszos — készítése miatt a telefonkábel tartalmazó feltöltést a teljes homlokzat mentén meg kellett volna bolygatni; ez esetben pedig a kábel megmozdulásának lehetőségével számolni kellett (9. ábra).

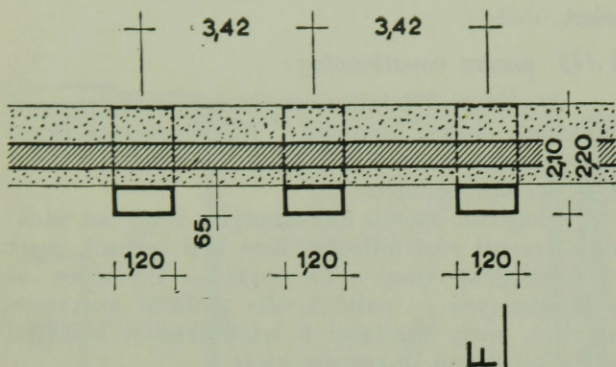
E helyett szerző szoliteres, mélyalapozásos javaslatát fogadta el, mely az utca felőli alapozás munkáját csupán pontokra koncentrálja; a javaslat szerint a 6,80 m-kénti kb. 180,0 tonnás homlokzati vázpillérek alá excentrikus vasbetontalpakokat telepít. Azért excentrikusakat, mert a talpaknak a talajmechanikus által megadott



11. ábra. Bizottsági javaslat az udvari meglevő alapok sávos szélesítésére. (Függélyes metszet)

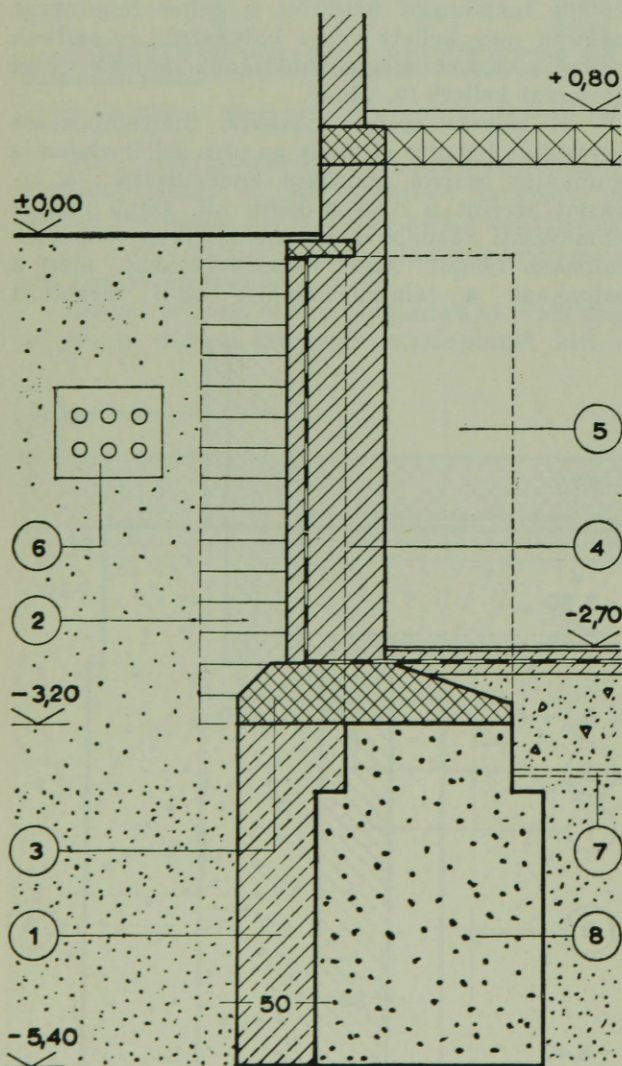
(1) alapkiegészítés; (2) földkiemelési igény; (3) vb. talp; (4) új pincefal; (5) régi pincepadló; (6) régi vegyesfal





12. ábra. Az udvar felőli oldalon kivitelezett szoliteres alapkiegészítés alaprajzi vázlata

maximális megengedhető elfeszültségre való beállításával az utca felé szükséges alávágás mértékét így minimálisra, kb. 80 cm-nyire tudta leszorítani (lásd a 15. ábrát). A talpak készítése számára szükséges kb. 3,50/3,50 m-es alaprajzi méretű tárokat belülről lehet a fal alá mélyíteni; a pillérek felmenő szakaszait az utca felőli oldalon



13. ábra. A trafó mentén kivitelezett sávossalapkiegészítés. (14. ábra „D” függőleges metszete)

(1) alapkiegészítés; (2) réteges földvisszatöltés; (3) vb. talp; (4) új pincefal; (5) elbontott vegyesfal; (6) telefonkábel; (7) régi pincepadló; (8) megtartott vegyesfal

viszont már minimális, kb. 90/120 cm méretű függőleges aknában lehet elkészíteni, így ez a megoldás az utca felőli földtömeg zavartalan-ságát leginkább biztosítja (10. és 15. ábra).

Szerző felhívta a figyelmet arra, hogy az elfogadott alapozási megoldások mind a tervezés, mind a kivitel szempontjából nagy gondot és körütekintést igényelnek. A lebonyolításhoz kérte Építészvezetőség és Beruházó segítségét; vállalta, hogy a módosító terveket soronkívül, oly ütemben bocsátja a kivitel rendelkezésére, hogy tervhány munkakiesés oka ne lehessen.

Gácsi János építészvezető ígerte, hogy e kivitelezést az indokolt legnagyobb körütekintéssel fogja irányítani; kijelentette, hogy a meglepetés következtében szükségessé vált termódosítások miatti határidőhosszabbításra nem tart igényt.

Szedenics Gyula építésmérnök, KPM képviselője tudomásul vette, hogy az alapozással kapcsolatban kialakult helyzet „vis major”. A munkásszállás 12 000 000,— forintos tervezett összköltségére vetített cca 1,5%-os, 160—200 000 forintra becsülhető többletköltség fedezetének biztosítását vállalta.

Ily módon — az összes résztvevők jóindulatú segítőkészségével — a meglepetés keltette helyzet megnyugatóan rendeződött és a kivitelezés fennakadás nélkül folytatódhatott.

Dicsérettel kell megemlékeznünk arról, hogy Kivitelező dolgozói Építészvezető irányításával az ígéretnek megfelelően az — átlagosat messze meghaladóan bonyolult és sokrétű feladatot képviselő — alapozást nagy gonddal és szakmai szeretettel, hibátlanul készítették el.

Most pedig elevenítsük fel, hogyan készültek el az elfogadott javaslatok?

A kiviteli tervek készítése során szerző az udvari főfal alapjainak szélesítését a bizottsági döntéstől eltérve, végigmenő szélesítés helyett a felmenő vázpillérek ritmusának megfelelő szoliteres megoldással tervezte meg. Talán tanulságos lesz ennek okát is megvilágítani.

Alaposan átgondolva ugyanis a sávossalapkiegészítésre vonatkozó, elrendelt javaslatot, az alábbi következtetésekre jutott:

1. a sávossalapkiegészítést a meglévő alapfal alsó síkjáig, a feltárt —3,50 m szintű régi padló alá további 2,90 m mélységre kell levinni (—6,40 m-ig).

2. nem kétséges, hogy ilyen mélység esetén legalább 35 cm-nyit kell az alapfal mellé betonozni, hogy a betontest szélesítésként egyáltalán figyelembevehető legyen;

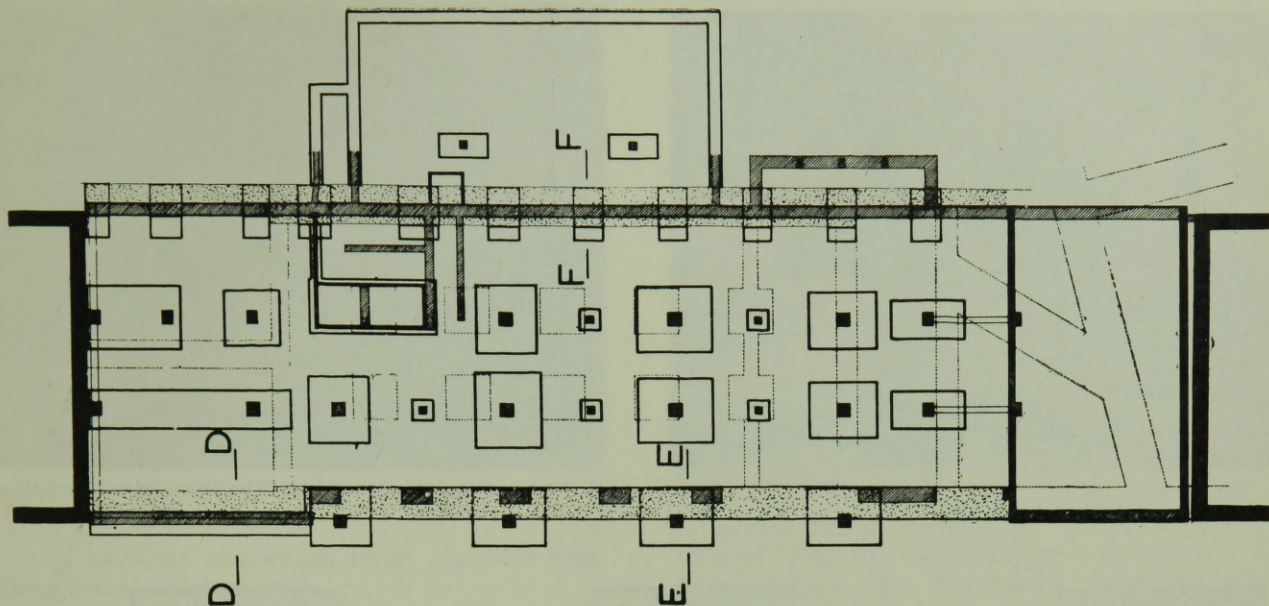
3. ez esetben az elfeszültség — mely szélesítés nélkül kb. 5,3 kg/cm<sup>2</sup>-re adódna — már 2,0 kg/cm<sup>2</sup>-re esik le; erre azonban nincsen szükség, hiszen a talajmechanikus szerint megengedhető maximális elfeszültség 4,0 kg/cm<sup>2</sup>!

Az alaptest tehát a minimálisan kivitelezhető sávossalapkiegészítést tulajdonképpen nem is igényli! (11. ábra).

Ez ennek a megoldásnak legnagyobb ellentmondása. Lássuk azonban a továbbiakat:

4. A —3,50 m-es régi padlótól a —6,20 m-es alapozási síkig terjedő 35 cm-es (minimál-szélességű) szélesítés kedvéért a teljes falhossz





14. ábra. A kivitelezett alapozási terv

mentén legkevesebb 80 cm szélességű munkaárkot kellene nyitni, melyben a betonozás számára zsaluzatot kell állítani.

5. a végigmenő munkaárok kiemelése és visszatöltése — szakaszos munka esetén is — a kitűnő tömörségű altalajt éppen az új sáv mentén fellazítaná. Ez a körülmény a későbbi süllyedés szempontjából feltétlenül hátrányos.

6. A kiegészítő betontest elkészítése még a minimális 35 cm-es szélesség mellett is kényes kiviteli hibára 2,90 méternyi magassága miatt. A szakaszos munkavégzés ezt az amúgyis keskeny betontestet még hosszirányban is felszeletelné.

Ezek lettek volna a sávós megoldás további ellentmondásai.

A helyette megtervezett *szoliteres* megoldás (lásd a 12. és 16. ábrát) az alapszélesítési igényt

3,4 m-ként ritmikusan ismétlődő pontokra koncentráltta, így ezeken a helyeken betonozásra alkalmas, kb. 70/120 cm alaprajzi méretű munkagödört emeltetett ki, melyet a kiegészítő-alaptest teljesen kitöltött, tehát földvisszatöltés szükségtelen volt, így az altalaj a teljes falhossz mentén zavartalan maradhatott.

Ilyen méret mellett mind az alap, mind a teherelosztó talp betonjának előírt minősége különösebb erőfeszítés nélkül biztosítható volt.

E megoldás kevésbé kényes a kétféle anyag együttműködésére, minthogy a kiegészítés felett elhelyezett vasbeton talp himbaként is dolgozik.

A kiegészítések kivitelezése — mely statikai szempontból csupán az élfeszültség mérséklése céljára szükséges, az épület kb. 40,0 tonna/m-es sávterhének zömét a megtartott régi alapfaltest hordja — lényegesen kevesebb munkát igényelt, hiszen 35,0 méteres hossz helyett csupán tizenegy ponton jelentett sokkal egyszerűbb feladatot (12. és 16. ábra).

Az épület utcai traktusának északi oldalán levő trafóhelyiség miatt kb. 9,0 méteres homlokzathosszon mégis kellett sávós alapszélesítést készíteni, minthogy a részletes tárgyalások során

az Elektromos Művek nem tudott hozzájárulni ezeknek a helyiségeknek belméretcsökkenéséhez. Így itt a régi falat az új pincepadló vonaláig el kellett bontanunk. (13. ábra.) Ezt a munkát a telefonkábel miatt csak különleges védelem mellett lehetett elvégezni. Ez abból állott, hogy Építésvezető a szomszédos épület harántvégfalára és a statikai szempontból megfelelően megtámasztott vegyesfalvégre vasgerendákból — a teljes magasságban három — fekvő kiváltást készített, mely a mögéje teljes felületen elhelyezett és ékelemmel rögzített függőleges pallózás terhét hordta. A pallókat a munkagödör mélyítésének ütemével párhuzamosan hajtották előre, majd a munka befejeztével a földvisszatöltéssel együtthaladva húzták fokozatosan vissza. A nagy gonddal végrehajtott művelet sikere, hogy a kábelben zavar egyetlen percre nem keletkezett, a Soroksári úti állandó rázkódás ellenére sem.

Ugyanilyen védelem mellett készítették el a kazánházi teknő kb. 7,0 méteres homlokzati oldalán szükséges falcserét is, de az 5,5 méteres magasság miatt még nehezebb körülmények mellett. A telefonkábel ez esetben sem szenvedett sérülést.

A következőkben a kivitelezett alapozási „fogások” közül a főfalak mentén alkalmazott két jellegzetes megoldást mutatjuk be részletesebben (14. ábra).

#### *Az utca felőli szoliteralapok kiviteli technológiája*

A munka a régi falmaradvány belső, biztosító megtámasztásával kezdődött (10. és 15. ábra). Egy szoliteralap és a hozzátartozó felmenő vasbeton pillérszakasz készítése vezérszavakban az alábbi munkaütemekből állott:

1. munkagödör kiemelés, keretes dúcolás ritkított függélyes pallózással,
2. falbontás a vb. talp számára, harmad falvastagságnyi lépésekben, háromlépcsős fenék-biztosítással,

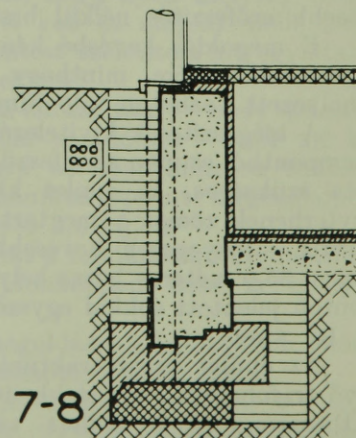
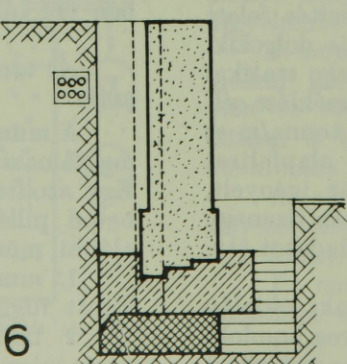
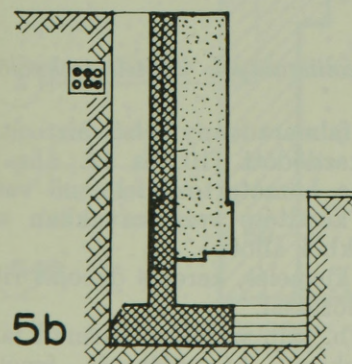
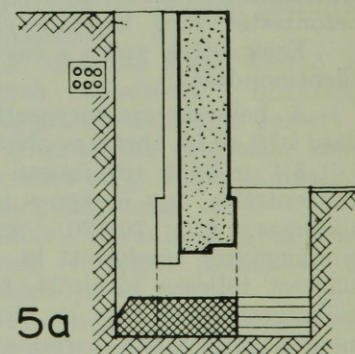
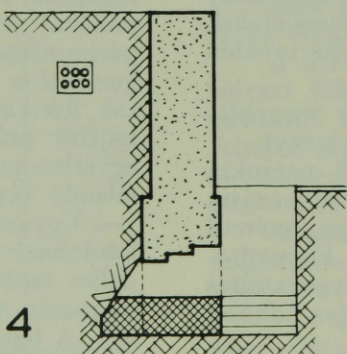
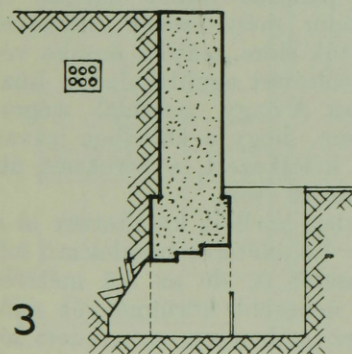
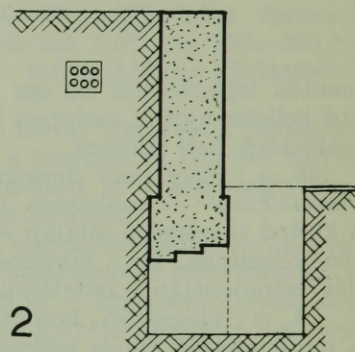
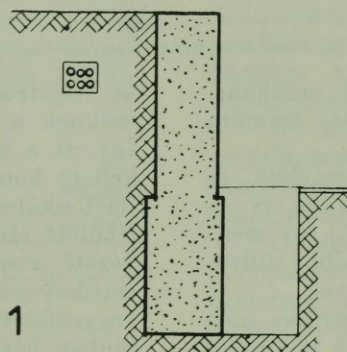
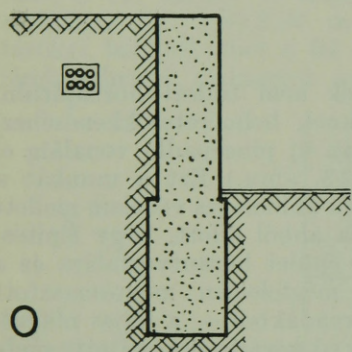




6. kép. Az utca felőli homlokzati pillérek munka-aknái. (Foto: Gácsi János)



7. kép. Az utca felőli vegyesfalazat kijavitása. (Foto: Gácsi János)



15. ábra. Az utca felőli szoliteralapok kivitelezésének lépései. (10. ábra „E” függőleges metszete)





8. kép. Az udvar felőli vb. talpak és v.b. átmeneti test behozása  
(Foto: Gácsi János)

3. alávágás kialakítása ferde, biztosító deszkaszádazás védelmében,

4. szerelőbetonkészítés, vasszerelés, a talp oldalzsuluzatának beállítása és kitámasztása, talp-betonozás, oldalzsuluzat eltávolítása, földvisszatöltés a talp felső síkjáig, nedvesítéssel és réteges tömörítéssel, vb. talp utókezelése,

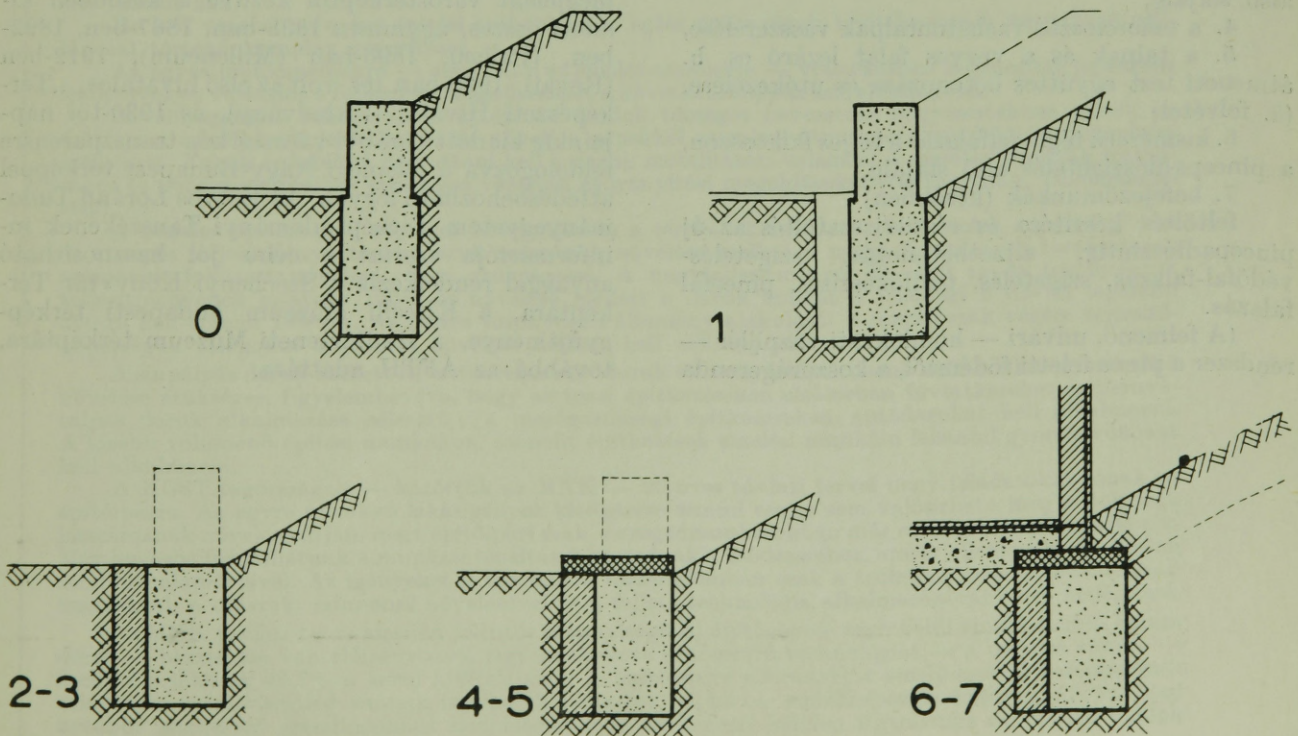
5. 90/122 cm külméretű függélyes akna mélyítése a külső utcai oldalon, keretes dúcolásra támasztott, ékelt függélyes deszkaterítés védelmében, vb. pillér részére horonyvésés a meglevő faltestben, pillérvasszerelés, pillérzsuluzatállítás, pillérbetonozás a járdaszintig, pillérbeton utókezelés,

(fenti külméret mellett a keretes dúcolás helyigénye miatt az akna hasznos belmérete csupán 70/80 cm volt. Így az aknában csak egy dolgozó tevékenykedhetett. Az akna fölé Építésvezető

csigát helyeztetett és a földkiemelést a csigán mozgatott vödörrel szolgálta ki. A dúcolás gondos készítésén kívül alent tartózkodó dolgozót — a munkavédelmi előírásoknak megfelelően — számos óvintézkedés védte, úgymint: a dolgozó derekára kötött felhúzókötel, bányászsisak, két állandó kiszolgáló, illetve figyelőpartner fent.) (6. felvétel.)

6. a talp számára kivésett falnyílás lépcsős fenékbiztosításának fokozatos eltávolítása, ékelőbeton részére oldalzsuluzat állítása és kitámasztása, ékelőbetonozás a kibontott nyílás alá, 50 cm-es felöntőgarattal, erősen plastikus konzisztenciájú betonnal, a vb. talp felett,

(a vb. talp elkészítéséhez természetesen annak konturméreteinél lényegesen nagyobb nyílást kellett a vegyesfalazatban bontani; a szükséges méretet még növelte, hogy a fenékdúcolás részére is helyet kellett biztosítani. A talp betonozása után ezt a nyílást valamiképpen meg kellett szüntetni, a falat újra folytonossá és teherviselésre alkalmassá kellett tenni. Kézenfekvőnek látszott az egyszerű kifalazás gondolata, de könnyen elképzelhető, milyen nehéz lett volna az ékelőfalazás elkészítése a faltest 1,50 m-es vastagsága miatt. Emellett nem is adhatott volna megbízható eredményt, hiszen az ékelősorok illesztése számára az egyenlőtlen felületű falfenék geometriailag alkalmatlan. Ezért fordult szerző a nehéziparban használatos „formaöntés” módszeréhez és ahhoz hasonlóan a nyílást („formát”) híg betonnal, 50 cm-es felöntéssel vibrálva töltötte ki. Ez a művelet igen egyszerűen, kívülről végezhető; a plastikus beton a felöntőgaratból adódó kb. 1000 kg/m<sup>2</sup>-es nyomással tökéletesen idomult a kibontott nyílás egyenlőtlen felületéhez és ezzel a fal folytonosságát teljes mértékben helyreállította.)



16. ábra. Az udvar felőli szoliteres alapkiegészítés kivitelezésének lépései. (12. ábra „F” függélyes metszete)



7. ékelelőbeton oldalzsálszáatának eltávólításá, földvisszáatöltés a munkagödörbe nedvesítéssel és réteges tömörítéssel, pillérzsálszáat eltávólításá, a külső munkaakna rétegesen tömörített földvisszáatöltése és nedvesítése, deszkadúcolásának fokozatos felhúzásá,

#### 8. befejezőmunkák (későbbben)

a falazat hibáinak, fülkéinek kifalazása H. 25 habarcsba rakott kisméretű téglával, feltöltés készítése az új pincepadlószintig, aljzatbetonozás, szigetelés, padló és szigetelésvédőfal készítés, a régi faltest felső megtámasztás a pince feletti, földemmel, illetve vb. koszorújával (7. felvétel).

Mint érdekességet megemlítjük, hogy csak az első talp falbontását készítették harmadfalvastagságnyi lépcsős fenékkal és lépcsős dúcolással. A további nyílásokat szerző javaslatára már boltíves alakúra vésték ki, ily módon — a tapasztalat szerint — a biztosító dúcolás mellőzhető lett volna. Építésvezető azonban a biztonság kedvéért a boltívet minimális mennyiségű, hulladékvasgerendából hegesztett, az ékelelőbetonban bennmaradó „sámlikkal” mégis biztosította.

*Az udvar felőli szoliter kiegészítő- alapok kiviteli technológiája*

A munka természetes részü kialakításával indult (12. és 16. ábra). Egy kiegészítőalap készítése vezérszavakban az alábbi ütemekből állott:

1. 70/120 cm méretű munkagödör kiemelése a felmenő vázpillér-rendszer tengelyében, munkagödör biztosítása keretes dúcoláson ritkított függélyes pallózással,

2. kiegészítő-alaptest betonozás a munkagödörbiztosítás fokozatos felhúzásá mellett,

3. kiegyenlítő falbontás a teljes falhossz mentén a létesítendő vasbeton teherelosztó talp alsó síkjáig,

4. a teherelosztó vasbetontalpak vasszerelése,

5. a talpak és a vegyes falat lezáró cs. b. átmeneti test együttes betonozása és utókezelése, (8. felvétel)

6. kisméretű téglá felfalazás a teljes falhosszon, a pincepadlószigetelés alsó síkjáig,

#### 7. befejezőmunkák (későbbben)

feltöltés készítése és rézsüvisszáatöltés az új pincepadlószintig, aljzatbetonozás, szigetelés-védőfal-falazás, szigetelés, padlókészítés, pincefal falazás.

(A felmenő, udvari — homlokzati vázpillér — rendszer a pince feletti földemtől, a koszorúgerenda

magasságában kialakított vasbeton talpakról indult.)

Az épületet 1963 nyarán adták át rendeltetésének. Az alapozás elkészítése óta három és fél esztendő telt el. Minthogy az építési idő tetemes részét, legalább egy évet a befejező munkák vettek igénybe, az alapokat gyakorlatilag több mint két éve a teljes önsúly terheli; a Soroksári úton bonyolódik le a Főváros nehéz tehergépjárműközlekedésének legnagyobb része, így az épület és az altalaj szüntelen dinamikus igénybevétel alatt is áll. Ennek és a kivitelezett erősen heterogén jellegű alapozásnak ellenére káros alakváltozás, egyenlőtlen süllyedésből következő repedés mai napig nem mutatkozott.

„Kívánatos volna, ha tervezőmérnökök, tervezőépítésszek is szívesen foglalkoznának építőmesteri szakkérdésekkel, hiszen a KPM munkásszálló alapozásáról elmondottak tanulságul szolgálhatnak arra, hogy hétköznapi rutinfeladatnak ígérkező esetekben is felbukkanhatnak meglepetések és velük olyan különleges problémák, melyeknek megoldása valaha az építőmester feladata volt.

A mai tervezőnek az építőmesterség szakfoglásaait is jól kell ismernie ahhoz, hogy segítségükkel az ilyen esetekben is megtalálja a célszerű megoldást.”

\* \* \*

Természetesen az ilyen meglepetések nagy része elkerülhető lenne, ha összegyűjtenék, kiadnák és a szakkörök rendelkezésére bocsátanák a Budapestre vonatkozó összes régi várostérképet.

Célszerű volna a térképgyűjteményt oly módon elkészíteni, hogy az első kb. 1770-ben megjelent várostérképtől kezdve a későbbben kiadott összes, úgymint: 1838-ban, 1867-ben, 1892-ben, (Pallas), 1896-ban (Milleneum), 1912-ben (Révai), 1920-ban (ez volt az első hivatalos, „Térképészeti Hivatal”-i kiadvány), és 1930-tól napjainkig kiadott korábbi várostérkép transzparensre feldolgozva a jelenlegi Nagy-Budapest térképpel átfedésbehozható legyen. Az Eötvös Loránd Tudományegyetem Térképtudományi Tanszékének információja szerint e célra jól hasznosítható anyaggal rendelkezik a Széchenyi Könyvtár Térképtára, a Kiscelli Múzeum budapesti térképgyűjteménye, a Hadtörténeti Múzeum térképtára, továbbá az ÁFTH adattára.



# Emelő-szerelő berendezések megválasztása lakó- és középületeink építésében alkalmazott nagyelemekhez

BARÓCSI MIHÁLY

6

Az MNK Kormánya a 1002/1960. számú határozatában rögzíti, hogy a legközelebbi évek egyik legfontosabb feladata a lakáshelyzet gyökeres megjavítása. Erőforrásaink és gazdasági lehetőségeink módot adnak arra, hogy 20 éven belül a lakáshiányt lényegében felszámoljuk. E határozatban a Kormány konkrét feladatokat tűz az építőipar elé. A feladat nagysága, politikai és gazdasági súlya igen mélyreható előkészítő munkákat tesz szükségessé.

A határozat végrehajtása érdekében az építőiparban a technikai és műszaki fejlesztés magas színvonalát kell elérni és a szigorú takarékoság elveit figyelembe véve, megfelelő szervezési intézkedéseket kell foganatosítani — lehetőségeink felmérése alapján — a fokozatosság betartásával. Fel kell használni mindazt a szerkezeti, anyagi és szervezési előnyt, melyet a legújabb kutatások és legkorszerűbb építési tapasztalatok nyújtanak.

Az építőipar és ezen belül a lakásépítkezések fejlődése nem tudott lépést tartani a társadalmi átalakulás következtében jelentkező igényekkel. Az előző társadalmi rendszertől elhanyagolt lakásállományt vettünk át. Rövid idő alatt a lakáskérdés a társadalom egyik legsúlyosabb problémájává vált és oda vezetett, hogy a társadalom életszínvonalának további javítása a lakáskérdés megoldása nélkül elvesztette realitását. A Kormány a felmerülő igényeket felülvizsgálva — számbavéve a lakáskérdés megoldására fordítható népgazdasági erőforrásokat, az építőipar világ- és hazai viszonylatú fejlődésére támaszkodva — határozatban rögzítette a lakáskérdés megoldásának szükségességét. Feladatul tűzte ki a népgazdaság és ezen belül az építőipar elé, hogy 20 év alatt mintegy egymillió lakás megépítésével oldja meg a lakáskérdést, biztosítson minden család részére önálló lakást.

A távlati tervezésnél első lépésként tisztázni kell azokat az alapvető kiindulási adatokat, melyekre a távlati terv, mint bázisra felépül. Lakásépítési tervvel sem lehet anélkül foglalkozni, hogy a lakásállományt, a lakásszükségletet és annak megoszlását ne vizsgálánánk meg. Bár a jelen cikkben nem célom az építendő lakásszámok tervszakonkénti vizsgálata vagy meghatározása, de a jelenlegi helyzet és a célkitűzések feltárása, értékelése a célom alátámasztásához — az optimális emelő-szerelő berendezések építéshelyi kiválasztásához — okvetlenül szükséges.

A fenti szempontok figyelembevételével — a KGST országok célkitűzéseire is tekintettel — a műszaki fejlesztés alapvető célkitűzése:

— a tipizálás és méretegyesítés kiterjesztésével a legnagyobb mértékű előregyártás, az elemek készletfokának minél magasabb szintre való emelése annak érdekében, hogy az építőipar egyre inkább helyszíni szerelőiparrá váljék.

Nyilvánvaló, hogy a gépesítés (és a gépbeszerzés) távlati tervét az építőipar fejlesztési irányzatának, elsősorban az építési módok fejlődésének megfelelően kellett elkészíteni. Ez a fejlődés a paneles (nagy-paneles) építési mód részarányának nagymértékű növekedése és ezzel párhuzamosan más építési módok fokozatos elhalása felé mutat. A gépesítés távlati terve nagy vonalakban tükrözi az építőipar fejlesztési irányát, a kisebb eltérések menet közben módosíthatók.

## A gépesítés fő célkitűzései

A gépesítés színvonalát az épületek szerkezeti és technológiai fejlesztésének megfelelően jelentősen emelni kell.

Be kell vezetni az egyes építési technológiák, egész építmények kivitelezésének összefüggő géplánccal történő komplex gépesítését.

Az egyes munkanemekre — ezen belül az emelés-szerelésre — vonatkozóan a gépesítés fejlesztési irányelveket, valamint a fejlesztési célkitűzéseket a következőképpen kell előírni:

Az előregyártás fokozása, az új építési módok tömeges bevezetése nagymértékben növeli az építőipari emelőgépek jelentőségét és növeli a gépekkel szemben támasztott minőségi és mennyiségi igényeket. Ennek érdekében biztosítani kell a daruk mobilitását, valamint a szerelési munkák biztonságos és pontos végzéséhez szükséges vezérlési és irányítási megoldásokat (távirányítás, finomemelés stb.).

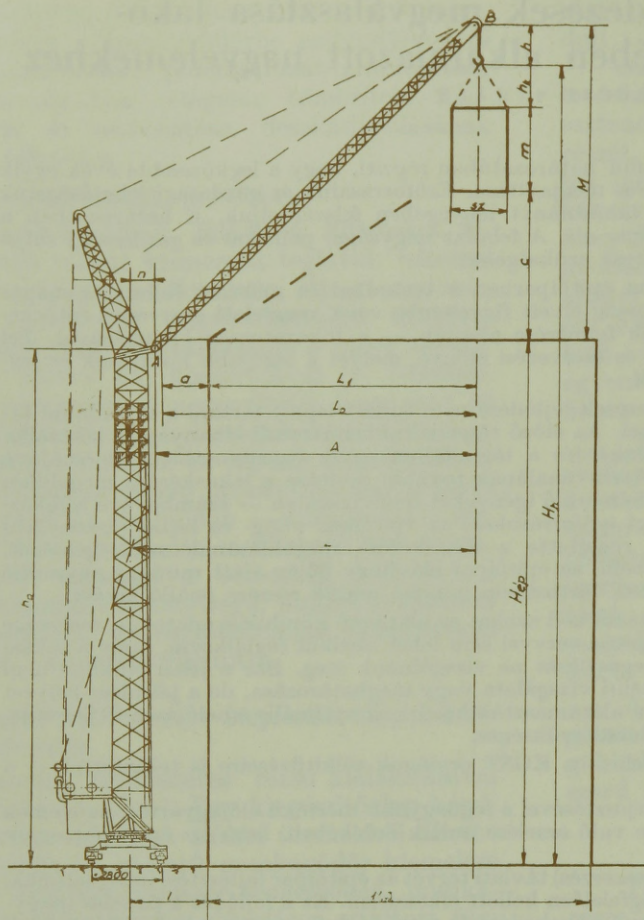
A paneles építési mód tömeges bevezetése és a térelemek fokozott alkalmazása a jelenlegi kis- és közepes teljesítményű toronydaruk számának növelése mellett a nagyteljesítményű toronydaruk számának fokozott növelését teszi szükségessé. A nagyteljesítményű 80—100 tm-es toronydaruk teljesítményének mintegy 100%-os növelése mellett e daruk számát a jelenlegi 6 db-ról legalább 200-ra kell emelni 1980-ra. Az összes toronydaru állomány alakulását a tervidőszak végére teljesítő-képességük átlagosan 3,7-szeres növelése mellett kell előírni.

A sínpályás daruk mellett fúvottkerekes autódaruk és hernyótalpas daruk számának nagymértékű növelése szükséges, figyelembe véve, hogy az ipari építkezéseken elsősorban fúvottkerekes és hernyótalpas daruk alkalmazása célszerű; a mezőgazdasági építkezéseken autódarukat kell alkalmazni. A kisebb volumenű építési munkákon, monolit építkezések emelési munkáin félstabil gyorsfelvonókat kell alkalmazni.

A KGST tagországok — közöttük az MNK — 20 éves távlati tervei nagy feladatokat rónak az építőiparra. Az egyre növekvő lakásigények kielégítése semmi esetre sem valósítható meg a dolgozók létszámának növelése útján, mert építőipari szak- és segédmunkásokban már most is hiány mutatkozik. Még kevésbé fordulhatunk a munkaintenzitás fokozásának a módszeréhez, amely ellenkezik társadalmi rendünk alapelveivel. Az igényeket a szocialista társadalomban csak a technika szélesebbkörű alkalmazásával, a műszaki színvonal növelésével és a fejlett technológia alkalmazásával lehet kielégíteni.

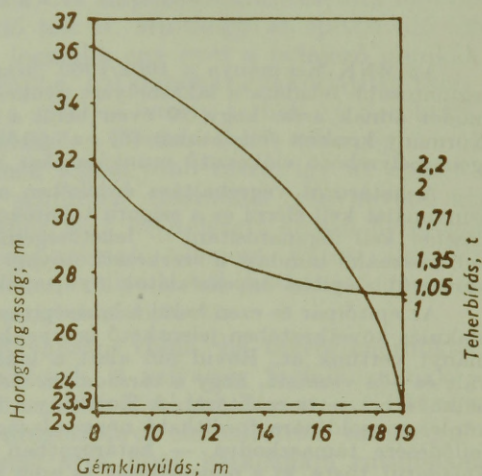
Az MNK távlati terve alapján jelentős mennyiségű új építőgép — ezen belül emelő-szerelő berendezés — beszerzése van előírva, figyelembe véve a korszerű technológiát — a paneles építést — mellyel a lakások 46,7%-a kerül kivitelezésre. A beszerzésre előírt emelő-szerelő berendezések mindössze mennyiségileg vannak indokolva bizonyos — tm — emelőképesség határok között, ami további gazdasági számításokhoz nem elegendő és nem veszi kellően figyelembe az építési módok fejlődési irányzatát.





Horogmagasság, gémkinyúlás  
grafikonja és teherbírási

TDÖ-20



Az építés-szerelés önköltségének csökkentése elsősorban az egyes építéshelyek gazdaságosságától, az emelőgépek kihasználásától és munkaszervezésétől függ és ezért igen fontos tényező, hogy az alkalmazott gépek műszakilag helyesen legyenek kiválasztva, megfeleljenek az előírt követelményeknek, biztosítva legyen az idő és emelőképesség kihasználása, továbbá az alkalmazott emelőgép műszaki és gazdasági szempontból az optimális változat legyen.

#### Emelő-szerelő berendezések kiválasztása

Az emelő-szerelő munkák hatékonysága jelentős mértékben függ az emelő-szerelő berendezések helyes kiválasztásától. Az emelődaruk (emelő-szerelő berendezések) kiválasztása technológiailag, gazdaságilag, sőt sokszor műszakilag sem teljes megalapozottsággal történik. Ez a körülmény elkerülhetetlenül a technológiai problémákhoz és az építés önköltségének növekedéséhez vezet.

Az alkalmazott emelő-szerelő berendezések kiválasztására komplex módszert kell alkalmazni, mely a műszaki kiválasztást, a mennyiségi meghatározást, a gazdasági mutatók meghatározását és végül az összehasonlítást tartalmazza.

Lényeges kérdés, hogy az egyes részletmódszerek külön-külön is alkalmazhatók legyenek; ezért az egyes részszámításokat és módszereket külön ismertettem. E közleményben csak a műszaki kiválasztás módszerének ismertetésére szorítkozom.

#### Az emelő-szerelő daruk műszaki kiválasztásának módszere a lakóépületek paramétereitől függően, nomogramok segítségével

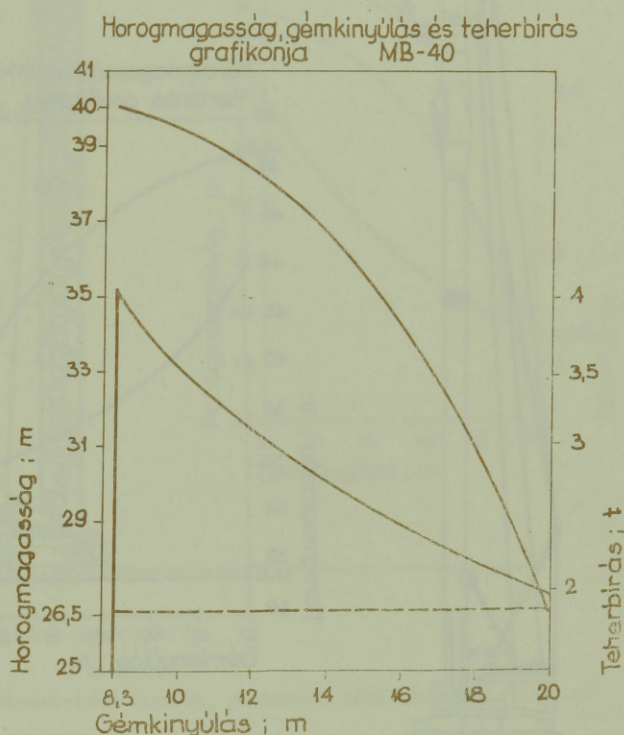
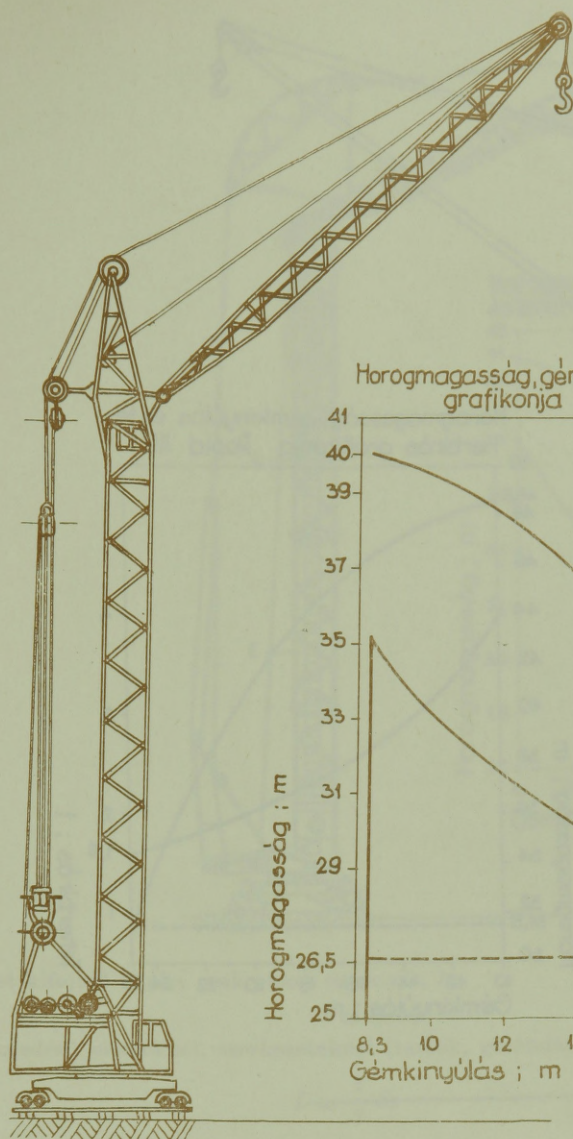
Az emelő-szerelő berendezések (daruk) kiválasztását az előregyártott elemek, szerkezetek súlyától és körvonalméretétől, valamint az épület paramétereitől függően kell elvégezni. A daru műszaki paramétereit — teherbírást, gémkinyúlást — tehát az építési mód elemeinek súlya határozza meg. A 20 éves távlati terv időszakában alkalmazásra kerülő építésmódok és elemek — súly és méret szerint — meg vannak határozva.

Megvizsgálva a rendelkezésre álló emelőgépállományt és az előirányzott beszerzéseket, meg kell állapítani, hogy igen nehéz feladat az építőipar technológiai és műszaki igényeinek kielégítése (a választék hiánya miatt).

Kritikai elemzés tárgyává tettem daruállományunkat és az előirányzott beszerzéseket, abból a szempontból, hogy mely típusokkal érdemes egyáltalán foglalkozni, melyek vehetők számításba a lakó- és középületek nagyelemes építésénél és melyek elégítik ki a szükséges követelményeket.

Az elemzés alapján csak azokkal a darukkal érdemes foglalkozni, melyek megfelelnek a korszerű követelményeknek és nagyobb mennyiség van belőlük. (Néhány újabb típusnak a beszerzése szintén célszerű.)





E korszerű típusok a következők :

|             |            |                                                   |            |
|-------------|------------|---------------------------------------------------|------------|
| TDÖ-20      | (20 tm)    | továbbá az általam beszerzésre ajánlott típusok : |            |
| Rapid III/1 | (40 tm) ;  | ZW-80                                             | (80 tm) ;  |
| MB-40       | (40 tm) ;  | MT-100                                            | (100 tm) ; |
| ZB-45       | (45 tm) ;  | Rapid V/I                                         | (100 tm) ; |
| MB-80       | (80 tm) ;  | ZB-120                                            | (120 tm) ; |
| MSZK-5-20   | (100 tm) ; | MR-1                                              | (5 t).     |

Ezek a típusok a mi viszonylatunkban korszerűeknek mondhatók és megfelelnek a távlati tervfeladatok megvalósításához technológiai és műszaki szempontból. A kiválasztott daruk önszerelők, íves pályán is közlekedhetnek, távirányíthatók, az ellensúly alul van elhelyezve és el vannak látva „finom” emelési lehetőséggel.

### A TDÖ-20 típusú (magyar) toronydaru nomogramjának szerkesztése

A nomogram szerkesztésénél a hasonló háromszögek szabályából kell kiindulni és a következő összefüggést alkalmazzuk :

$$M : L_0 = H : A$$

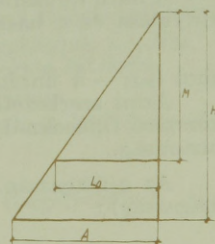
$$M \cdot A = H \cdot L_0,$$

melyből

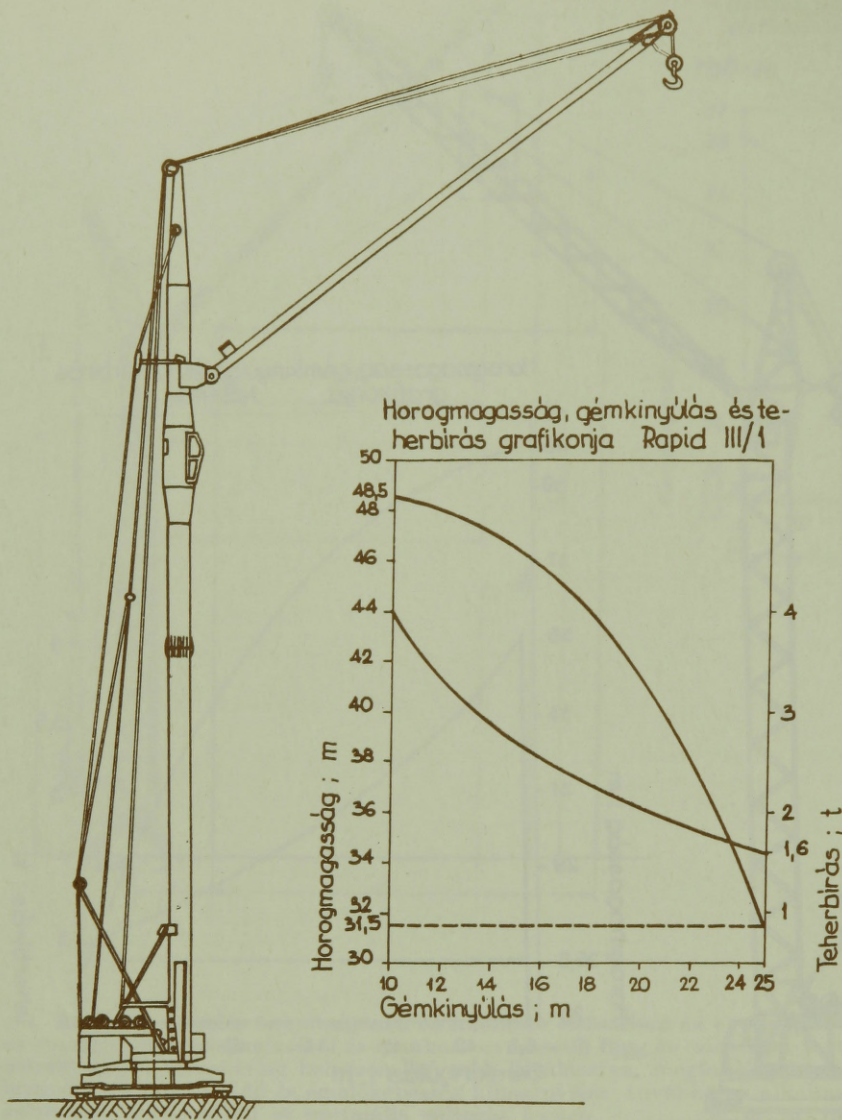
$$M = \frac{H \cdot L_0}{A}$$

A TDÖ-20 típusú daru ábrája alapján a következő kifejezést alkalmazhatjuk az egyenlet további meghatározására :

$$M = \frac{H_h + h - h_0(L_1 + a)}{L - n}$$







ahol:  $M$  — a  $B$  ponttól az elem beemelési szintjéig mért minimális távolság, mely kifejezhető a következőképpen:

$$M = h + h_k + m + c$$

- $h$  — a horog és a csigasor magassága (darutípusonként változik)
- $h_k$  — az elem kötözési magassága
- $m$  — az elem magassága
- $c$  — a munkabiztonsági magassági tartalék (munkakörülményektől függően 0,5—2 m-ig)
- $H_h$  — a horog legnagyobb emelési magassága
- $a$  — a gém tengelyközéptől az épület széléig mért távolság (mely mint a gém keresztmetszetének fele mérendő plusz 0,5—0,7 m biztonság)
- $n$  — a daru forgástengelyétől a gémsuklóig mért távolság
- $h_0$  — a sinkoronától a gémsuklóig mért alapmagasság
- $L$  — gémkinyúlás
- $L_1$  — a gém hasznos kinyúlása, mely egyenlő az épület külső szélétől a horog tengelyén keresztül haladó függőlegesig mért távolsággal, mely kifejezhető a következő összefüggésből:

$$L_1 = M \cdot \frac{L - n}{H_h + h - h_0} - a$$

A daru forgástengelyétől az épület külső faláig terjedő távolságot, mint a daru gémjének az adott kinyúlása és a hasznos kinyúlása közötti különbséget számítjuk ki:

$$l = (L - L_1) \geq l_{\min}$$

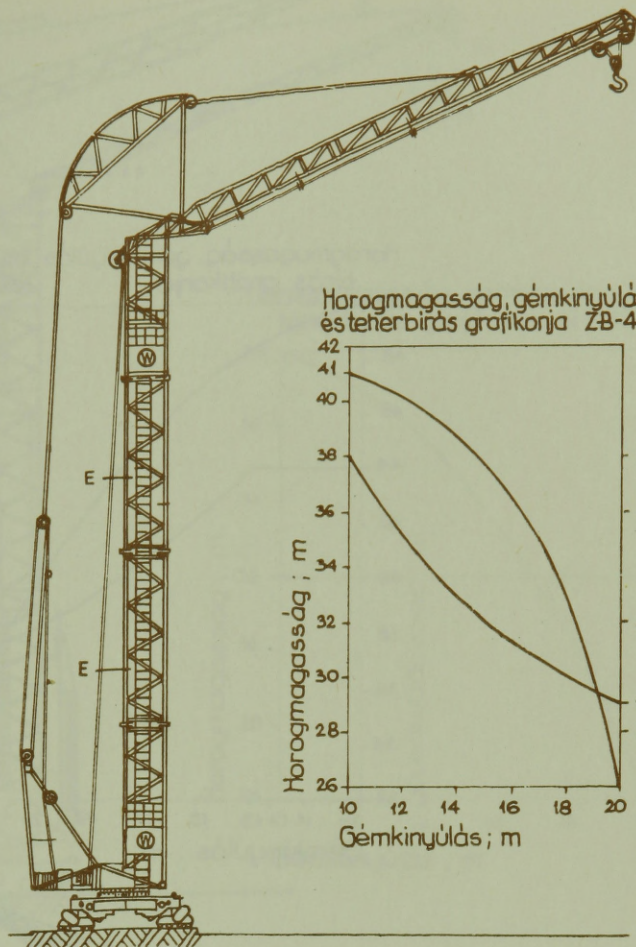
ahol  $l_{\min}$  — a minimális távolság a daru és az épület között.

Azon szerkezeti megoldású toronydaruknál, amelyeknél az ellensúly alul helyezkedik el — a korszerű típusoknál főleg ez került előtérbe — az  $l_{\min}$  = a forgórész legnagyobb sugara + 0,8...1 m biztonság.

Az  $a$  magasság, amelyre a szerelendő blokk, panel vagy elem felemelhető (a szükséges szerelési magasság):

$$H_{\text{ép}} = H_h + h - M$$





Az „ $L_1$ ” értékét kifejező képlet csak akkor érvényes, ha

$$H_{\epsilon p} \geq h_0$$

Nagy hosszkiterjedésű elemeknél, szerkezeteknél (tartók, gerendák, földemlemezek stb.) az

$$L \geq \frac{1}{2} Sz$$

ahol  $Sz$  — az elem szélessége vagy hossza.

A kifejtések további megkönnyítése végett a következő jelölést alkalmazzuk :

$$E = h_k + m + c$$

és ezáltal az „ $M$ ” egyszerűsítve kifejezhető :

$$M = h + E$$

amiből

$$H_{\epsilon p} = H_h - E$$

és egyszerűbb lesz az „ $L_1$ ” egyenlete is :

$$L_1 = (h + E) \frac{L - n}{H_h + h - h_0} - a$$

A két utolsó összefüggés jobboldali értéke az „ $E$ ” kivételével a daru típusától függ és meghatározott „ $L$ ” gémkinyúlásnál és „ $Q$ ” teheremelőképességnél állandóak.

Az „ $E$ ” értéke a szerelendő elem magasságától „ $m$ ”, a kötözési magasságtól „ $h_k$ ” és a munkabiztonsági tartaléktól „ $C$ ” függ — mely a darukezelő szakképzettségét és egyéb tényezőket figyelembevéve általában 0,5—2 m lehet.

Paneles épületek szerelésénél a munkabiztonsági tartaléknak „ $C$ ”, legalább 2 m-nek kell lennie.

Az elvi részek tisztázása után az „ $E$ ”-nek különböző értékeket adva megkapjuk a „ $H_{\epsilon p}$ ” és „ $L_1$ ” értékek sorát az „ $L$ ” gémkinyúlás és a „ $Q$ ” teheremelőképesség minden egyes értékére.

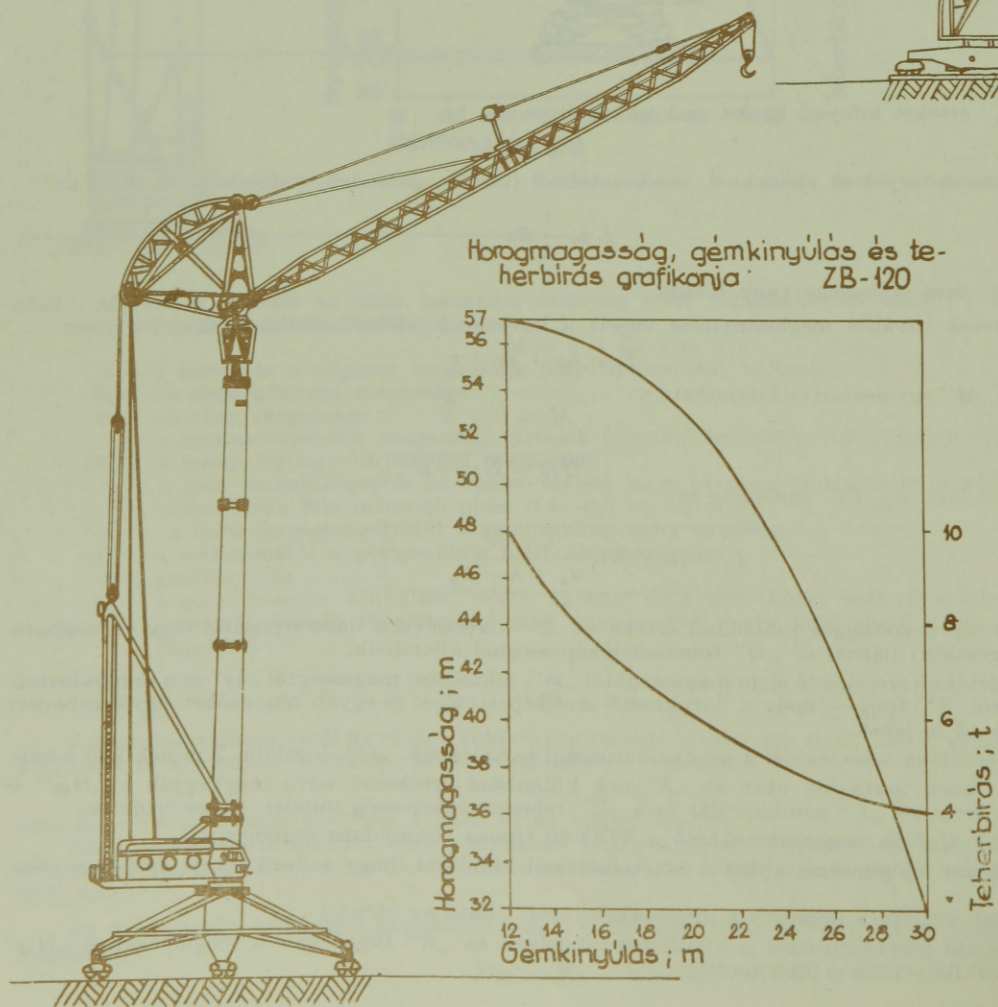
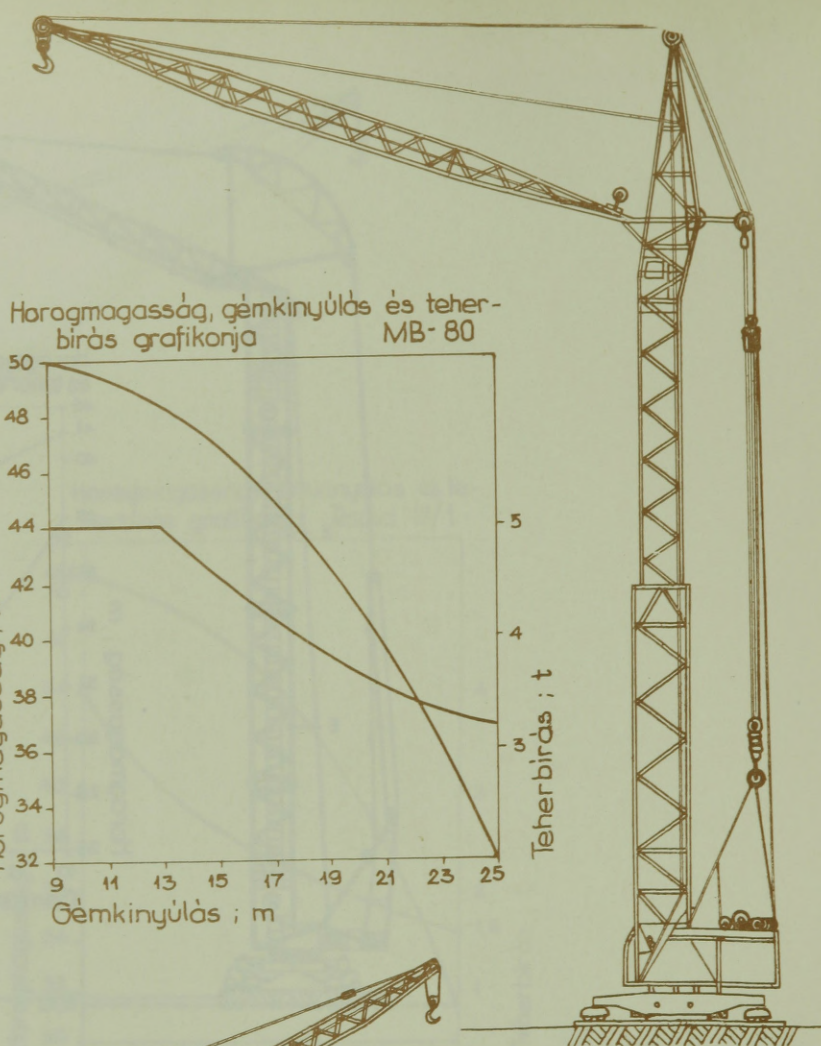
Az adatok alapján megszerkeszthető a TDÖ-20 típusú toronydaru nomogramja.

A nomogram felépítésénél abból a feltételből kell kiindulni, hogy a daru gémje 360°-ban elforgatható.

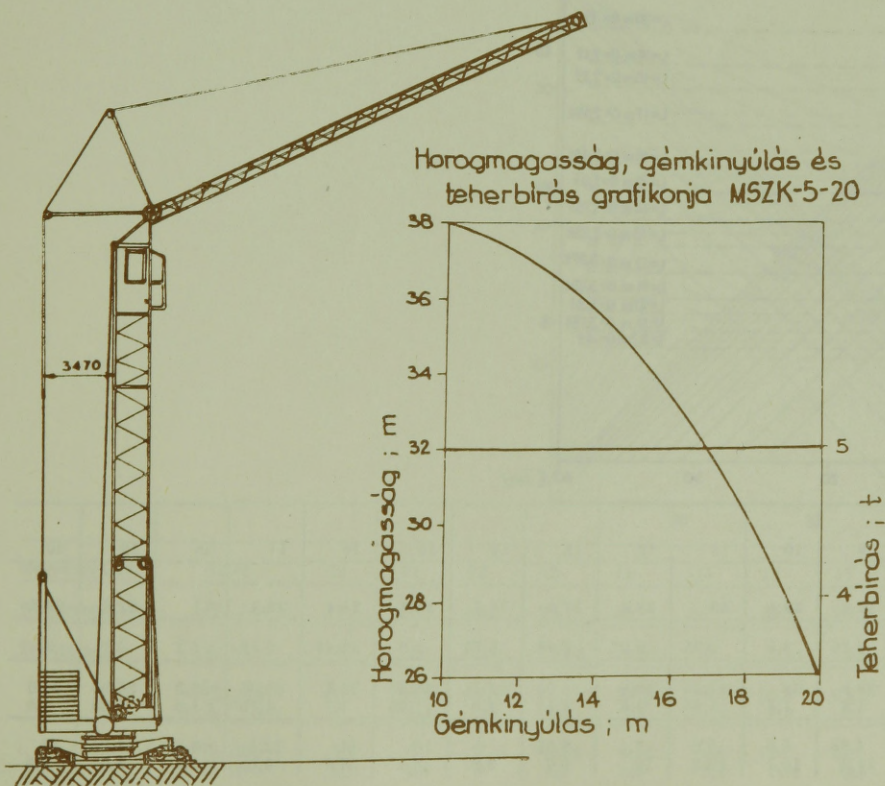
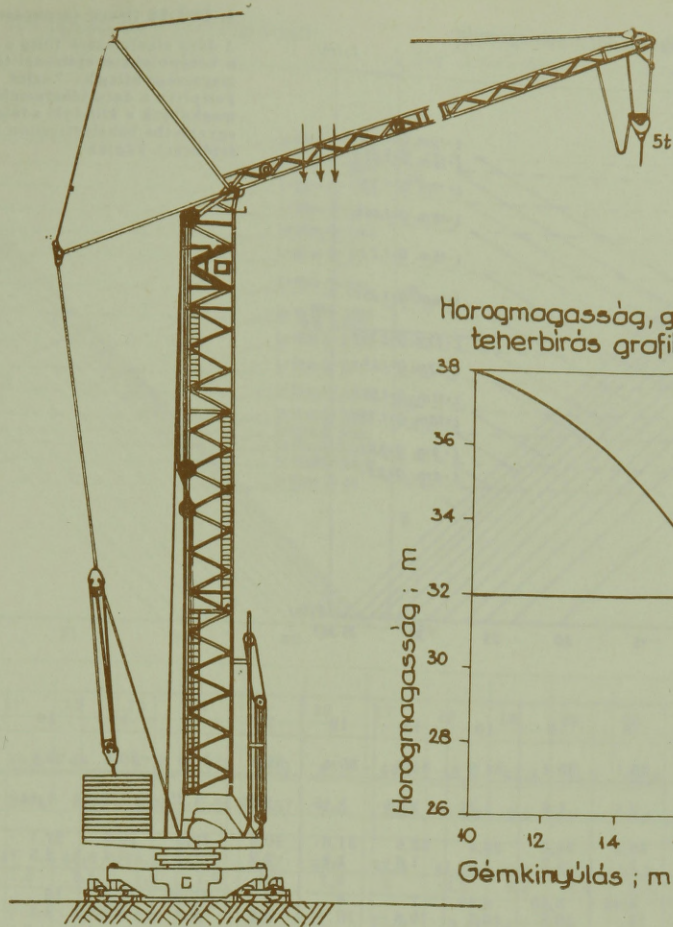
A táblázat alapján a nomogram megszerkeszthető. (Lásd az ábrán.)

A nomogram szerkesztésénél a vízszintes tengelyen az „ $E$ ” függőleges a tengelyeken a „ $H_{\epsilon p}$ ” és „ $L_1$ ” értékeit helyezzük el (mérjük fel).



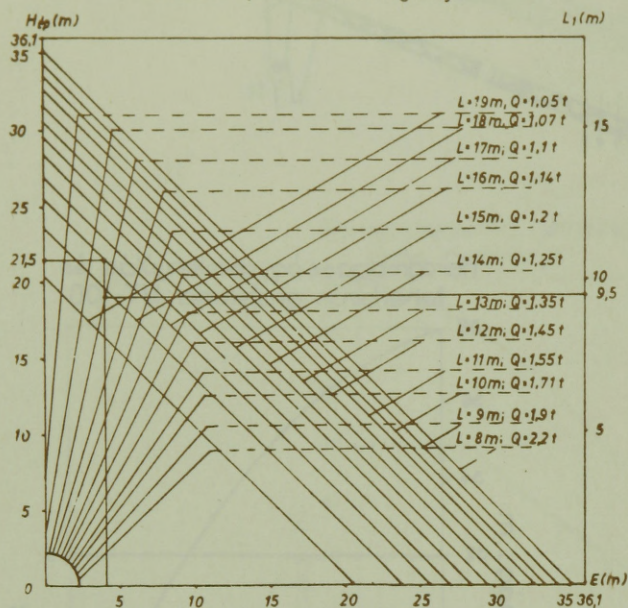






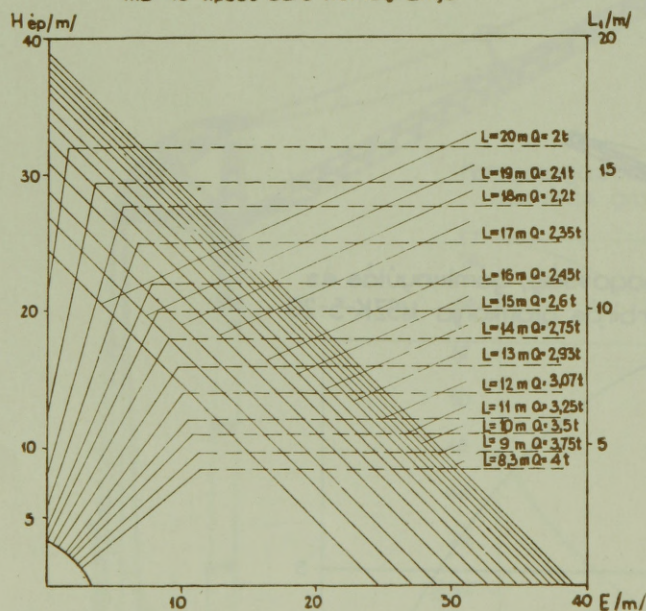


TDÖ-20 típusu daru nomogramja



| Gémkinyúlás, ( $L$ m)    | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 13   | 14    | 15   | 16   | 17   | 18   | 19   |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| Horogmagasság, $H_h$ (m) | 36,1 | 35,4 | 34,8 | 34,2 | 33,4 | 32,8 | 31,8  | 30,8 | 29,6 | 28,3 | 26,5 | 23,2 |
| Teherbírás, $Q$ (t)      | 2,2  | 1,9  | 1,71 | 1,55 | 1,45 | 1,35 | 1,25  | 1,2  | 1,14 | 1,1  | 1,07 | 1,05 |
| $H_{ép}$ (m)             | 35,1 | 34,2 | 33,4 | 32,6 | 31,6 | 30,6 | 29,5  | 28,6 | 27,1 | 25,7 | 23,8 | 20,5 |
| $E$ (m)                  | 1    | 1,2  | 1,3  | 1,6  | 1,8  | 2,2  | 2,3   | 2,4  | 2,5  | 2,6  | 2,7  | 2,8  |
| $L_1$ (m)                | 4,45 | 5,25 | 6,45 | 7    | 8    | 9    | 10,25 | 11,7 | 13   | 14   | 15   | 15,5 |
| $E$ (m)                  | 11   | 10,8 | 10,7 | 10,6 | 10   | 9,6  | 9,3   | 8,7  | 8,2  | 6,2  | 4,6  | 2,38 |

MB-40 típusu daru nomogramja



| Gémkinyúlás<br>$L$ (m)     | 8,3   | 9    | 10   | 11    | 12   | 13    | 14   | 15    | 16   | 17    | 18    | 19    | 20   |
|----------------------------|-------|------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|-------|-------|------|
| Horogmagasság<br>$H_h$ (m) | 40    | 39,8 | 39,4 | 39    | 38,3 | 37,6  | 36,7 | 35,6  | 34,4 | 32,8  | 31    | 28,8  | 26,5 |
| Teherbírás $Q$ (t)         | 4     | 3,75 | 3,5  | 3,25  | 3,07 | 2,93  | 2,75 | 2,6   | 2,45 | 2,35  | 2,2   | 2,1   | 2    |
| $H_{ép}$ (m)               | 39    | 38,5 | 38   | 37,55 | 36,8 | 36,05 | 35,1 | 33,95 | 32,7 | 31,05 | 29,2  | 26,95 | 24,6 |
| $E$ (m)                    | 1     | 1,3  | 1,4  | 1,45  | 1,5  | 1,55  | 1,6  | 1,65  | 1,7  | 1,75  | 1,8   | 1,85  | 1,8  |
| $L_1$ (m)                  | 4,3   | 4,85 | 5,5  | 6,2   | 7,1  | 8,05  | 9    | 10    | 11   | 12,5  | 13,85 | 14,75 | 16   |
| $E$ (m)                    | 11,45 | 11,3 | 10,7 | 10,3  | 10   | 9,7   | 9,2  | 8,1   | 7,7  | 6,8   | 5,5   | 3,5   | 2,5  |

A TDÖ-20 típusú toronydarú nomogramja

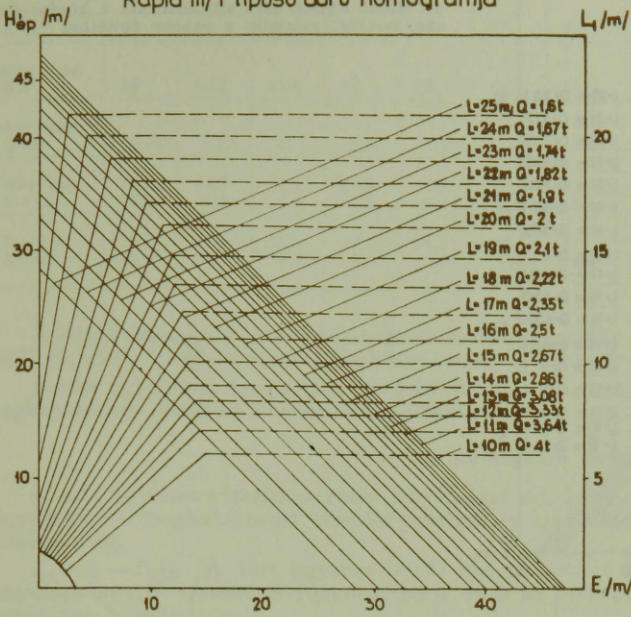
A darú alkalmazása főleg a hagyományos és esetleg a középblokkos építésnél történik. Az épületek magassága átlag 3—7 szint. Felépítve a darú teheremelési grafikonját, megkapjuk a kiinduló adatokat, melyeket az egyenletbe behelyettesítve az alábbi értékeket kapjuk:

Az MB-40 típusú toronydarú nomogramja

(A darú főleg a középblokkos és nagyblokkos építéshez megfelelő)



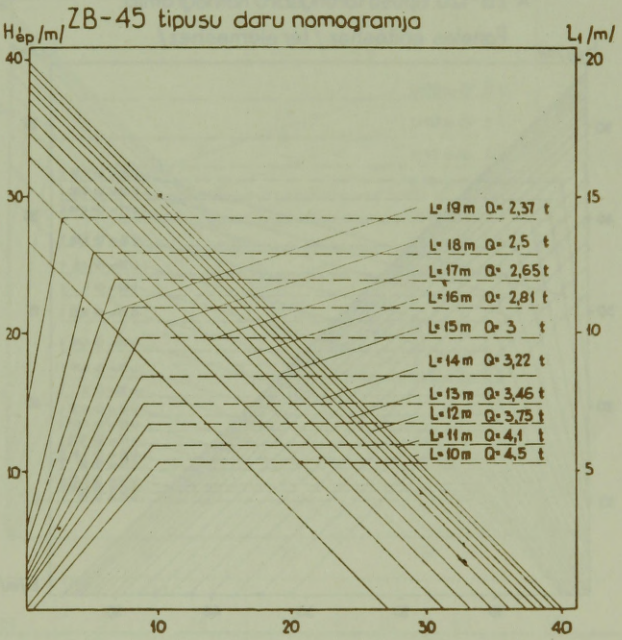
Rapid III/1 típusú daru nomogramja



A Rapid III/1 típusú toronydaru nomogramja  
A daru főleg a közép- és nagyblokkos építéshez felel meg.

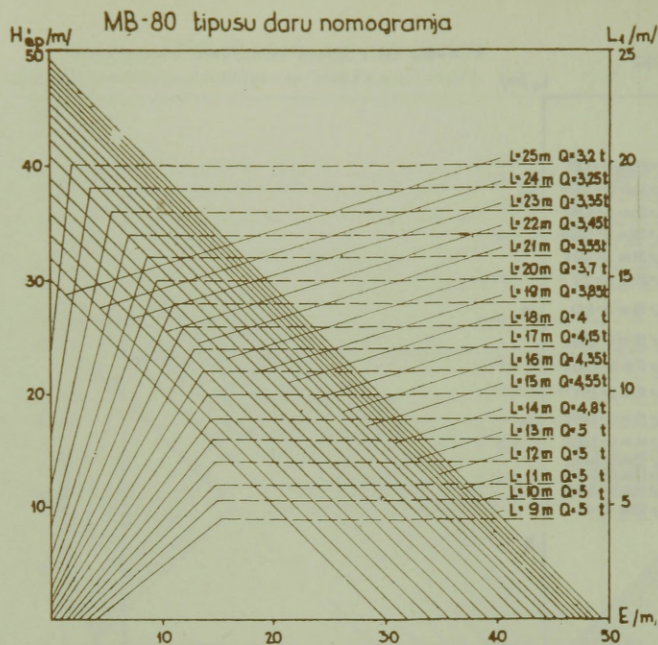
|                                           |           |           |              |             |             |             |             |              |               |             |             |             |           |             |            |             |
|-------------------------------------------|-----------|-----------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-------------|------------|-------------|
| Gémkinyúlás<br><i>L</i> (m)               | 10        | 11        | 12           | 13          | 14          | 15          | 16          | 17           | 18            | 19          | 20          | 20          | 21        | 22          | 22         | 25          |
| Horogmag.<br><i>H<sub>h</sub></i> (m)     | 48,5      | 48,3      | 48           | 47,6        | 47,1        | 46,4        | 45,7        | 44,8         | 43,8          | 42,6        | 41,3        | 39,6        | 37,8      | 35,8        | 33,6       | 31,5        |
| Teheremelés<br><i>Q</i> (t)               | 4         | 3,64      | 3,33         | 3,08        | 2,86        | 2,67        | 2,5         | 2,35         | 2,22          | 2,1         | 2           | 1,9         | 1,82      | 1,74        | 1,67       | 1,6         |
| <i>H<sub>ép</sub></i> (m)<br><i>E</i> (m) | 47,5<br>1 | 47<br>1,3 | 46,6<br>1,4  | 46,1<br>1,5 | 45,6<br>1,6 | 44,7<br>1,7 | 43,9<br>1,8 | 42,8<br>2    | 41,6<br>2,2   | 40,3<br>2,3 | 38,9<br>2,4 | 36,9<br>2,7 | 35<br>2,8 | 32,9<br>2,9 | 30,6<br>3  | 28,4<br>3,1 |
| <i>L<sub>1</sub></i> (m)<br><i>E</i> (m)  | 6<br>14,9 | 7<br>14,5 | 7,75<br>14,4 | 8,3<br>14   | 9<br>13,6   | 10<br>13,4  | 11<br>13,2  | 12,2<br>12,2 | 13,45<br>12,2 | 14,7<br>12  | 16<br>11,2  | 17<br>9,8   | 18<br>8,5 | 19<br>6,53  | 20<br>4,55 | 21<br>2,65  |

A ZB-45 típusú toronydaru nomogramja  
A daru főleg a közép- és nagyblokkos építéshez felel meg.



|               |                                           |            |             |             |             |             |             |             |           |           |             |                                                      |
|---------------|-------------------------------------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|-------------|------------------------------------------------------|
| Gémkinyúlás   | <i>L</i> (m)                              | 10         | 11          | 12          | 13          | 14          | 15          | 16          | 17        | 18        | 19          | 20                                                   |
| Horogmagasság | <i>H<sub>h</sub></i> (m)                  | 41         | 40,7        | 40,2        | 39,7        | 39          | 38          | 36,7        | 35,2      | 33,2      | 30,4        | 26                                                   |
| Teheremelés   | <i>Q</i> (t)                              | 4,5        | 4,1         | 3,75        | 3,46        | 3,22        | 3           | 2,81        | 2,65      | 2,5       | 2,37        | 2,25                                                 |
|               | <i>H<sub>ép</sub></i> (m)<br><i>E</i> (m) | 40<br>1    | 39,5<br>1,2 | 38,7<br>1,5 | 38,1<br>1,6 | 37,3<br>1,7 | 36,2<br>1,8 | 34,8<br>1,9 | 33,2<br>2 | 31<br>2,2 | 27<br>2,4   | <i>H<sub>ép</sub></i> < <i>h<sub>o</sub></i>         |
|               | <i>L<sub>1</sub></i> (m)<br><i>E</i> (m)  | 5,3<br>9,8 | 6<br>9,4    | 6,75<br>9   | 7,53<br>8,7 | 8,55<br>8,5 | 9,9<br>8,4  | 11<br>7,56  | 12<br>6,4 | 13<br>4,9 | 14,3<br>2,6 | 15,3<br><i>H<sub>ép</sub></i> < <i>h<sub>o</sub></i> |

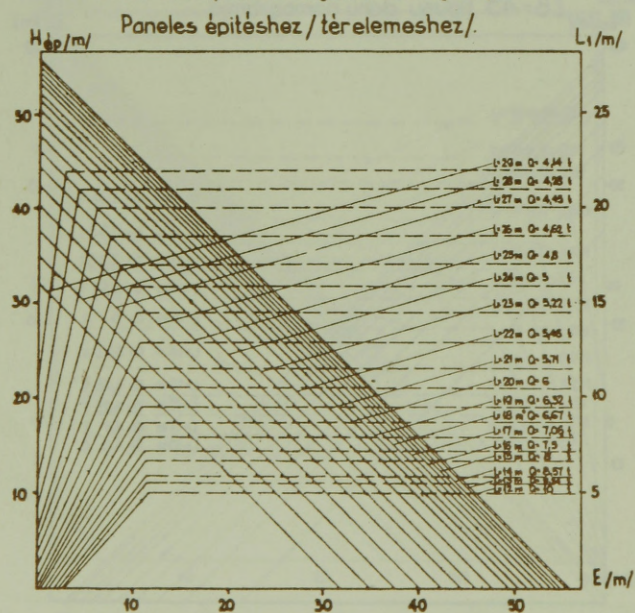




Az MB-80 típusú toronydaru nomogramja  
Az Mb-80 típusú daru alkalmazható a közép- és nagyblokkos, valamint a paneles építéshez

|                                 |       |      |      |       |      |      |      |      |      |       |       |      |       |       |      |       |      |
|---------------------------------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|------|
| Gémki-nyúlás<br>$L$ (m)         | 9     | 10   | 11   | 12    | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18    | 19    | 20   | 21    | 22    | 23   | 24    | 25   |
| Horog-<br>magasság<br>$H_h$ (m) | 50    | 49,8 | 49,4 | 49    | 48,4 | 47,7 | 47   | 46   | 45   | 44    | 42,6  | 41   | 39,6  | 37,8  | 36   | 34    | 32   |
| Teher-<br>emelés<br>$Q$ (t)     | 5     | 5    | 5    | 5     | 5    | 4,8  | 4,55 | 4,35 | 4,15 | 4     | 3,85  | 3,7  | 3,55  | 3,45  | 3,35 | 2,35  | 3,2  |
| $H_{hp}$ (m)                    | 49,5  | 48,8 | 48,3 | 47,85 | 47,2 | 46,4 | 45,6 | 44,5 | 43,4 | 42,3  | 40,85 | 38,2 | 37,77 | 35,93 | 34,1 | 32,05 | 30   |
| $E$ (m)                         | 0,5   | 1    | 1,1  | 1,15  | 1,2  | 1,3  | 1,4  | 1,5  | 1,6  | 1,7   | 1,75  | 1,8  | 1,83  | 1,86  | 1,9  | 1,95  | 2    |
| $L_1$ (m)                       | 4,5   | 5,2  | 6,02 | 6,9   | 7,9  | 8,95 | 10   | 11   | 12   | 13    | 14    | 15   | 16    | 17    | 18   | 19    | 20   |
| $E$ (m)                         | 15,25 | 14,9 | 14,7 | 14,6  | 14,5 | 14,4 | 14,1 | 13,5 | 12,8 | 12,05 | 11    | 9,65 | 8,45  | 6,92  | 5,35 | 3,4   | 1,85 |

A ZB-120 típusú toronydaru nomogramja.



A ZB-120 típusú toronydaru nomogramja  
Paneles építéshez (térelemeshez)

|                         |      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |
|-------------------------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| Gémki-nyúlás<br>$L$ (m) | 12   | 13   | 14   | 15   | 16    | 17   | 18   | 19   | 20   | 21   |
| Horog mag.<br>$H_h$     | 57   | 56,8 | 56,4 | 56,1 | 55,8  | 55   | 54,4 | 53,6 | 52,8 | 51,4 |
| Teherbírás<br>$Q$ (t)   | 10   | 9,24 | 8,57 | 8    | 7,5   | 7,06 | 6,67 | 6,32 | 6    | 5,72 |
| $H_{hp}$ (m)            | 56   | 55,5 | 55   | 54,5 | 54,15 | 53,3 | 52,6 | 51,7 | 50,6 | 49,3 |
| $E$ (m)                 | 1    | 1,3  | 1,4  | 1,6  | 1,65  | 1,7  | 1,8  | 1,9  | 2    | 2,1  |
| $L_1$ (m)               | 5    | 5,5  | 5,85 | 6,66 | 7,2   | 7,95 | 8,65 | 9,45 | 10,4 | 11,5 |
| $E$ (m)                 | 11,6 | 11,5 | 11,4 | 11,3 | 1,2   | 11,1 | 11   | 10,9 | 10,4 | 10,7 |



|                         |              |              |             |             |              |             |             |            |                                    |
|-------------------------|--------------|--------------|-------------|-------------|--------------|-------------|-------------|------------|------------------------------------|
| Gémkinyúlás<br>$L$ (m)  | 22           | 23           | 24          | 25          | 26           | 27          | 28          | 29         | 30                                 |
| Horog meg.<br>$H_h$     | 50           | 48,5         | 46,8        | 45          | 42,8         | 40,4        | 38          | 35         | 32                                 |
| Teherbírás<br>$Q$ (t)   | 5,46         | 5,22         | 5           | 4,8         | 4,62         | 4,45        | 4,28        | 4,14       | 4                                  |
| $H_{ép}$ (m)<br>$E$ (m) | 47,8<br>2,2  | 46,2<br>2,3  | 44,4<br>2,4 | 42,5<br>2,5 | 40,2<br>2,6  | 37,7<br>2,7 | 35,2<br>2,8 | 32<br>3    | $H_{ép} < h_o$                     |
| $L_1$ (m)<br>$E$ (m)    | 12,9<br>10,6 | 14,5<br>10,3 | 15,9<br>9,8 | 17<br>8,8   | 18,5<br>7,55 | 20<br>6,05  | 21<br>4,2   | 22<br>1,84 | 23 $H_{ép} < h_o$<br>$H_{le} W hr$ |

A lejtős egyenesek sora a szükséges szerelési magasság — „ $H_{ép}$ ” — változását mutatja az „ $E$ ” értéktől függően, meghatározott gémkinyúlásnál és teherbírásnál.

A tört egyenesek sora a hasznos gémkinyúlás „ $L_1$ ” változását mutatja az „ $E$ ” értéktől függően, meghatározott gémkinyúlásnál és teherbírásnál.

#### A nomogram használata

A tört egyenes vízszintes része lehetőséget ad, hogy meghatározzuk a gém legnagyobb hasznos kinyúlását — meghatározott emelőképességre és kinyúlásra — ha a daru az épületet  $l_{min}$  távolságra közelíti meg.

$L_1 = L - l_{min}$ . A tört egyenes lejtős része lehetővé teszi, hogy meghatározzuk a hasznos gémkinyúlást az „ $E$ ” értéktől függően, ha a daru az épületet az  $L - l_{min}$  értékek határai között levő távolságra közelíti meg.

A lejtős egyenesen levő pontok a hasznos gémkinyúlást adják meg a megadott szintjelzésen beemelőndő maximális elemekre vonatkozólag.

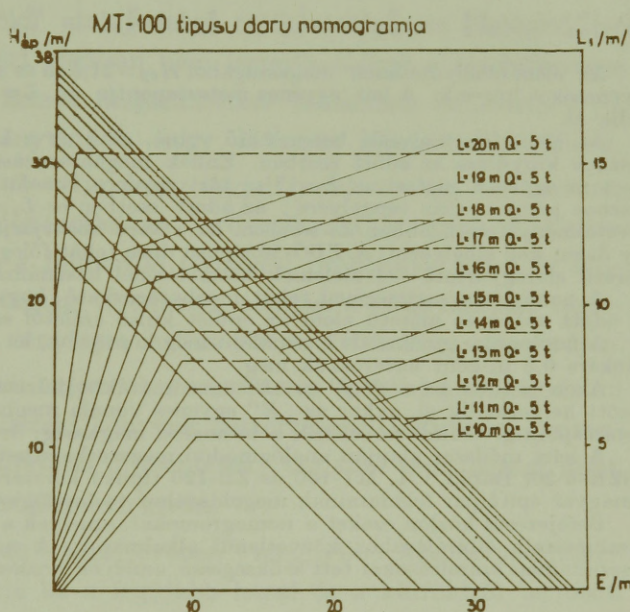
Kisebb magasságú elemeknél, ha ugyanazon szintmagasságra „ $H_{ép}$ ” kell emelni, a hasznos kinyúlás  $L_1$  — nem változik.

Példa: Az a kérdés, hogy megfelel-e a TDÖ-20 típusú toronydaru a középblokkos építéshez, de úgy, hogy a darunak ne kelljen az épületet körbejárnia. A középblokk súlya 0,8 t. Az épület szélessége 11,4 m. Az elemet 21,5 m magasságra kell elhelyezni.

A középblokk mérete és biztonság, vagyis

$$E = h_k + m + c = 1,5 + 1,5 + 1 = 4 \text{ m.}$$

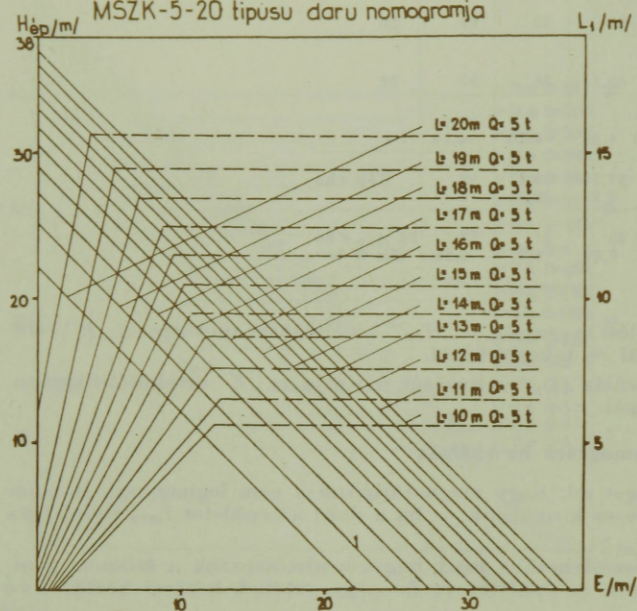
Az MT-100 típusú toronydaru nomogramja  
(Az RNK-ban jelenleg van kipróbálás alatt.)  
Paneles építéshez



|                                 |           |             |              |              |              |              |             |             |             |              |             |
|---------------------------------|-----------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| Gémkinyúlás<br>$L$ (m)          | 10        | 11          | 12           | 13           | 14           | 15           | 16          | 17          | 18          | 19           | 20          |
| Horogmagas-<br>ság<br>$H_h$ (m) | 38        | 37,6        | 37           | 36,2         | 35,4         | 34,4         | 33,2        | 32          | 30,2        | 28,2         | 26          |
| Teheremelés<br>$Q$ (t)          | 5         | 5           | 5            | 5            | 5            | 5            | 5           | 5           | 5           | 5            | 5           |
| $H_{ép}$ (m)<br>$E$ (m)         | 37<br>1   | 36<br>1,6   | 35<br>2      | 34<br>2,2    | 33<br>2,4    | 31,8<br>2,6  | 30,4<br>2,8 | 29,1<br>2,9 | 27,2<br>3   | 25<br>3,2    | 22<br>4     |
| $L_1$ (m)<br>$E$ (m)            | 5,7<br>12 | 6,6<br>11,9 | 7,63<br>11,8 | 8,68<br>11,5 | 9,5<br>10,65 | 10,5<br>10,2 | 11,5<br>9,3 | 12,5<br>8,4 | 13,5<br>6,9 | 14,5<br>5,23 | 15,7<br>3,4 |



MSZK-5-20 típusú daru nomogramja

Az MSZK-5-20 típusú toronydaru nomogramja  
Paneles építéshez

|                            |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Gémkinyúlás<br>$L$ (m)     | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 19   | 20   |
| Horogmagasság<br>$H_h$ (m) | 38   | 37,6 | 37   | 36,2 | 35,4 | 34,4 | 33,2 | 32   | 30,2 | 28,2 | 26   |
| Teheremelés<br>$Q$ (t)     | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    | 5    |
| $H_{ép}$ (m)               | 37   | 36,5 | 35,8 | 34,9 | 34   | 32,9 | 31,6 | 30,3 | 28,4 | 26,3 | 24   |
| $E$ (m)                    | 1    | 1,1  | 1,2  | 1,3  | 1,4  | 1,5  | 1,6  | 1,7  | 1,8  | 1,9  | 2    |
| $L_1$ (m)                  | 5,4  | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   | 15,4 |
| $E$ (m)                    | 10,2 | 9,5  | 9,4  | 9,1  | 8,75 | 8,1  | 7,25 | 6,35 | 4,9  | 3,22 | 1,47 |

Az elem elhelyezésének magasságából  $H_{ép}=21,5$  m és az  $E=4$  m értékének megfelelő pontokból egyeneseket húzunk. A két egyenes metszéspontja az  $L=17$  m ;  $Q=1,1$  t, lejtős egyenesen helyezkedik el.

Az elem tehát elvileg beemelhető volna, csak az a kérdés, hogy elegendő-e a gém maximális hasznos kinyúlása az adott esetben. Ennek meghatározására megkeressük ezt a pontot, ahol az  $E=4$  m egyenes metszi az  $L=17$  m tört egyenes vonalát és a metszéspontból egyenest húzunk a hasznos gémkinyúlás tengelyére; az adott esetben ez  $L_1=9,5$  m, vagyis nem elégíti ki a szükséges követelményt, csak abban az esetben, ha a daru körbejárja az épületet, vagy mindkét oldalról egy-egy darut kell elhelyezni. A TDÖ-20 típusú daru tehát főleg a hagyományos építési módnál és kisebb-méretű előregyártott födémek beemelésénél használható.

A nomogram segítségével tehát meghatározható, hogy a szükséges magasság betartása mellett az adott súlyú és méretű elem az épület külső szélétől számítva milyen távolságra helyezhető el.

A nomogram gyakorlati használata még könnyebb, ha az  $L_1$  kinyúlás értékeit az  $L$  minden egyes értékére 0,5 m-ként határozzuk meg.

Azon esetben, ha a „ $H_{ép}$ ” és „ $E$ ” koordinátákból húzott egyenesek metszéspontja két dőlt egyenes között helyezkedik el, akkor az „ $E$ ” egyenes vonala meghosszabbítható a legközelebbi dőlt egyenes metszéspontig, ezáltal növekszik a beemelési magasság, de csökken a hasznos kinyúlás.

A leírt módszer alapján analóg módon megszerkeszthető az MB-40, Rapid III/1, ZB-45, MB-80, MSZK-5-20, Rapid V/1, MT-100 és ZB-120 típusú korszerű daruk nomogramja, melyek alkalmasak a magyar építőipar feladatainak megoldásához technológiai és műszaki szempontból.

Befejezésül közlön ezeket a nomogramokat, amelyek a megfelelő gépek kiválasztásához, műszaki paramétereik elbírálásához közvetlenül alkalmasak. A nomogramok megszerkesztésének munkája hosszadalmas számításokat tett szükségessé, amelyek közlése meghaladja e cikk kereteit.



# TÁJÉKOZTATÓ

## a Műszaki Könyvklub megalakulásáról

A műszaki könyvek és folyóiratok olvasói régen felismerték, hogy szakmai fejlődésükhöz a korszerű műszaki irodalom nyújtja a legeredményesebb segítséget. Számos újításnak és találmánynak a műszaki irodalom a forrása, és az évenként sok tízmillió forinttal díjazott feltalálók és újítók zöme éppen a műszaki irodalom olvasóinak köréből kerül ki.

A magyar műszaki könyvkiadás legfőbb célkitűzése az, hogy világszínvonalon is korszerű műszaki ismereteket adjon az olvasónak, kiadványai adataiban pontosak, megbízhatók legyenek. Ezt a célját műszaki könyvkiadásunk többé-kevésbé el is érte, amit legjobban az bizonyít, hogy a különböző országok könyvkiadói — beleértve a tőkés országok könyvkiadóit is — egyre nagyobb érdeklődést tanúsítanak a magyar szakirodalom iránt.

Ugyanakkor a belföldi szakirodalmi tájékoztatás nem kielégítő, és szakembereink éppen ezért gyakran nem ismerik eléggé a rendelkezésre álló műszaki irodalmat. Ennek megszüntetése érdekében határozta el a MTESZ és a Műszaki Könyvkiadó, hogy *Műszaki Könyvklubot* létesít.

A *Műszaki Könyvklub* célja, hogy tagjait rendszeresen tájékoztassa a már megjelent és az előkészületben levő műszaki könyvekről, kívánságra tájékoztatást adjon a felmerülő termelési problémák hazai és külföldi szakirodalmáról, a tagság véleménye alapján a könyvkiadási tématervek kialakításánál a tényleges szükségletek feltárására törekedjen.

A *Műszaki Könyvklub* tagjainak a rendszeres és pontos szakirodalmi tájékoztatáson felül, a műszaki könyvek beszerzésénél sokirányú kedvezményeket biztosít. Szolgáltatásai díjmentesek, tagjaitól sem tagsági díjat, sem egyéb anyagi hozzájárulást nem kíván.

A *Technika Házában* közeljövőben megnyíló klubhelyiségeiben állandó kiállításon mutatja be a legújabb hazai és a külföldről behozott műszaki könyveket. A klubtagok részére lehetővé teszi, hogy a kiállított könyveket és folyóiratokat ne csak megtekintsék, hanem tanulmányozhassák, olvasshassák is.

Klubtag lehet bárki, aki a műszaki irodalom után érdeklődik. Bővebb felvilágosítást a *Műszaki Könyvklub* ad. Cím: Budapest 5, postafiók 581. Telefon: 112-273.



# MINEX

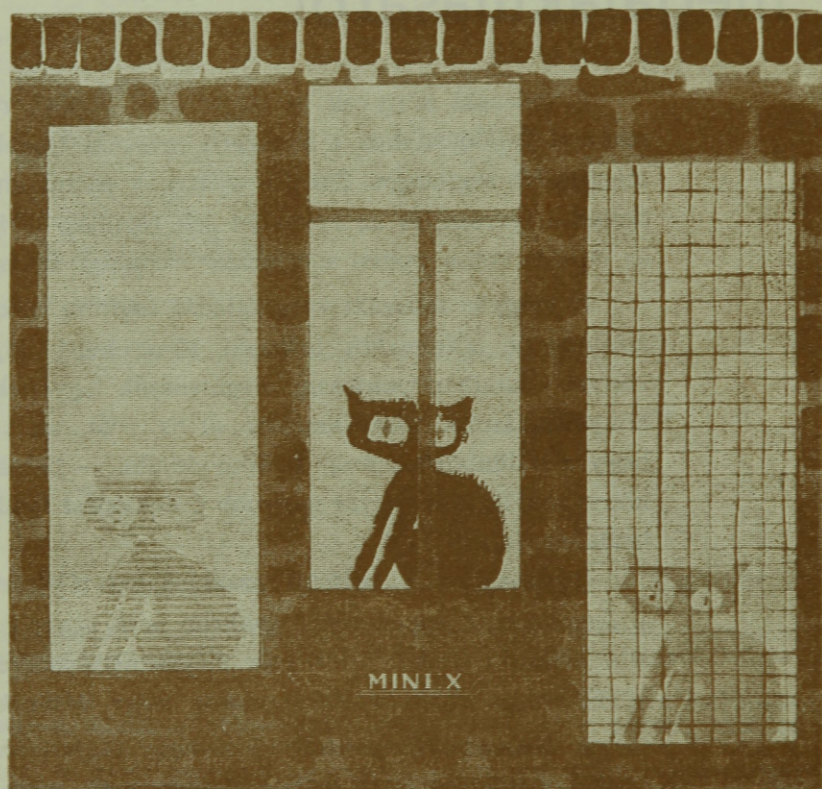
EGYEDÜL

EXPORTÁL

LENGYEL

ÉPÜLET-

ÜVEGET



Ajánlata: ablaküveg különféle nagyságban és vastagságban, díszítő- és huzalbetétes üveg, lakás-, ipari és közületi építkezés céljára. Kiváló minőségű épületüveg, kitűnő fényáteresztő ablaküveg, nagy törőszilárdságú huzalbetétes üveg, világszerte ismertek.

Üvegünket 80 országba exportáljuk!

Kívánságra prospektust és katalógust küldünk!

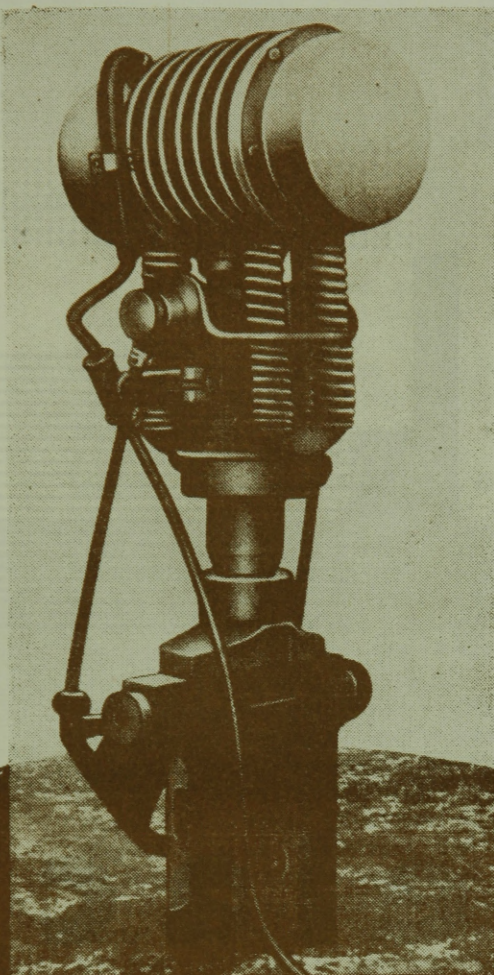
Címünk: M I N E X, Warszawa, Lengyelország

Krakowskie Przedmiescie 79.

Postafiók: 1002.

Telex: minex wa 81411, 81412.





# POLIMEX

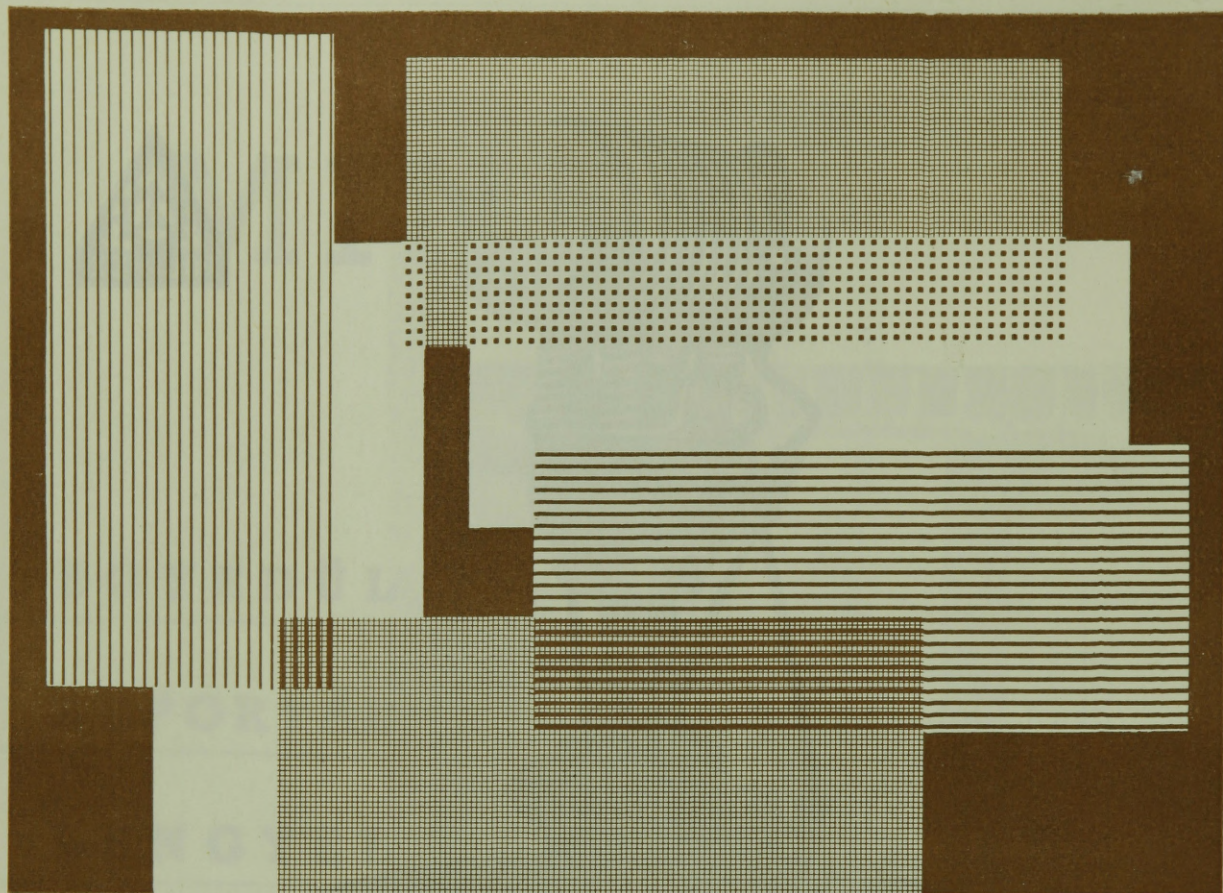
Lengyel gyártmányú forgó döngölők  
BC-3A és BC-5D típusok

Colopok, vagy egyéb mélyépítészeti elemek be- és kiverése. Széles körben kerülnek felhasználásra az építészetben és a hidépítésnél kotró munkákat biztosító falak létesítésére és csövek beépítésére nedves, vagy homokos talajba. A döngölőket elektromos motor hajtja. A BC-5D típust erősebb gép működteti, ami megnöveli a beverő mélységet.

Egyedüli exportőr:

**POLIMEX** Lengyel Gépkiviteli és Behozatali Vállalat  
Warszawa ul. Czackiego 7/9.  
Tel: 269-491 Telex: 81271, 81274  
Sürgőny cím: Polimex, Warszawa





# Sprelacart

Dekoratív rétegelt műanyag-lemez  
Egyszínben, vagy különböző mintázással

- Eredeti méret:  
1200 x 2800 x 1,5 mm
- Felhasználási terület:  
Bútor-, gépkocsi- és könnyűipar  
hajó- és vagonyártás



VEB PRESS-STOFFWERK SPREMBERG

„DR. ERANI” SPREMBERG NL.

NDK